REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté des Sciences et de La Technologie

Département de Génie de la matière

Filière génie civil

projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de master en génie civil

Option: Structure

Thème

Etude de réhabilitation d'une construction altérée par le séisme

Réaliser par :

LAMANI Fatima Zohra

OUZZANI Sabrina

Dirigé par :

Mr : BOUKSANI Omar

Co : BELHAMEL Farid

2014-2015

Remerciement

NOS PREMIERS REMERCIEMENTS POUR LE BON DIEN QUI NOUS A DONNÉ LA FORCE ET LA *SAGESSE D'ARRIVER À CE STADE*

DANS NOS ÉTUDES.

MA PLUS GRANDE RECONNAISSANCE S'ADRESSE À MES PARENTS QUI M'ON ENCOURAGE ET SOUTENU SANS RELÂCHE TOUT AU

LONG DE MES ÉTUDES.

NOS VIFS REMERCIEMENTS VONT AUSSI À NOTRE ENCADREUR **BOUKSANI OMAR.**

QU'A FAIT TOUT SON POSSIBLE POUR NOUS AIDER TOUS LONG DE CE PROJET.

NOUS REMERCONT AUSSI NOTRE CO-PROMOTEUR: **BELHAMEL FARID**.

NOUS ADRESSONS NOS REMERCIEMENTS CHALEUREUSEMENT TOUS LES PROFESSEURS *QUI NOUS ONT ENSEIGNÉS AU COURS DES ÉTUDES PRIMAIRES JUSQU'AUX ANNÉES DU CURSUS UNIVERSITAIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME.*

TOUS LES ENSEIGNANTS DE L'INSTITUT DE GÉNIE CIVIL DE L'UNIVERSITÉ DE MÉDÉA.

TOUS LES PERSONNES QUI ONT CONTRIBUÉ DE PRÈS OU DE

LOIN À LA RÉALISATION DE CE MÉMOIRE.

SABRINA et FATIMA

Dédicace

MON TRAVAIL EST DÉDIÉ À :

A MES PRÉCIEUX PARENTS, MA CHÈRE MÈRE ET MON CHER PÈRE, POUR LEUR AMOUR, SOUTIEN ET AIDE DURANT TOUTE MA FORMATION, QU'ALLAH LE TOUT PUISSANT ME LES GARDE POUR LEUR RENDRE TOUT CE BIEN PRÉCIEUX.

A MES CHERS FRÈRES : AHMAD. ISSAME. IMADE

A MES CHERS FRÈRES SŒURS : AMINA .MERIEM.WARDA .BASMA

A TOUS LES FAMILLES LAMANI ET BOUNACER

A MON BINÔME« OUZZANI SABRINA », POUR SA PARTICIPATION VIVE DURANT L'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL.

A MES AMIS : SABRINA.AICHA.FATIHA,HASSIBA,NOURA,ZAKIA.
A TOUS MES COLLÈGUES DE GÉNIE CIVIL.

AMON CHÉRE FAILLENCÉ KALEL
A TOUS MES ENSEIGNANTS ET ENSEIGNANTS DE PRIMÉRES,CEM,LYCÉE ET UNIVERSITÉ SPÉCIALEMENT A MON PROMOTEUR MR BOUKSANI OMAR ET CO BELHAMEL FARID ET TOUT CE QUE J'AI OBILÉE.

LOUANGE À DIEU D'ABORD ET AVANT TOUT ,POUR SAUVER POUR NOUS RÉCONCILIER ET PAIX ET BÉNÉDICTIONS NU SON MESSAGE PROPHÉTE MOUHAMMED CRÉATION ENSEMBLES .

LAMANI Fatima zohra

Dédicace

POUR LE PLUS CHER DE LA PRÉSENCE ET PLUS DOUX QUE LES ROSES À CELLE SE SOUVENIR DE MOI SON CŒUR PAR CETTE TRANI SPÉCIFIQUE À MA CHÉRE MÉRE .

POUR LA BOUGIE QUI BRULAIT LUI MÉME À ALLUMER MA FAÇON DE PIQUÉ QUI DIFFICULTÉ LE MINIMUM POUR FACILITER MA CARRIÉRE AUX ENSEIGNANTS ET AUX CONSEILLERS CINDY CHER LE HAUT ET LA COURONNE DE MA TÉTE ABI-HABIB

(RABI IHFADHOMA LI)

A MON TRÈS CHER FRÉRE MOHAMED ABD EL DJALILE ET MA SŒUR FATIMA ZOHRA.

A TOUT MA FAMILLE SON EXCEPTION :OUZZANI,ARAB ,YAHYAOUI,KHAWASE ,NAZWANI....

ATOUT MES AMIS : SAMIA, SALIMA, ,DALAL, KARIMA, SOUADE, DALILA, FATMA, HAYAT ,FAIZA, ,AICHA, LEYLA,SALIMA,HANAN,DJAHIDA,GANIA,HASSIBA,NOURA,FATIHA,ZAKIA,WARDA.

JE SOUHAITE UNE BELLE VIE .

A MA GRANDE MÉRE **MANI ZOHRA**JE SOUHAITE UNE LONG VIE.

A TOUS MES ENSEIGNANTS ET ENSEIGNANTS DE PRIMÉRES,CEM,LYCÉE ET UNIVERSITÉ SPÉCIALEMENT A MON PROMOTEUR MR BOUKSANI OMAR ET CO BELHAMEL FARID ET TOUT CE QUE J'AI OBILÉE.

ENFIN JE REMERCIE MON AMI ET BINOME LAMANI FATIMA ZOHRA QUI A CONTRIBUÉ À LA RÉALISATION DE CE TRAVAIL .

LOUANGE À DIEU D'ABORD ET AVANT TOUT ,POUR SAUVER POUR NOUS RÉCONCILIER ET PAIX ET BÉNÉDICTIONS NU SON MESSAGE PROPHÉTE MOUHAMMED CRÉATION ENSEMBLES .

OUZZANI Sabrina

Sommaire

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET ETAT DES LIEUX

I.1.Introduction ……...……..02

I.2.Présentation Architecturelle ……02

I.3-Présentation de la structure ……05

I.3.1.Les éléments de la construction ……...07

I.4.systeme de contreventement ……...11

I.5.classification selon RPA99 version 2003 ……...……11

I.6.les charges ……...11

I.7.Caracteristique géotechnique du sol ……...11

I.8.Description du béton ……...11

I.9.Acier ……...12

I.10.Etat des lieux ……..……12

I.11.Les mesures in-situ ……..……..16

I.11.1.Description du scléromètre ……....…16

I.11.2.Principe du scléromètre ……....….17

I.11.3.Mode opératoire ……..…..17

I.11.4. Récapitulatif des résultats des essais Scléromètre ……..….18

I.11.5.Estimation de la résistance à la compression à titre indicatif selon le graphe du scléromètre ……..…….20

I.12.commentaire de journal el chourouk ……21

CHAPITRE II : ORGANIGRAMME D'INTERVENTION

II.1.Définition ……..23

II.1.1.Analogie (médecine/génie civil) ……23

II.1.1.a.Analogie générale ……23

II.1.1.b.Analogie dans l'approche du diagnostic ……..23

II.2.Méthodologie à suivre en vue d'aboutir au diagnostic ……..25

II.2.1.Documenter la structure (identification de la structure) ……26

II.2.2.Analyse des conditions de service ……..26

II.2.3.Visite de site où "visite préliminaire" ……27

II.2.4.Visite détaillée ……27

II.2.4.1.L' auscultation – le diagnostic des constructions ……28

II.2.4.2.Objectif du diagnostic visuel ……...28

II.2.4.3.Matériel nécessaire ……..28

II.2.4.4. Observations visuelles ……29

II.2.5.Evaluation des données nécessaires au diagnostic ……29

II.3.Quelques pathologies et leur diagnostic ……...30

II.3.1.La fissuration ……..30

II.3.1.1.Définition ……30

II.3.1.2.Origine des fissures ……30

II.3.1.3.Classification des fissures …….. 30

II.3.1.4.Diagnostic des fissures ……..31

II.3.2.La corrosion des armatures ……33

II.3.2.1.Définition ……33

II.3.2.2.quelque caractéristiques de ce phénomène ……..34

II.3.2.3.Evolution de ce phénomène ……34

II.3.2.4.Où observe-t-on ce phénomène ? ……34

II.3.2.5.Diagnostic ……35

II.3.2.6.L'objectif du diagnostic de corrosion ……..……35

II.3.3.Le diagnostic en cas de séisme ……..……36

II.3.3.1.Introduction..……..……..……36

II.3.3.2.Causes traditionnelles de la pathologie sismique……36

II.3.3.3.classement des structures suivant leur état ……..37

II. 4.Conclusion ……...39

CHAPITRE III : VEREFICATION DE LA STRUCTURE EXISTANTE

III.1.Introduction ……..……..41

III.2.Choix du règlement a utilisés dans la vérification de la structure …….....41

II.3.Evaluation de charges permanentes et surcharges d'exploitations …..……...41

II.3.1.Plancher terrasse ……...…...….41

II.3.1.a) charges permanentes ……....41

II.3.1.b) charges d'exploitation ……...…...42

II.3.2. plancher courant ……..……42

II.3.2.a) charges permanents ……..……42

II.3.2 .b)- charges d'exploitation ……..……..43

II.3.3.Maçonnerie ……..…….43

II.3.3.1) - murs intérieurs ……..…….43

II.4.Vérification des éléments de structure selon DTR ……..……44

II.4.1. Vérification des plancher ……..……...44

II.4.2. Vérification des poutres ……..…….46

II.4.3.Vérification des voiles ……..……49

II.5. Vérification des éléments secondaires ……...….51

II.5.1. Introduction ……..…..51

II.5.2.L'acrotère ……....….....51

II.5.2.1.Principe de calcul ……...……51

II.5.2.2.Evaluation des charges et surcharges ……...……...…..52

II.5.2.3.Détermination des efforts ……...…...…52

II.5.3.L'escalier ……...……53

II.5.3.1.Définition ……...……53

II.5.3.2.Terminologie ……...…...53

II.5.3.3. Dimension de marche et contre marche ……..…..….54

II.5.3.4.Inclinaison de la paillasse ……..…55

II.5.3.5.Vérification de la paillasse ……..…...56

II.5.3.6.Vérification du
palier ……...…57

II.5.3.7.Evaluation des et surcharges ……..58

CHAPITRE IV : VEREFICATION DYNAMIQUE

Partie 01 : Vérification dynamique avant renforcement

IV.1.1.Introduction ……...……..…..60

IV.1.2. Application du RPA 99V2003 ……...60

IV.1.3. Caractéristiques dynamiques de la structure ……..……60

IV.1.3.1 Centre de masse ……..…….60

IV.1.3.2.Centre de torsion ……..….62

IV.1.3.3. Excentricité théorique (statique) ……..…..63

IV.1.3.4.Excentricité accidentelle ……..…64

IV.1.3.5.Effets de la torsion accidentelle ……..……65

IV.1.4. Choix de la méthode de calcul ……..……66

IV.1.4.1.Vérification des conditions d'applications méthode statique équivalent …66

IV.1.4.2.Méthode dynamique modale spectrale ……..…...66

V.1.4.3. Le spectre de réponse de calcul ……..……67

IV.1.5. Résultats de l'analyse dynamique ……68

IV.1.5.1. Vérification de comportement ……....69

VI.1.5.2.Vérification de participation massique……70

IV.1.5.3. Vérification des périodes …… ……..…..72

IV.1.5.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……. .……73

IV.1.5.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur … …...74

II.1.5.6. Vérification de la stabilité au renversement ……75

IV.2.5.7 .Moment de renversement ……..…..76

VI.1.5.8. Moment stabilisant ……...….77

IV.1.5.9.Vérification des déplacements ……....77

IV.1.5.10.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……..78

IV.1.6.Vérification de L'étude dynamique d'escalier ……..…..80

IV.1.6.1. Centre de masse ……..….…80

IV.1.6.2.Centre de torsion ……..…80

IV.1.6.3.Vérification des déplacements ……..…82

IV.1.7. Vérification de la largeur de joint ……..….82

Partie 02 : Vérification dynamique après renforcement

IV.2.1.Introduction ……84

IV.2.2.Description du bloc réparé ……84

IV.2.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux ……..…….86

IV.2.4. Caractéristiques dynamiques de la structure ……..……86

IV.2.4.1. Centre de masse ……..…..86

IV.2.4.2.Centre de torsion ……..…..87

IV.2.5.Excentricité …….. .. 88

IV.2.5.1.Excentricité théorique (statique) ……..……88

IV.2.5.2.Excentricité accidentelle ……..…88

IV.2.5.3. Vérification selon RPA …….……..89

IV.2.6. Méthode dynamique modale spectrale …….……..90

IV.2.6.1. Vérification de comportement ……....……90

IV.2.6.2. Vérification de participation massique ……91

IV.2.6.3 .Vérification des périodes ……92

IV.2.6.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……92

IV.2.6.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ……..92

IV.2.6.5. Vérification de la stabilité au renversement ……93

IV.2.6.5. A. Moment de renversement …….....…93

IV.2.6.5.B. Moment stabilisant ……..……94

IV.2.6.6. Vérification des déplacements ……...….94

IV.2.6.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ …….…...95

IV.2.7.Vérification de l'après de joint sismique ……..…..…96

CHAPITRE V : ETUDE PATHOLOGIE DE BETON

V.1. Introduction ……..98

V.2.Dégradation de béton ……98

V.3. Facteurs contribuant à la dégradation des structures en béton ……....98

V.4. phases de dégradation du béton armé ……...…...99

V.5. Défauts dans le béton découlement ……..…..….99

V.6. Causes de dégradation de la structure existant ……100

V.7. L'épaufrure ……..105

V.8. Corrosion des armatures ……..106

V.8.1. Désordres de corrosion ……106

V.8.2 Types de corrosion ……...…106

V.8.3. étapes de corrosion ……...……...108

V.8.4.Dépassivation des aciers dans le béton ……...…….109

V.8.5.Les causes ……...…..….109

V.8.6. Les effets de la corrosion sur le comportement mécanique du béton .....…..110

V.8.7. Détérioration de l'adhérence entre l'acier et le béton ……...……..…...111

V.8.8. Essai d'indentification de la corrosion ……..…….....112

V8.9. Désordres dus à la corrosion ……..……...114

V.9.Corrsion des d'armature par carbonatation ……..116

V.9.1. Progression de la carbonatation …….…...116

V.9.2. Conséquences de la carbonatation ……...……118

V.9.3. Détermination de la profondeur de carbonatation ……...……118

V.9.4.Principe du test à la phénolphtaléine ……...…….119

V.9.5.Methodes expérimentales ……...……..119

V.9.5.1.Prélèvements des échantillons ……...……119

V.9.5.2.Mode opératoire ……120

V.9.5.3.Interprétation des résultats ……121

V.10. Corrosion par attaque des chlorures ……122

V.10.1.Essai de l'identification des chlorures ……123

V.11. corrosion par introduction de l'oxygène et humidité ……...……....123

V.12. Détérioration du béton d'enrobage ……..124

V.12.1.Définition ……..…124

V.12.2.Les Causes ……...124

V.12.3.Les Désordres ……...124

V.12.4.Essai de Localisation des armatures et détermination de Leur enrobage..124

V.13.La fissuration ……..….125

V. 13.1.Définition ……..…...125

V.13.2.Les Causes ……..…….125

V.13.3.Les Désordres ……..…125

V.13.4. Mesure des Largeurs de fissuration ……....125

V.13.5.Dégradation du béton ……...126

CHAPITRE VI : REPARATION ET RENFORCEMENT

VI.1.Introduction ……..…128

VI.2. Compatibilité des matériaux de réparation avec le béton existant …… .129

VI.3.Préparation d'une opération de réparation ou de renforcement ……...129

VI.4.Les matériaux ……...131

VI.5. préparation de la surface ……..…132

VI.5.1. Rugosité et adhérence au support ……..…..132

VI.6.Réparation des cas pathologiques existants dans la structure ……..133

VI.6.1. Epaufrures ……....133

VI.6.2. Corrosion des armatures ……..….134

VI.6.2.1. Définition d'un inhibiteur de corrosion ……..…..134

VI.6.2.2. Fonction d'un inhibiteur de corrosion ……...…134

VI.6.2.3. Catégories d'inhibiteurs de corrosion ……...….135

VI.6.2.4. Mise en œuvre d'un inhibiteur de corrosion ……..135

VI.6.2.5. L'inhibiteur de corrosion utilisé (SIKA MONOTOP 610 AC) …….136

VI.6.2.6. Les caractéristiques de SIKA MONOTOP 610 AC ……..…..136

VI.6.2.7.Guide d'application de l'inhibiteur de corrosion ……....137

VI.6.3. l'enrobage ……..…….137

VI.7.Technique de Réparation ……..144

VI.8.Renforcement de la structure ……....144

VI.8.1.Les principales techniques de réparation des surfaces des éléments de structure.144

VI.8.1.1.Gainage métallique ……144

II.8.1.2.Chemisage des sections de béton (gainage en béton armé) …….....144

VI.8.2. murs en béton armé (les voiles) ……...144

VI.8.3.Renforcement des voiles ……...144

VI.8.4.La solution possible ……..146

VI.8.5.Les zones concernées par la réparation et le renforcement de la structure.146

VI.8.6.Adhérence béton-armature …….……...148

VI.8.7.Les solutions ……..149

VI.8.8.Etape de réalisation ……....149

CHAPITRE VII : FERAILLAGE DES ELEMENTS RENFORCE

VII.1. Ferraillage des voiles ……...152

VII.1.1. Introduction ……...152

VII.1.2.Les voiles pleins ……152

VII. 1.3.Voiles avec ouvertures ……..152

VII.1.3.1.Les linteaux ……...152

VII 1.3.2.Les trumeaux ……...152

VII.1.3.3. Méthode de calcul ……..153

VII.1.4. Recommandations réglementaires ……153

VII. 1.4.1.Armatures verticales ……...…..153

VII. 1.4.1.1. Détermination des armatures à l'ELU de résistance ……..... .154

VII.1.4.2.Calcul des armateurs horizontaux ……...…158

VII.1.4.2.1.Contraintes limites de cisaillement dans les voiles …….....158

VII.1.4.3. Armatures transversales …….....159

VII.1.5.Voiles avec ouvertures ……...…161

VII .1.5.1. Ferraillage des trumeaux …… ..161

VII.1.5.1.1 Armatures verticales ……161

VII .1.5.1.2. Las armateurs horizontaux ……162

VII.1 .5.2. Ferraillage du linteau ……...162

VII1.5.2.1. Premier cas ……...162

VII1.1.5.2.2.Deuxième cas ……163

VII.2. Ferraillage l'escalier ……....165

VII.2.1.Voiles pleins d'escalier ……165

VII.2.1.1. Armatures verticales ……165

VII.2.1.2 Les armatures horizontale ……..166

VII.2.1.3. Armatures transversales ……167

VII.2.2. Ferraillage paillasse et palier ……...……....167

VII. 2.2.1.Combinaison des charges ……167
VII.2.2.2.Détermination des efforts ……..168

VII.2.3. Calcul du ferraillage ……171

VII.2.3.1. Condition de non fragilité ……171

VII.2.3.2. Armature de répartition ……171

VII.2.3.3. Condition d'espacement ……...172

VII. 2.3.4.Vérification de l'effort tranchant ……..172

VII.2.3.5. Vérification à l'Etat Limite de Service ……172

VII .2.6.Vérification de la flèche ……173

VII 2. 6 .1. Calcul de la flèche ……..173

vii.3 .ferraillage des fondations ……...175

vii.3. 1.introduction ……175

VII.3.2. Vérification des contraintes ……...177

VII .3.3. Ferraillages des semelles Filantes sous voile ……178

Liste des figures

Chapitre : I

Figure I.1 : Vue en plan RDC.....2

Figure I.2 : Vue en plan de 1er et 2éme étage.....2

Figure I.3 : Vue en plan de terrasse.....3

Figure I.4 : Façade principale.....3

Figure I.5 : Plan de masse état des lieux.....4

Figure I.6 : Vue en plan et positions des éléments auscultés.....5

Figure I.7 : Vue en plan de l'ouvrage.....5

Figure I.8 : Vue en plan RDC.....6

Figure I.9 : Vue en plan de 1er et 2éme étage.....7

Figure I.10 : façade principale.....7

Figure I.11 : Vue en plan de plan de masse.....8

Figure I.12: Vue de couloir.....9

Figure I.13 : Vue des classes.....9

Figure I.14 : l'escalier.....10

Figure I.15 : Vue en plan de terrasse.....10

Figure I.16 : scléromètre.....16

Figure I.117 : Essai Scléromètre.....17

Figure I.18: Les éléments auscultés**..**.....20

Chapitre : II

Figure II. 1 : Analogie (médecine/génie civil).....24

Figure II.2 : Cycle du diagnostic des pathologies et de la maintenance d'une structure.....25

Figure II.3 : Tracé d'une fissure.....31

Figure II. 4 : Etapes et organisation du diagnostic en cas de fissuration.32

Figure II. 5 : Corrosion des armatures.....33

Figure II. 6 : Mécanisme général d'altération d'un béton armé à cause de la corrosion des aciers.....33

Figure II.7 : Etapes du diagnostic des structures après un séisme.....38

Chapitre : III

Figure III.1 : Coupe au niveau du plancher terrasse.....42

Figure III.2 : composants d'un plancher courant.....43

Figure III.3 : dalle pleine.....45

Figure III.4 : Dimension de la poutre.....46

Figure III.5 : Schéma de poutre.....48

Figure III.6 : Coupe de voile en élévation.....49

Figure III.7 : Coupe des voiles en plan.....50

Figure III.8 : Dimensionnement de l'acrotère.....51

Figure III.9 : type d'escalier.....53

Figure III.10 : Composante d'escalier.....54

Figure III.11 : dimension de marche et de contre marche.....54

Figure III.12 : schéma réel d'escalier 55

Figure III.13 : Inclinaison de la paillasse.....55

Figure III.14 : La flèche maximale.....56

Chapitre : IV

FigureIV.1.1: Les poids centré dans chaque niveau.....62

Figure IV.1.2 : Dimension des voiles et poteaux. 63

Figure IV.1.3: Le comportement des trois premiers modes.....69

Figure IV.1.4: Distribution des forces sismiques.....74

Figure IV.1.5 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.....75

Figure II.1.6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.....76

FigureIV.1.7 : Schéma d'escalier.....80

FigureIV.1.8: largeur minimale de joint sismique.....82

Figure IV.2.1 : Bloc avant et après renforcement.....85

Figure IV.2.2 : La solution de renforcement.....85

Figure IV.2.3 : Les poids centré dans chaque niveau.....87

Tableau IV.2.4 : Le comportement des trois premiers modes.....90

Figure IV.2.5 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.....93

Chapitre V

Figure V.1 : Les facteurs de dégradation 98

Figure V.2 : Défaut dans le béton.....99

Figure V.3 : Défaut de la structure existante. 100

Figure V.4 : Défaut de la structure existante.....100

Figure V.5 : Vue discontinuité des éléments verticaux.....101

Figure V.6 : Défaut de la structure existante. 101

Figure V.7 : Défaut de la structure existante.....102

Figure V.8 : Défaut de la structure existante. 102

Figure V.9 : Défaut de la structure existante.....103

Figure V.10 : Défaut de la structure existante.....103

Figure V.11 : Défaut de la structure existante.....104

Figure V.12 : Défaut de la structure existante. 104

Figure V.13 : Défaut de la structure existante.....105

Figure V.14 : Exemple de l'épaufrure.....105

Figure V.15 : Exemple de corrosion. 107

Figure V.16 : Exemple de corrosion.....107

Figure V.17: Dégradation due à la corrosion.....108

Figure V.18 : Etapes de l'évolution de la corrosion des armatures dans le béton.....109

Figure V.19 : Effet de la corrosion sur le comportement mécanique de structures 111

Figure V.20: variation schématique de la résistance d'adhérence avec le pourcentage de corrosion 113

Figure V.21 : Mesures de potentiel.....113

Figure V.22 : Mesure de vitesse de corrosion.....113

Figure V.23 : Type de fissure provoquée par la corrosion de l'armature.....114

Figure V.24 : Type de fissure provoquée par la corrosion de l'armature.....115

Figure V.25 : Type de fissure provoquée par la corrosion de l'armature.....115

Figure V.26: Evolution de la carbonatation.....116

Figure V.27 : La progression de la carbonatation.....117

Figure V.28: Carbonatation-Corrosion des armatures.....117

Figure V.29 : Conséquences de carbonations.....118

Figure V.30 : la phénolphtaléine.....119

Figure V.31 : Prélèvement des carottes dans l'ouvrage.....120

Figure V.32: Carbonatation de béton.....121

Figure V.33: Attaque par les chlorures.....122

Figure V.34 : Facteurs de corrosion.....123

Figure V.35 : Détection des armatures au radar.....124

Figure V.36: Mesure de la largeur d'une fissure au moyen du fissuromètre.....125

Figure V.37: Diagramme schématique du processus corrosion-fissuration 126

Chapitre VII

Figure VI.1 : Mécanisme d'adhérence en traction.....132

Chapitre VII

Figure VII.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....154

Figure VII.2 : Proposition d'une Nouvelle Variante de Renforcement.....155

Figure VII. 3: Disposition des armatures dans les voiles (V1, V5)..... 159

Figure VII.4: Disposition des armatures dans les voiles (V2) 160

Figure VII.5: Disposition des armatures dans les voiles (V3, V4).....160

Figure VII.6 : dimension de linteau.....164

Figure VII.7: Disposition des armatures du voile.....167

Figure VII.8: Schéma statique de l'escalier.....168

Figure VII.9 : Diagrammes des efforts.....168

Figure VII.10: Diagramme de moment.....169

Figure VII.11: Schéma statique de l'escalier ELS.....169

Figure VII.12 : Diagramme des efforts ELS.....170

Figure VII.13 : Diagramme de moment fléchissant 170

Figure VII.14 : semelle filante sous voiles.....175

Figure IIV.15 : les semelles filante.....175

Figure IIV.16 : dimensions de semelle.....177

Liste des tableaux:

Chapitre : I

Tableau I.1 : Résistances de l'élément 1 de RDC selon dureté au choc.....18

Tableau I.2 : Résistances de l'élément 2 de RDC selon dureté au choc.....18

Tableau I.3 : Résistances de l'élément 3 de RDC selon dureté au choc.....19

Tableau I.4 : Résistances de l'élément 4 de RDC selon dureté au choc.....19

Tableau I.5 : Résistances de voile de RDC selon dureté au choc.....19.

Chapitre : II

Tableau II.1 : L'auscultation des structures.....28

Tableau II. 1 : Méthodes non destructives.....30

Chapitre : III

Tableau III.1 : charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine).....41

Tableau III.2 : charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).....42

Tableau III.3 : Charges permanents du mur simple cloison.....43

Tableau III.4 : vérification des planchers.....44

Tableau III.5 :loi des poutre.....46

Tableau III.6 : Vérification de la poutre.....47

Tableau III.7 : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S.....48

Tableau III.8 : Vérification de la flèche.....48

Tableau III.9 : évaluation des charges et surcharges.....52

Tableau III.10 : Détermination des efforts N, M et T l'acrotère.....52

Tableau III.11 : Vérification de l'épaisseur de paillasse. 56

Tableau III.12. Vérification de la flèche.....56

Tableau III.13 : Vérification l'épaisseur de palier.....57

Tableau III.14 : Vérification de la flèche de paillasse. 57

Tableau III.15 : la charge permanente de palier.....58

Tableau III.16 : la charge permanente de paillasse.....58

Chapitre : IV

TableauIV.1.1 : Wi pour chaque étage.....61

Tableau IV.1.2 : Centre de torsion.....63

Tableau IV.1.3 : Calcule d'excentricité théorique.....64

Tableau IV.1.4: Calcule d'excentricité accidentelle. 64

Tableau IV.1.5: Calcul de l'excentricité totale. 65

Tableau IV.1.6 : La vérification selon RPA. 65

Tableau IV.1.7 : Détermination du facteur de qualité Q.....68

Tableau IV.1.8: Le comportement des trois premiers modes.....70

Tableau IV.1. 9: Coefficient de participation massique.....71

Tableau IV.1.10: vérification des périodes.....72

TableauIV.1.11: Calcul de la force sismique.....73

Tableau IV.1.12: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....73

Tableau IV.1.13: Forces sismiques selon la hauteur suivant X.....74

Tableau IV.1.14: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.....75

Tableau IV.1.15 : calcul du moment de renversement.....76

Tableau IV.1.16 : calcul du moment stabilisant.....77

Tableau IV.1.17 : Vérification de stabilisation.....77

Tableau IV.1.18 : vérification déplacement sens longitudinal x (mode 1).....78

Tableau IV.1.19 : vérification déplacement sens longitudinal y (mode 1).....78

Tableau IV.1.20 : Vérification l'effet P-Δ sens x.....79

Tableau IV.1.21 : Vérification l'effet P-Δ sens y.....79

Tableau IV.1.22 : Centre de masse.....80

Tableau IV.1.23 : Centre de torsion.....80

Tableau IV.1.24: Calcul d'excentricité théorique.....81

Tableau IV.1.25: Calcul d'excentricité accidentelle.....81

Tableau IV.1.26 : vérification des déplacements sens longitudinal x (mode2).....82

Tableau IV.1.27 : vérification des déplacements sens transversal y (mode 1).....82

Tableau.IV.2.1 : Dimension des voiles.....86

Tableau IV.2.2 : les valeurs de Wi pour chaque étage.....86

Tableau IV.2.3 : Centre de torsion.....87

Tableau IV.2.4: Calcule d'excentricité théorique.....88

Tableau IV.2.5 : Calcule d'excentricité accidentelle.....89

Tableau IV.2.6 : Calcule d'excentricité totale.....89

Tableau IV.2 .7: La vérification selon RPA 99. 89

Tableau IV.2.8 : Le comportement des trois premiers modes.....91

Tableau IV.2.9 : Coefficient de participation massique.....91

Tableau IV.2.10 : vérification des périodes.....92

Tableau IV.2.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....92

Tableau IV.2.12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X.....92

Tableau IV.2.13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.....93

Tableau IV.2.14: calcul du moment de renversement.....93

Tableau IV.2.15 : calcul du moment stabilisant.....94

Tableau IV .2.16 : Vérification de stabilisation.....94

Tableau IV .2.17 : Vérification des déplacements suivant x (mode 2).....94

Tableau IV .2.18: Vérification des déplacements suivant y (mode 1).....95

Tableau IV.2.19 : Vérification l'effet P-Δ sens X. 95

Tableau IV.2.20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y. 95

Chapitre : VII

Tableau VII.1 : Les résultats du calcul des armatures de résistance.....156

Tableau VII.2: Vérification selon les règlements.....157

Tableau VII.3 : vérification à E.L.S.....157

Tableau VII.4: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles.....158

Tableau VII.5 : calcul des armateurs horizontaux.....159

Tableau VII.6: diamètre des armateurs transversaux.....159

Tableau VII.7: Armatures verticales de trumeaux.....161

Tableau VII.8 : vérification des armatures a ELS de trumeaux.....161

Tableau VII.9: Vérifications des contraintes de cisaillement de trumeaux.....161

Tableau VII.10: calcul des armateurs horizontaux (trumeau).....162

Tableau VII.11 : Vérifications des contraintes de cisaillement des linteaux.....164

Tableau VII.11 : Vérifications des contraintes de cisaillement de linteaux.....164

Tableau VII.12 : calcule des armatures Al, AC, AD.....165

Tableau VII.13 : Les résultats du calcul des armatures de résistance.....165

Tableau VII.14 : vérification des armatures a ELS de trumeaux.....166

TableauVII.15: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins.166

Tableau VII.16: calcul des armateurs horizontaux.....166

Tableau VII.17: diamètre des armateurs.....167

Tableau VII.18 : Combinaison des charges de l'escalier.....167

Tableau VII.19: Récapitulation des résultats.....170

Tableau VII.20: les données.....171

Tableau VII.21: Calcul des sections d'acier de l'escalier.....171

Tableau VII.22: Les armatures de répartition.....171

Tableau VII.23: Vérification de l'espacement.....172

Tableau VII.24: Vérification à l'E.L.S.....172

TableauVII.25: La valeur de la flèche.....174

Tableau.VII26: dimensionnement à l'ELU.....176

Tableau.VII.27: dimensionnement à l'ELS.....177

Tableau VII.28 : Vérification des contraintes.....178

Tableau VII.29. Ferraillages des semelles.....178

Tableau VII.30. : Ferraillages des semelles 178

Notation

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Ami n: : Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S.

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Minuscules grecques

α : Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ε: Coefficient de POISSON.

ρ: Rapport de deux dimensions

σ: Contrainte normale.

τ: Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة استقرار هيكلة بناية المتوسطة واعادة تأهيلها من الحالة المرضية المتمثلة في التآكل والزلازل، تقع هذه المتوسطة في المحمدية ولاية الجزائر، تصنف كمنطقة زلزالية عالية (المنطقة الثالثة) .

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة نظام الجدران المسلحة.

تمت المراجعة الديناميكية وفقا للطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامجROBOT 23.0 الإصدار.

التحقق من الأبعاد والتسليح لكل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

*القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

*قانون الخرسانة المسلحة.

يتم تنفيذ التعزيز من قبل بطانة الخرسانة المسلحة مع انشاء ستار من الخرسانة المسلحة .اما في حالة التآكل والقدم فهناك العديد من التقنيات وطرق الإصلاح التي تم التطرق اليها.

كلمات مفتاحية

خرسانة مسلحة، تآكل، إصلاح، تجبير، جدار مسلح، تحقيق، أمراض.

Résumé

Le but de ce travail est de vérifier la stabilité de la structure d'un CEM existant, altéré par un cas pathologique qui est la corrosion et par le séisme de 2003.Ce CEM est implanté à Mohammedia wilaya d'Alger, classé comme une zone à forte sismicité (Zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des voiles porteurs.

La vérification dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ROBOT version 23.0.

La vérification et le ferraillage de tous les éléments de la structure existante ont été élaborées conformément au règlement en vigueurs (RPA99 v 2003 et CBA93).

Le renforcement est effectué par un chemisage en béton armé avec création d'un voile en béton armé. Pour le cas de la corrosion on a présenté plusieurs techniques de réparation.

Mots clés

Béton armé, corrosion, réparation, renforcement, voile, vérification, Pathologies.

Summary

The purpose of this Work is to verify the stability of the structure of an existing EMC altered by a pathological case is corrosion by 2003.This EMC earthquake is located in Mohammedia wilaya of Algiers, classified as an area high seismicity (Zone III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is provided by bearing walls.

The dynamic audit was conducted following the numerical method based on the finite element method through software ROBOT 23.0 release.

Verification and scrap all the elements of the existing structure were developed under Regulation in strengths (RPA99v2003 and CBA93).

The reinforcement is performed by a reinforced concrete lining with creating a veil of reinforced concrete. In the case of corrosion was presented several repair techniques.

Keywords

Reinforced concrete, corrosion, repair, building, sailing, verification pathologies.

Introduction générale

La vie humaine suit son parcours avec des constructions durables. Cette durabilité des structures est maitrisée par la qualité des matériaux la composant (béton, acier).

Avec le temps, quelques ouvrages en béton armé se dégradent par différent mécanisme. Le mécanisme de corrosion sous l'effet de l'agressivité de l'environnement est l'un des principales pathologies des ouvrages de génie civil. Il entraine des couts très importants de maintenance, de réparation et peuvent dans certain cas mettre en cause la sécurité des structures et des usages.

L'objectif de ce mémoire, est de caractériser l'état général de la structure existante, mettre en évidence l'ampleur des dégradations en essayant de comprendre et d'expliquer les causes qui les ont entraînés et recherche des solutions.

Pour cela, le mémoire est divisé en sept chapitres :

- Le premier chapitre, comporte une présentation de la structure existante et son état des lieux en se basant sur les rapports d'expertise de la construction.
- Le deuxième chapitre consiste à faire organigramme d'intervention (diagnostique) pour simplifier l'étude de la structure existante.
- Le troisième chapitre présente une vérification des éléments porteurs principale et les éléments secondaires en utilisant des documents techniques réglementaires.
- le quatrième chapitre, illustre des notes des vérifications de la structure existante avant et après renforcement.
- le cinquième chapitre, mis en l'étude pathologie de béton de notre structure.
- le sixième chapitre, On propose des solutions et stratégie de réparation pour restaurer la stabilité de la structure.
- le septième chapitre, On conclut par le ferraillage des éléments renforcé de notre structure.

On termine le mémoire par une conclusion.

I.1.Introduction

Ce chapitre consiste à présenter l'établissement scolaire à étudier et son état des lieux en se basant sur le rapport d'expertise de la construction engagés par le maître de l'ouvrage (direction de l'éducation nationale Alger).

I.2.Présentation Architecturelle

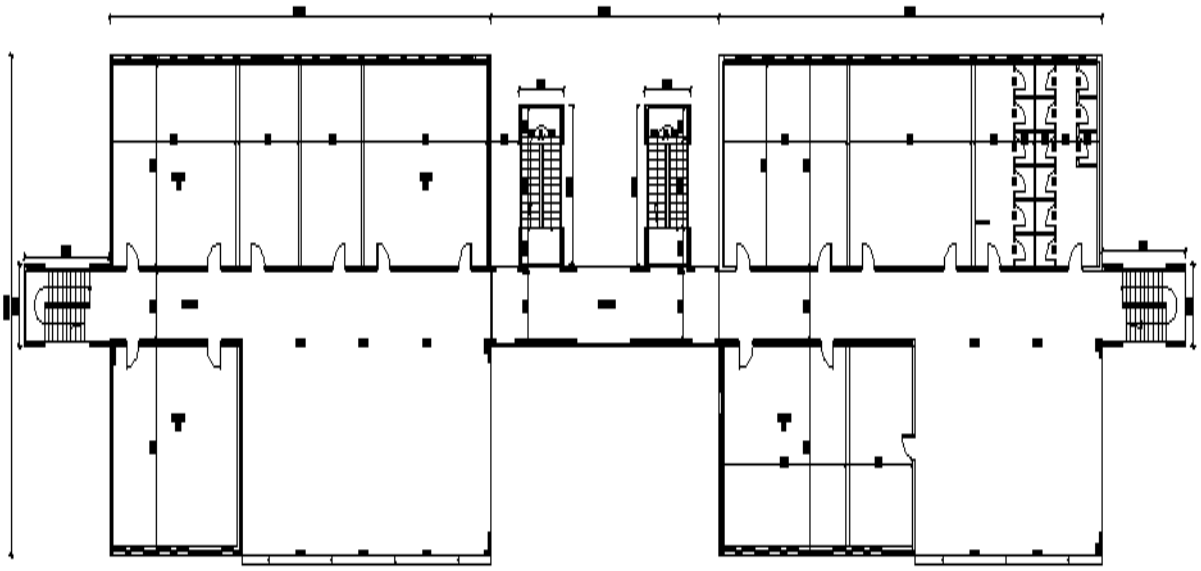


Figure I.1 : Vue en plan RDC.

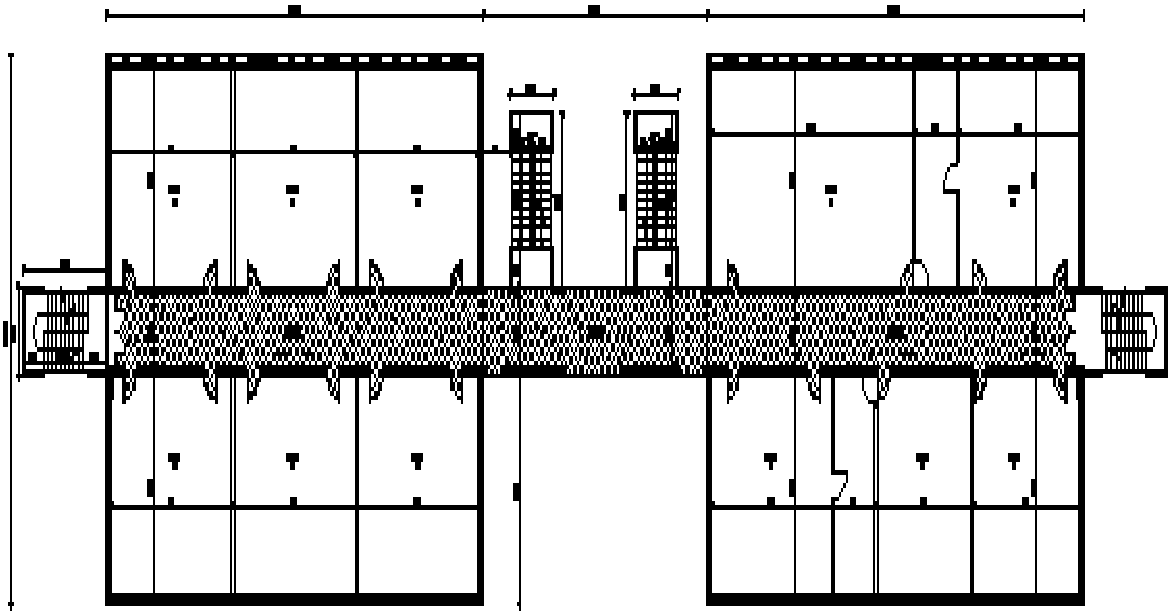


Figure I.2 : Vue en plan de 1eret 2éme étage.

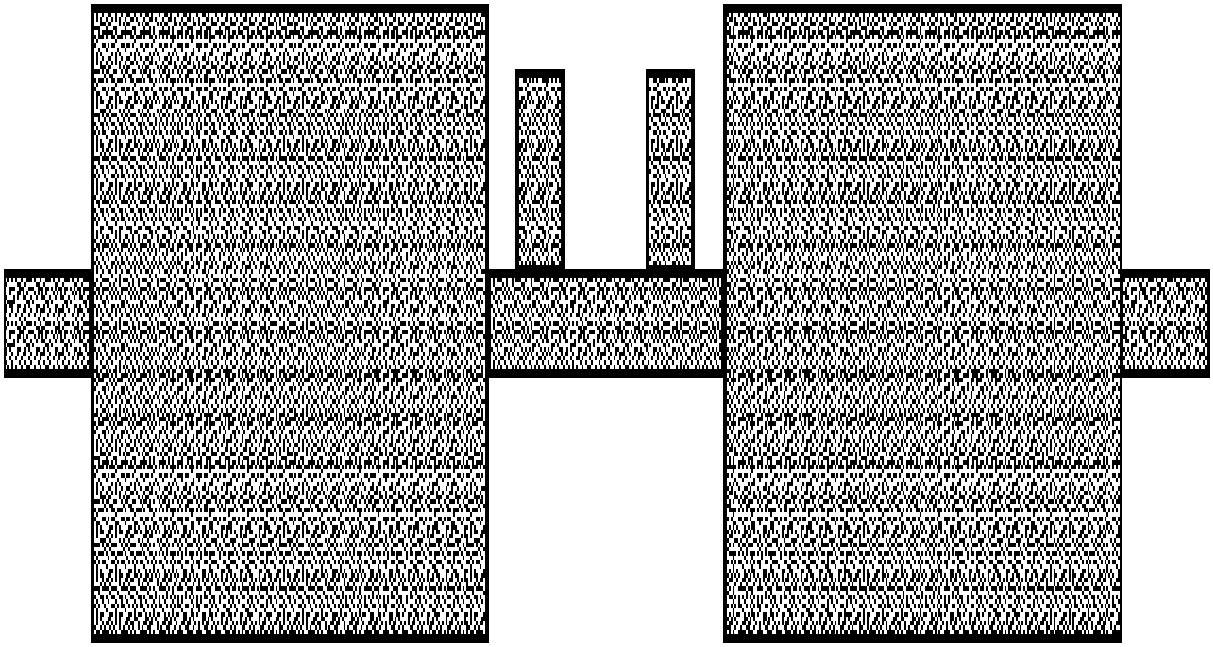


Figure I.3 : Vue en plan de terrasse.

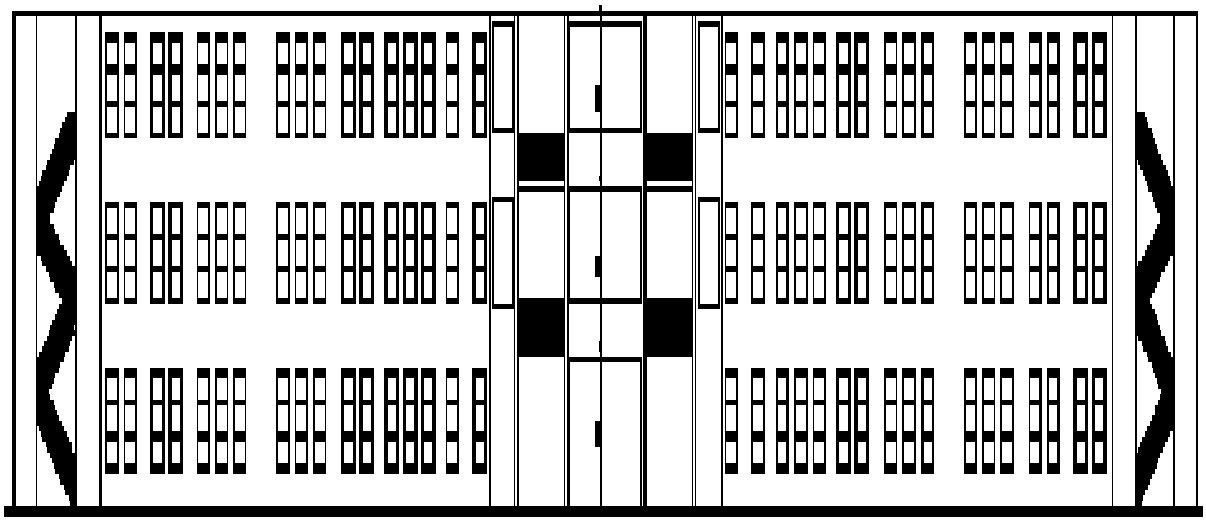


Figure I.4 : Façade principale.

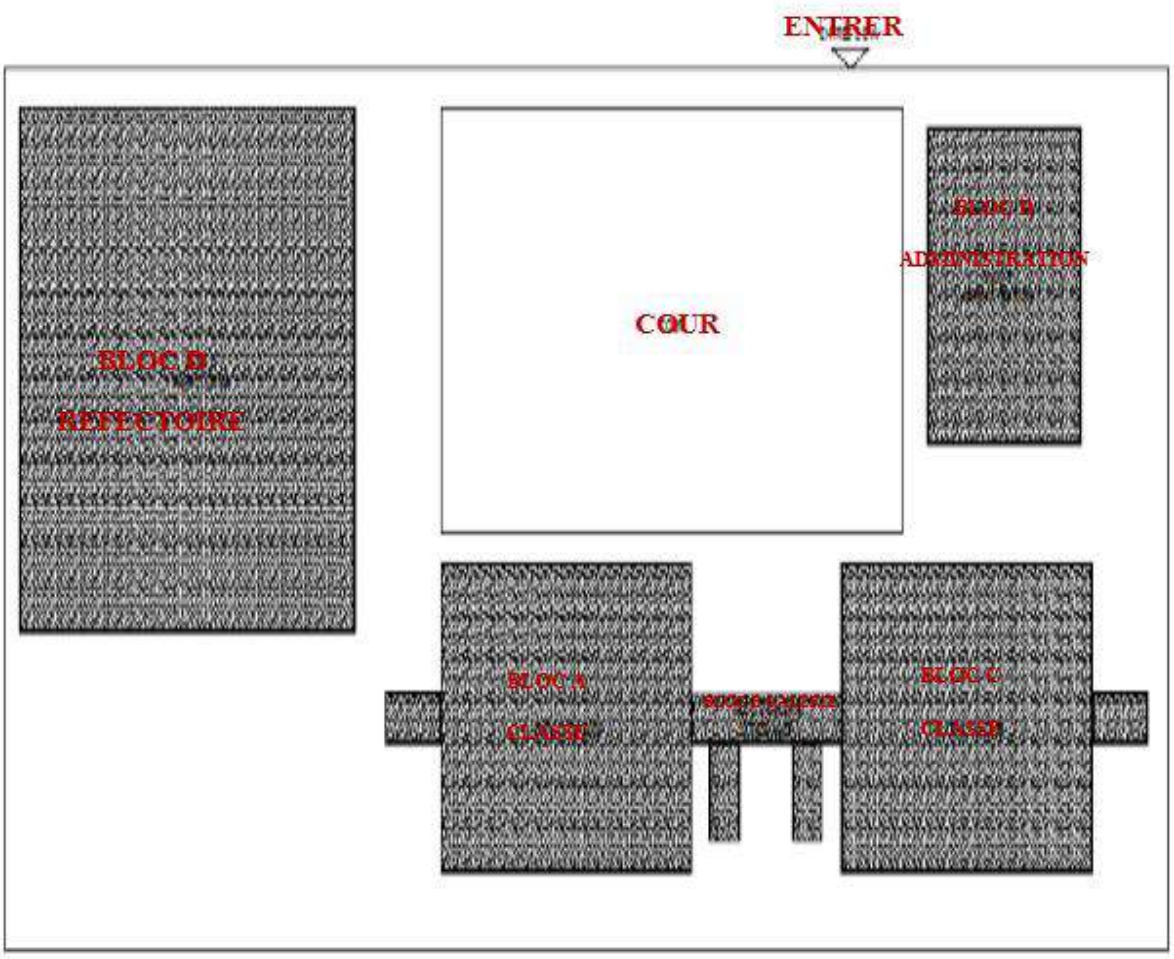


Figure I.5 : Plan de masse état des lieux.

I.3-Présentation de la structure

La structure à vérifier son comportement est une structure d'équipement(CEM) dite «CEM EL BOUSAIRI» située à la commune «EI MOUHAMADIA» wilaya d'ALGER, classé d'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) comme une zone de sismicité élevée (zone III).

L'immeuble, construit en 1982, il est composé de deux (02) niveaux sur rez-de-chaussée (R+2). La structure est composée de 2 bloc (bloc A et C sont des classes), le bloc B galerie et escalier. Le projet est calculé suivant le règlement parasismique RPA 80.



Figure I.6 : Vue en plan et positions des éléments auscultés.

Dimensions de l'ouvrage :

-Bloc A et C :

Longueur L= 25.45m

Largeur B= 17.60m

Hauteur H= 10.20m

-Bloc cage d'escalier :

Longueur L= 15.15m

Largeur B= 8.40m

Hauteur H= 10.20m

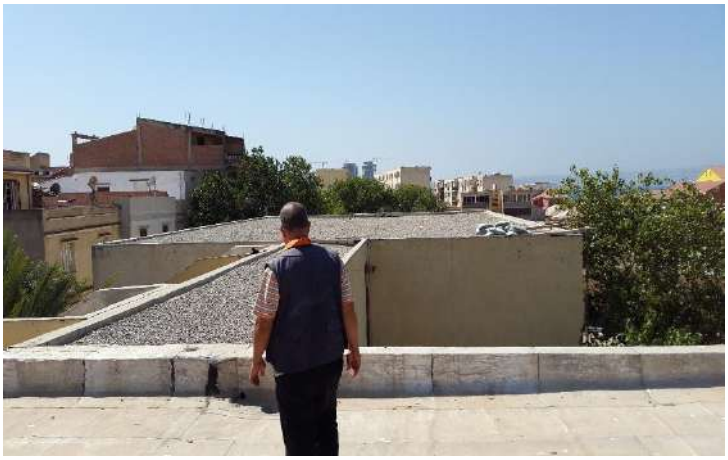


Figure I.7 : Vue en plan de l'ouvrage.

Dans notre travaille nous avons étudié seulement le bloc **A** parce que il y a une symétrie avec le bloc **C** (même travaille) et on généralisée sur l'autre ; dont les caractéristiques sont :

Dimension en élévation :
La hauteur totale de la structure est du **10.20 m** distribuée comme suite :

- Hauteur des étages est : **3,40m.**
- Hauteur de RDC : **3,40m**.



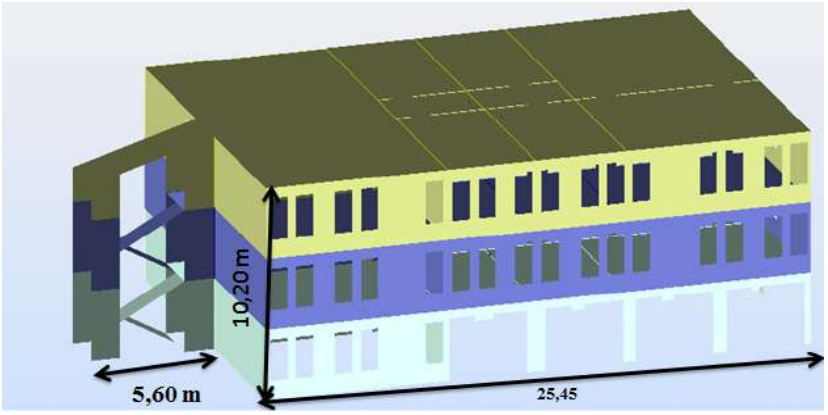


Figure I.8 : Dimension de la structure.

Les différents niveaux (RDC, 1er et 2ème étages) sont présentes dans les schémas suivants :

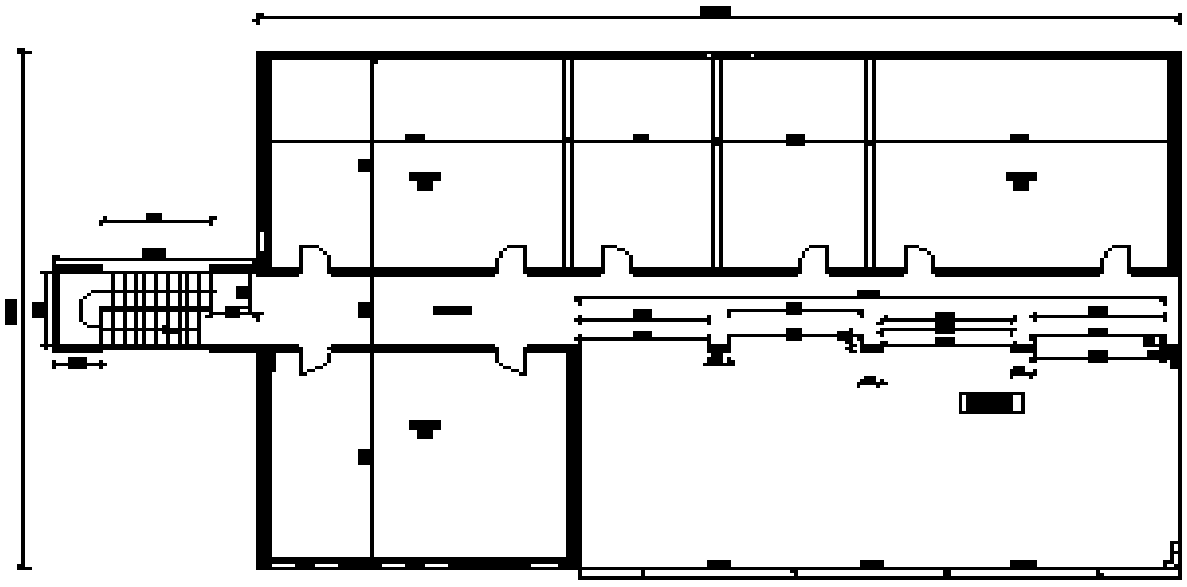


Figure I.9 : Vue en plan RDC.

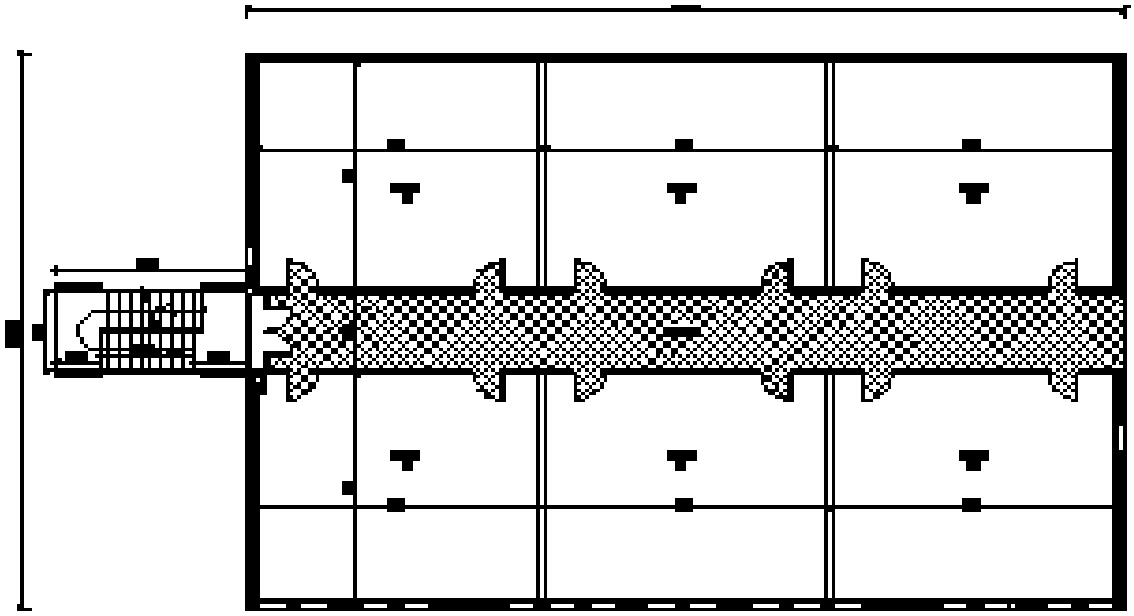


Figure I.10 : Vue en plan de 1er et 2éme étage.

I.3.1.Les éléments de la construction

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

A-L 'infrastructure(les fondations), qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.

D'après le rapport de BET, les fondations sont des semelles filantes,

B-La structure ou ossature, qui assure la stabilité de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges et aux constructions exercées par le vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.

Notre structure en béton armé est stabilisée par rapport aux :

-Efforts verticaux : par un seul type de planchers ; Plancher à dalle plaine de 20 cm d'épaisseur pour chaque étage. Plancher terrasse est une plancher inaccessible.

-Efforts horizontaux : par des voiles disposés suivant les deux directions.

C-Les cloisons intérieures, qui peuvent être intégrés à la structure et les voiles intérieur.

D-Cage d'escalier droit de deux volés :

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

- ✓ Le palier (dalle pleine de 15cm).
- ✓ La paillasse (dalle pleine de 15cm).
- ✓ La marche de 30 cm et contre marches de 17cm.

D'autre part, les différant constituant sont représenté sur les figures suivant :



Figure I.11 : façade principale.



Figure I.12 : Vue générale du bloc.



Figure I.13 : Vue de couloir.



Figure I.14 : Vue des classes.



Figure I.15 : l'escalier.



Figure I.16 : Vue en plan de terrasse.

I.4.systeme de contreventement

Constitué en voiles porteurs en béton armé RPA 2003 ►► [Art 3.4] ◄◄.

I.5.classification selon RPA99 version 2003

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage de grande importance, car la structure recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes, c'est le groupe 1B.

I.6.les charges

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids de la structure lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble .les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être les forces sismiques, les vibrations provoquées par les meubles, les marchandises ou l'équipement stocké. Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

I.7.Caracteristique géotechnique du sol

D'après l'étude géotechnique le projet implanté sur un sol de nature argilo sableuse jaunâtre à bru naitre.

- La contrainte du sol est $\boldsymbol{\sigma Sol}$**=1.5**MPA a une profondeur de **1.50m.**

I.8.Description du béton

Le béton est un matériau composé de ciment, l'eau, de sable, et de granulat. Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise.

Dans ce mémoire Le béton est testé par l'essai scléromérique.

La résistance des voiles intérieur est de l'ordre $\mathbf{f_c}$**= 23 MPA** tandis que le fil exposé ou bord de mer, sa résistance $\mathbf{f_c}$ variant de 17-21.

- ✓ **Composition du béton :** non connue.

I.9.Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, notre structure est constituée par un seul type d'acier c'est le rond lisse (Ø12), (D'après le rapport de BET).

I.10.Etat des lieux

Au fil des années l'ouvrage s'est trouvé dans un état lamentable une simple constatation sur les lieux dévoile de nombreuses insuffisances constructives notamment :

- Insuffisance de protection du ferraillage par l'enrobage en béton <2cm.
- Insuffisance des cadres au niveau des nœuds de la structure.
- Corrosion d'acier.
- Attaque des cadres de ferraillage par les agents atmosphériques.
- Mauvais positionnement des armatures principales et secondaires.
- Mauvaises mis en œuvre et mauvaise qualité de l'exécution.
- Attentes armatures apparentes dans quelques éléments structuraux.
- Manque d'entretien périodique depuis des années (1982).
- La structure a déjà résistée aux derniers séismes de 2003 à 2014.
- Après les sondages faits par le BET, on constate que les fondations ne subissent aucunes dégradations, vis à vis d'agressivité du sol (sulfate).

D'autre part, la structure à subit certains endommagements illustre sur les figures suivantes :



1-Début de décollement de l'enrobage ou niveau des trumeaux et linteaux des voiles.



2-Fissuration, épaufrure et décollement des angles d'enrobage de béton au niveau des angles de poteau et voiles.



3- Manque et/ou absence des cadres au droit des trumeaux et linteaux des voiles.



4- Phénomène de Corrosion d'acier.



5-Eclatement de béton au niveau de trumeau du voile.



6-Eclatement de l'enrobage des dalles et voiles dans la cage d'escalier.



7-Dégradation des allèges intérieures au niveau des fenêtres des classes.



8-Système d'étanchéité défectueux au niveau de composantes supérieures.

I.11.Les mesures in-situ

Les mesures in site ont été effectuées par des essais non destructifs, Essai sclérométrique est l'essai non destructifs le plus utilisée.

I.11.1.Description du scléromètre

Le scléromètre est un essai non destructif le plus utilisé pour déterminer sur place la résistance à la compression du béton d'un ouvrage en béton ou en mortier [1].

Sur la face cylindrique du scléromètre il y a :

- Une règle de mesure avec index.

- Un bouton poussoir à l'opposé de la règle de mesure.

- Un abaque permettant le calcul de la résistance du béton en fonction du rebond de la bille.

Sur une des extrémités du scléromètre il y a une sonde.



Figure I.17 : scléromètre.

I.11.2.Principe du scléromètre

Le principe de l'essai sclérométrique repose sur la corrélation entre la dureté d'un matériau et sa résistance à la compression. Pour déterminer la dureté du béton, une bille d'acier est projetée sur une sonde en contact avec l'ouvrage à inspecter. Lors de son rebond, la bille entraine un index coulissant sur la règle de mesure. Plus le rebond sera important, plus le matériau sera dur [2].

I.11.3.Mode opératoire

Le mode opératoire de l'essai est le suivant :

- Placer la sonde à l'endroit de la mesure.

- Presser l'appareil contre l'élément à ausculter jusqu'au déclanchement de la projection de la bille.

- Presser le bouton poussoir.

- Tout en maintenant le bouton poussoir enfoncé, relâché la pression exercée sur la sonde.

- La sonde reste bloquée, relâcher le bouton poussoir.

- Noter l'indice sclérométrique.



Figure I.18 : Essai Scléromètre.

I.11.4. Récapitulatif des résultats des essais Scléromètre :

D'après le rapport d'expertise, Les essais sclérométrique ont porté sur deux voiles, dont l'âge du béton est supérieur à deux ans pour le 2éme étage et plus de 7ans pour les voiles de RDC, pour chaque élément un maximum de point a été prélevé, puis un calcul statique a été faite pour tenir compte de l'homogénéité du béton de cet élément.

Le résultat de tous les éléments auscultés sont résumés dans le tableau suivant :

Bloc A : Niveau R.D.C

Tableau I.1 : Résistances de l'élément 1 de RDC selon dureté au choc.

Elément 1		Angle α°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Niveau : RDC	Age≥ 32ans																
Dureté au choc		0°	26	28	26	28	27	25	29	27	25	27	26	25	25	26	28
Résistance (MPA)			18	21	18	21	20	17	23	20	17	20	18	17	17	18	21
La résistance en compression correspondante			**Fc=19.06 MPA.**														

Tableau I.2 : Résistances de l'élément 2 de RDC selon dureté au choc.

Elément 2		Angle α°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Niveau : RDC	Age ≥ 32ans																
Dureté au choc		0°	25	26	28	25	25	26	25	26	25	27	26	26	25	25	26
Résistance (MPA)			17	18	21	17	17	18	17	18	17	20	18	18	17	17	18
La résistance en compression correspondante			**Fc=17.86 MPA.**														

Tableau I.3 : Résistances de l'élément 3 de RDC selon dureté au choc.

Elément 3		Angle α°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Niveau : RDC	Age ≥ 32ans																
Dureté au choc		0°	27	26	28	25	25	26	25	26	27	27	26	26	25	25	26
Résistance (MPA)			20	18	21	17	17	18	17	18	20	20	18	18	17	17	18
La résistance en compression correspondante			Fc=18.26 MPA.														

Tableau I.4 : Résistances de l'élément 4 de RDC selon dureté au choc.

Elément 4		Angle α°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Niveau : RDC	Age ≥ 32ans																
Dureté au choc		0°	27	26	28	25	27	26	25	26	26	27	25	26	25	28	26
Résistance (MPA)			20	18	21	17	20	18	17	18	18	20	17	18	17	21	18
La résistance en compression correspondante			Fc=18.53 MPA.														

Tableau I.5 : Résistances de voile de RDC selon dureté au choc.

VOILE		Angle α°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Niveau : RDC	Age ≥ 32ans																
Dureté au choc		0°	28	26	27	26	29	28	27	29	28	29	26	27	26	28	26
Résistance (MPA)			21	18	20	18	23	21	20	23	21	23	18	20	18	21	18
La résistance en compression correspondante			Fc=20.2 MPA.														

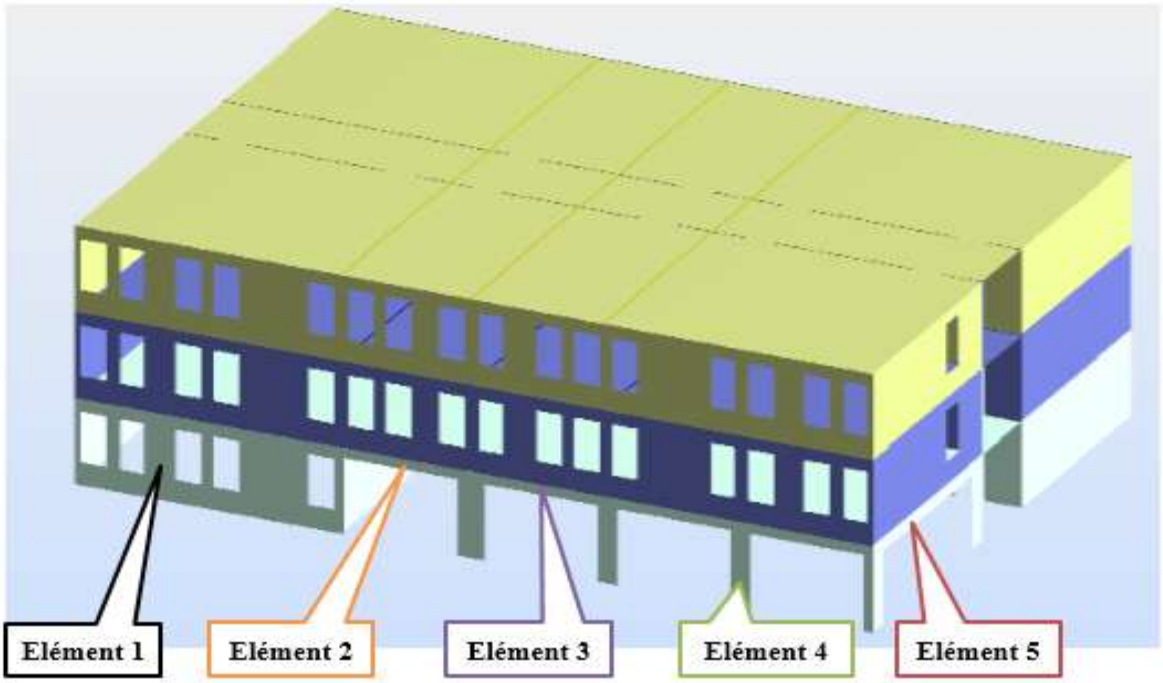
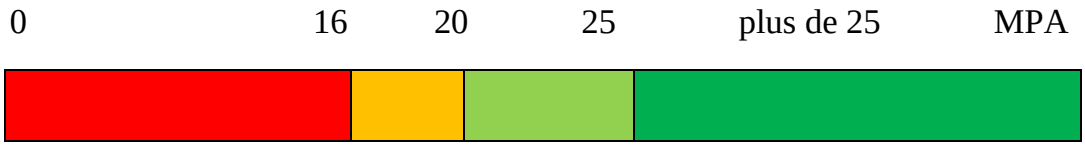


Figure I.19 : Les éléments auscultés.

La valeur moyenne de la résistance du béton **:**

Voile (Age plus 32ans) Fc =18.78 MPa.

I.11.5.Estimation de la résistance à la compression à titre indicatif selon le graphe du scléromètre



- Démolition.
- Confortement.
- Acceptable.
- Bonne qualité.

Dans notre cas on a deux classes :

Classe 1 : Béton confortement Fc =17.86MPa, Fc =18.26MPa, Fc =18.53 MPa

et Fc=19.06 MPa.

Classe 2 : Béton Acceptable. Fc =20.2MPa.

Pour évaluer la résistance du béton on doit respecter la norme algérienne NA17004 :2008 (évaluation de la résistance a la compréssion sur site de structures et les éléments préfabriquées des en béton) modifier de norme européenne.

I.12.commentaire de journal el chourouk



الشروق

تشققات وسلالم منهارة وهروب جماعي للمتمدرسين

1200 تلميذ بالمحمدية يزاولون دراستهم بـ "متوسطة الموت"

مديرية التربية

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

ET ETAT DES LIEUX

CHAPITRE II :

ORGANIGRAMME D'INTERVENTION

II.1.Définitions

Le diagnostic est un acte intelligent qui consiste à identifier les anomalies ou dysfonctionnements qui apparaissent dans un ouvrage et à donner leurs causes probables. Habituellement, le terme diagnostic désigne la réalisation des examens nécessaires à la formulation de conclusions, la définition précise des pathologies ainsi que l'identification des causes probables [3].

II.1.1.Analogie (médecine/génie civil)

II.1.1.a.Analogie générale

Considérons la table d'analogie suivante entre ces deux sciences :

Médecin.....ingénieur, ingénieur expert.

Médecin spécialiste .....ingénieur expert chevronné.

Maladie.....dégradation, fissures, dommages.

La thérapeutique.....réparation, confortement.

Ordonnance.....rapport d'expertise.

Homme après accident .....structure après un séisme [4].

II.1.1.b.Analogie dans l'approche du diagnostic

Tout comme nous avons pu établir l'analogie sur les acteurs et concepts entre la médecine et le génie civil nous pouvons aussi formuler une équivalence entre les deux processus de diagnostic comme le décrit la figure II.1.

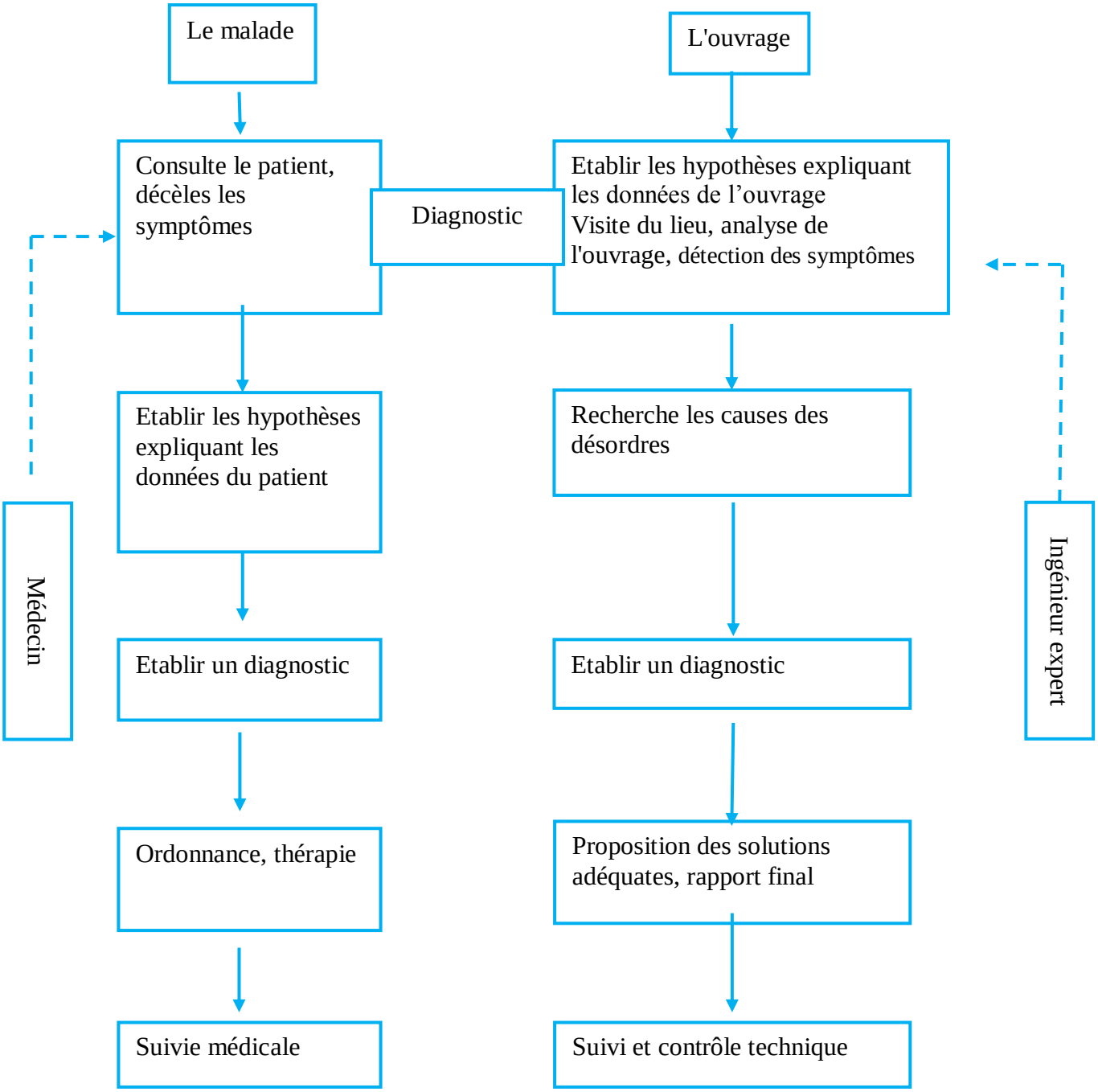


Figure II.1 : Analogie (médecine/génie civil) [4].

II.2.Méthodologie à suivre en vue d'aboutir au diagnostic

Il n'existe pas une démarche toute faite pour mener une opération de diagnostic mais il y a un schéma de principe qui se dégage tel qu'indiqué à la figure II.2

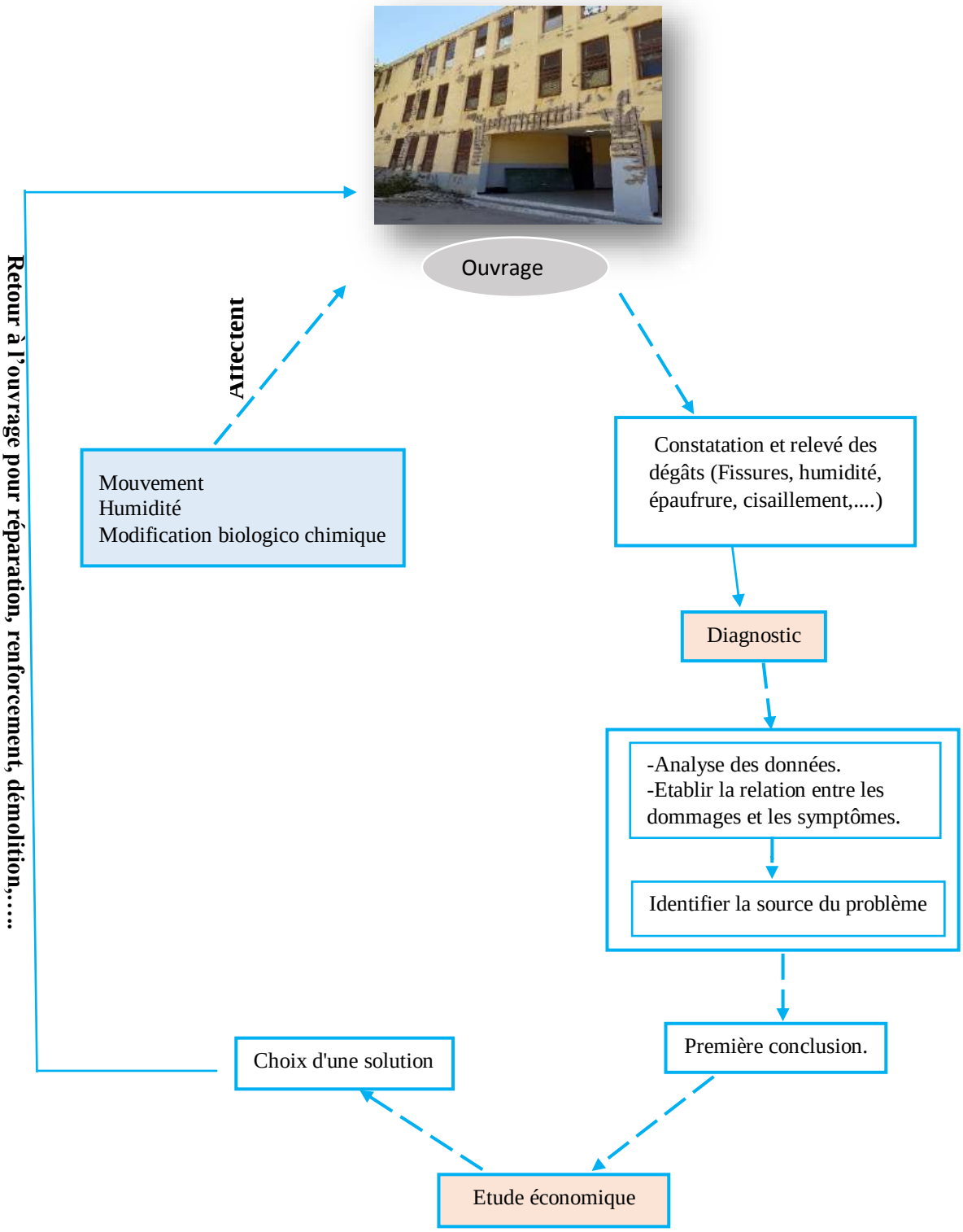


Figure II.2 : Cycle du diagnostic des pathologies et de la maintenance d'une structure [4].

Théoriquement ce schéma peut être subdivisé en cinq parties :

1) documenter la structure (identification de la structure).

2) analyse des conditions de service.

3) visite de site où "visite préliminaire".

4) Visite détaillée.

5) Evaluation des données nécessaires au diagnostic.

II.2.1.Documenter la structure (identification de la structure)

Cette étape vise à rassembler le maximum d'informations concernant la conception, la construction, l'entretien et l'utilisation de la structure, ces informations peuvent être obtenues par :

- Les dossiers techniques de la structure (plans d'architectures, plans de génie civil, photos...).
- Le cahier de chantier, les P.V de réunions et tout autre document de surveillance.
- Les résultats d'essais de contrôle des matériaux.
- Le type d'intervention après réception :
  - entretien
  - réparation "pourquoi et comment"

Si le projet concerné ne possède pas un dossier technique, dans ce cas on essaye de constituer le dossier d'identification par :

- la prise des photos.
- Le descriptif de la structure (conception, matériaux, année approximative de construction)
- dessiner la structure (établir les plans d'architectures)
- entretien avec le /les propriétaire(s) [4].

II.2.2.Analyse des conditions de service

Le but de cette étape est d'évaluer dans quelle mesure la fonction actuelle de la structure (condition de service) correspond aux spécifications d'origine.

Il faut mener cette étape avec soin car très souvent les causes de dégradation sont liées aux conditions de service.

Exemple : si une école est transformée en logement social, le changement des conditions de service n'affecte pas les éléments structurels. Mais si cette même école est transformée en mosquée alors il peut y avoir des problèmes de type structurel [4].

II.2.3.Visite de site où "visite préliminaire"

Le but de cette étape est de définir l'état actuel de l'ouvrage et de proposer si possible des mesures d'urgence.

Cette visite consiste à :

- prendre des photos.
- mesurer des ouvertures et des longueurs des fissures.
- Localiser et observer des zones critiques (joints, système de drainage, appuis...).
- recueillir les données sur les dommages à savoir :

- nature et intensité des désordres. (Fissures, corrosion, épaufrure ...).
- localisation des désordres (si possible positionner les désordres sur des plans) [4].

Remarque : la première visite est complétée par un rapport technique qui a comme objectifs l'évaluation des désordres et la formulation de premières conclusions (recommandations, conseils ....).

Généralement après la visite préliminaire on peut parler et discuter des solutions qu'il faut entreprendre comme on peut seulement proposer des mesures d'urgence et programmer d'autres visites ou des explorations approfondies (ultra son, prélèvement de carotte pour essais ,etc...) [4].

II.2.4.Visite détaillée

Si on n'arrive pas à déceler les causes des anomalies ou si l'on trouve une ambiguïté dans les données recueillies on procède dans ce cas à une visite détaillée de tous les éléments de la structure. Si possible on invite d'autres experts. Pour cette phase il y a lieu de faire :

- Proposer un programme des essais à effectuer.

- essais non destructifs.
- Essais sur échantillons prélevés par carottage.
- Essais in situ.

- Cartographie des fissures.
- Mesures et vérifications (mesure de l'enrobage, mesure des déplacements, température...) [4].

II.2.4.1.L' auscultation – le diagnostic des constructions

Tableau II.1 : L'auscultation des structures [3].

Examen visuel :	**Mesures in-situ :**
-structure	- **essai non-destructif :** scléromètre ….)
-matériaux	- **essai non destructif sur le béton :** mesure de l'enrobage, mesure de la corrosion (potentiel de corrosion, résistance), carbonatation.
-affouillement	- **mesure des fissures :** ouverture, variation (évolution). - mesure des déflections.

II.2.4.2.Objectif du diagnostic visuel

Le diagnostic visuel doit permettre de :

- Qualifier les désordres, car chaque type à une origine et des conséquences particulières. Déterminer les caractéristiques d'une pathologie permet de savoir quel type de traitement sera nécessaire afin de stopper le phénomène.

- Quantifier les désordres, car selon son ampleur des méthodes de réparation plus ou moins lourdes seront à voir.

- Localiser les désordres afin de pouvoir déterminer son origine et ainsi agir à la source du

Problème. S'il est seulement prévu de réparer l'élément sans s'attaquer à ce qui engendre la

Pathologie, la réparation ne sera pas pérenne et l'on verra rapidement à nouvelles pathologies similaires.

II.2.4.3.Matériel nécessaire

Les outils indispensables pour mener à bien une inspection visuelle sont les suivants :

-Un appareil photo.

- Un mètre.

- Un distance mètre.

- Un pied à coulisse.

- Un fissuromètre (réglette en plastique transparente munie de traits de largeurs calibrées que l'on place successivement sur la fissure à observer pour estimer sa largeur).

- Le nécessaire pour prendre des notes.

II.2.4.4. Observations visuelles

-pris des photos.

-Identification et localisation des zones fortement sollicitées.

-Observation des zones critiques (joints, appareil d'appuis, système de drainage, et.).

-localisation des fissures, des délamination et des autres types de dégradations.

-Mesure des ouvertures et des longueurs des fissures.

-Analyse des conditions de servise.

II.2.5.Evaluation des données nécessaires au diagnostic

En tenant compte des résultats et données recueillies, les ingénieurs vont choisir les méthodes expérimentales par une évaluation convenable. Les méthodes expérimentales d'évaluation disponibles actuellement permettent de définir les propriétés physico-chimiques du béton (résistance à la compression, granulométrie, taux d'humidité....) et de quantifier la vulnérabilité actuelle de la structure envers l'environnement [5].

Le choix de la méthode d'évaluation est guidé par les points suivants :

-l'expérience du personnel chargé de l'expertise et du diagnostic.
-le caractère du problème rencontré (nouveau, connu, inconnu, très connu).
Les principales méthodes d'évaluation sont regroupées dans les deux tableaux ci-après [6].

Tableau II.2 : Méthodes non destructives [7].

Information recherchée	Méthode/ appareils utilisées	Remarques
Résistance du béton	(1)Le scléromètre. Ecrasement d'éprouvettes.	(1) cet appareil détecte aussi l'homogénéité de la résistance.
Fissuration	(3)Auscultation par ultra son	
Enrobage	(12) profometre. Inspection visuelle.	
Corrosion	(14) corrosimetre Inspection visuelle	(14) cet appareil permet d'évaluer le degré de corrosion.

II.3.Quelques pathologies et leur diagnostic

II.3.1.La fissuration

II.3.1.1.Définition

Les fissures ne sont que la manifestation en quelque sorte la signature de phénomènes dont il faut mesurer la gravité [3]. On admettra que les fissures dans une structure sont le signe annonciateur d'un danger. Dès leur apparition le propriétaire commence à s'inquiéter et dans la plupart des cas il veut savoir les causes de ces fissures et connaître leur influence sur le bâti.

II.3.1.2.Origine des fissures

Les fissures dans un bâtiment peuvent avoir deux origines bien distinctes et indépendantes l'une de l'autre :

-La fissuration liée à la mise en œuvre et à la qualité des matériaux.

- la fissuration liée au fonctionnement de l'ouvrage : fissuration fonctionnelle "mécanique" et fissuration fonctionnelle "thermique" [4].

II.3.1.3.Classification des fissures

On classe les fissures selon leur fonctionnement, leur géométrie ou même selon les causes qui les ont engendrées.

a)Classification géométrique : dans cette classification on utilise les critères suivants.

- Ouverture.
- Tracé (figure II.3).
- Profondeur.

- Densité.

b) Classification mécanique :

- Fissure active.
- Fissure passive.

c)Classification selon les causes :

- La cause de la fissure a disparu.
- La cause des fissures est toujours présente.



Figure II.3 : Tracé d'une fissure.

II.3.1.4.Diagnostic des fissures

La recherche de la cause de fissures est notre objectif primordial. Si la cause est décelée il y a possibilité de déterminer le remède approprié.

Pour connaître l'origine des fissures il faut généralement répondre aux questions suivantes :

° Ses fissures sont-elles apparues après un séisme, une explosion ou autre cause.

° Quel est l'âge approximatif de la structure ?

° Comment a été réalisée la construction (par qui, délais, comment) ?

° Comment a été fait le contrôle et le suivi technique (Qui, quand,...) ?

Trouver une réponse à ces questions ne signifie pas la fin du diagnostic mais c'est plutôt l'ouverture de pistes de recherches des causes de fissures.

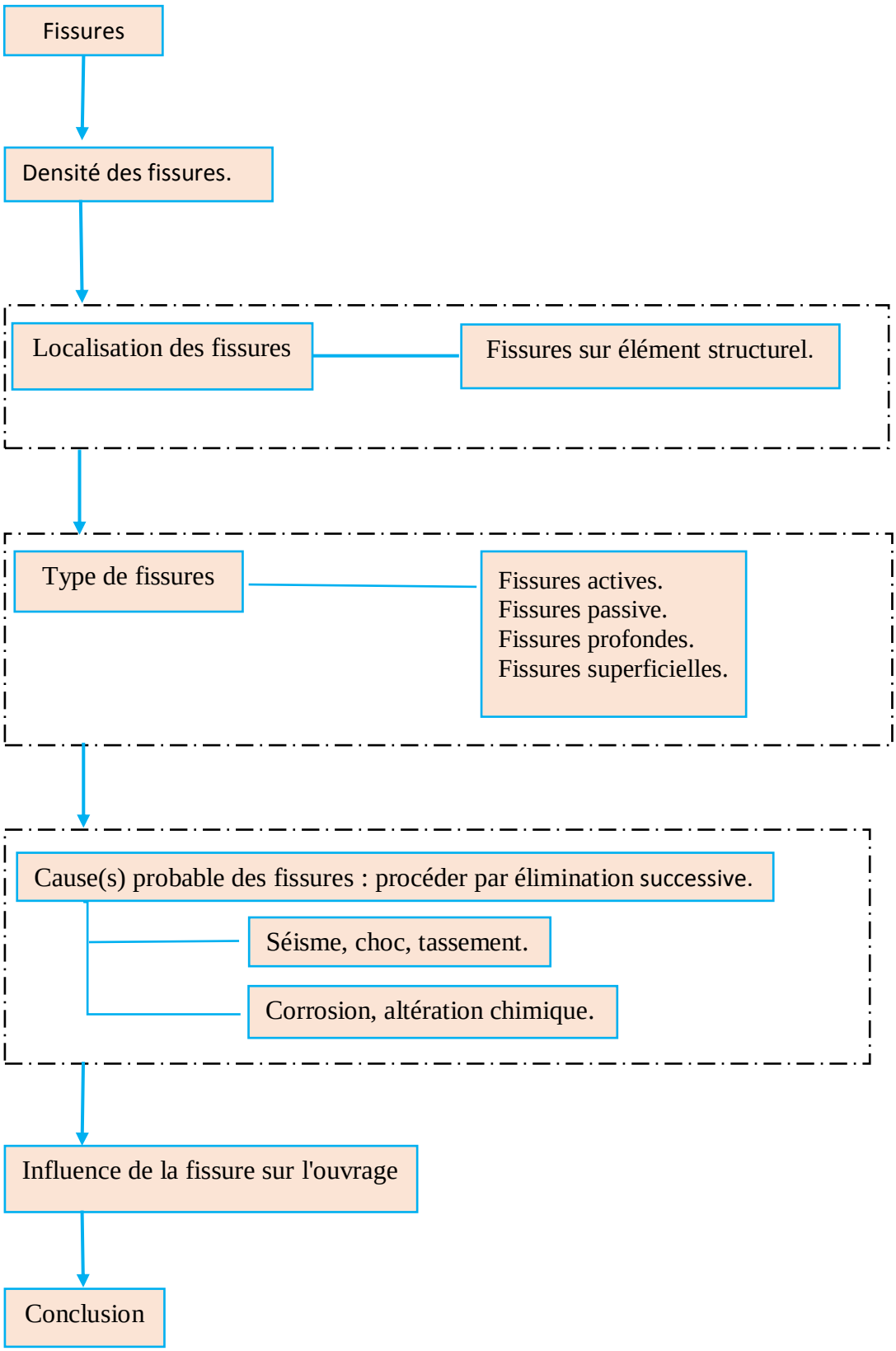


Figure II. 4 : Etapes et organisation du diagnostic en cas de fissuration [4].

II.3.2.La corrosion des armatures

II.3.2.1.Définition

La corrosion (figure II.5) est l'attaque destructive d'un métal par des agents avec lesquels il entre en contact. Elle résulte de l'interaction du métal avec son environnement. La survenue de cette dégradation des aciers entraîne l'apparition de pathologies dans le béton au voisinage des armatures corrodées suivant le mécanisme indiqué en figure II.6.



Figure II. 5 : Corrosion des armatures.

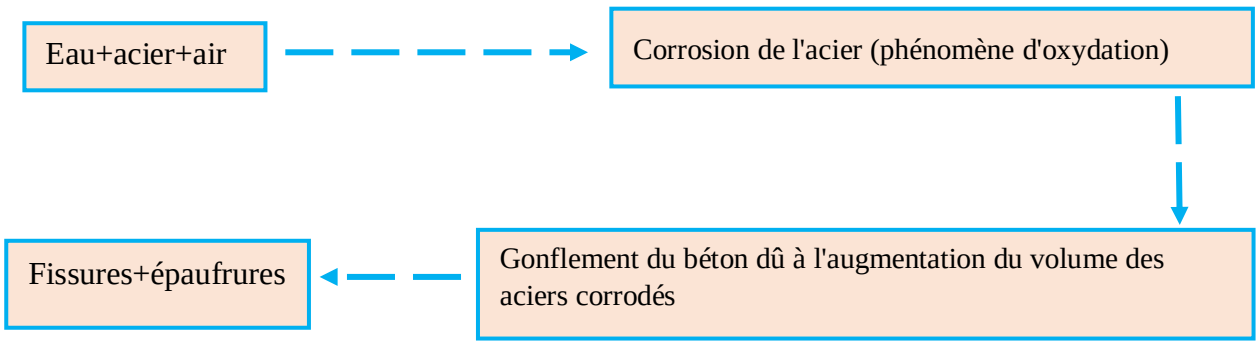


Figure II.6 : Mécanisme général d'altération d'un béton armé à cause de la corrosion des aciers [6].

II.3.2.2.quelque caractéristiques de ce phénomène

Pour ce phénomène on observe :

- Des taches sombres (tache d'humidité).
- Fissures parallèles aux armatures principales.
- Perte d'adhérence pour les revêtements.
- Epaufrures.
- Le béton enrobant les aciers s'écaille ou s'éclate [3].

II.3.2.3.Evolution de ce phénomène

Ce phénomène peut entraîner les évolutions suivantes dans l'ordre :

1. trace d'humidité.
2. le béton commence à s'écailler.
3. perte d'adhérence.
4. fissures.
5. épaufrure.
6. chute de blocs de béton [8].

II.3.2.4.Où observe-t-on ce phénomène ?

Généralement ce phénomène peut survenir aux endroits suivants :

- Plancher terrasse si le complexe d'étanchéité est dégradé ou la forme de pente n'est pas conforme à la norme,
- Plancher en étage courant si le réseau d'alimentation en eau ou les sanitaires présentent des dégradations (cuvette de w c endommagée, perte d'eau négligée...)
- Elément structurel extérieur (poteaux, poutres, voile,...ext.) si l'enrobage minimum des armatures du béton est insuffisant.
- Elément structurel extérieur si le béton présente une ségrégation [8].

II.3.2.5.Diagnostic

L'opération de diagnostic doit comprendre :

- ✓ Le repérage des défauts (fissures, nids de cailloux,...)
- ✓ La mesure de l'épaisseur de l'enrobage.
- ✓ La détermination du délai d'apparition des désordres.
- ✓ L'examen de la qualité du béton de surface.
- ✓ Teste de la porosité du béton.
- ✓ La mesure du PH de l'eau de pluie (en atmosphère industrielle celui-ci peut descendre à 2).

II.3.2.6.L'objectif du diagnostic de corrosion

Les objectifs d'un diagnostic de corrosion sont :

- L'identification de l'origine (carbonatation, chlorures externes ou internes, autres),
- L'évaluation de l'étendue dans l'espace,
- La prédiction de l'évolution probable dans le temps ou dans l'espace,
- L'estimation des conséquences sur la sécurité de l'ouvrage ou des personnes,
- La définition des suite a donner et entre autres le principe des solutios de réparation .

L'ingénieur chargé des opérations de diagnostic doit avoir des compétences sur la physico-chimie des matériaux, l'instrumentation, les méthodes de réparation et de traitement. Dans les cas délicats, il devra s'associer avec un ingénieur spécialiste des structures (pour les problèmes liés aux gonflements du béton, etc.).

II.3.3.Le diagnostic en cas de séisme

II.3.3.1.Introduction

Le but essentiel du diagnostic est de déceler la cause probable du problème et de proposer des solutions convenables.

Pour quelques situations l'objet du diagnostic se concentre sur la cause du problème. Pour d'autres, le but est de sauver la structure en proposant des mesures d'urgences et des solutions convenables.

En général les causes engendrant des dommages peuvent être classées en deux sous-groupes. Les causes supposées connues et celles qui nécessitent une investigation spécifique.

Si on fait une analogie avec la médecine on remarque que pour le cas d'un accident de la route le malade sera orienté dès le début à un service d'urgence. Tout le monde sait qu'il s'agit d'un accident et le but est alors de sauver la victime dans cette situation. Il s'agit de proposer des mesures d'urgence en évaluant en premier lieu l'état du patient. C'est aussi le cas pour les structures après un séisme [3].

II.3.3.2.Causes traditionnelles de la pathologie sismique

Toute structure réalisée suivant les règles parasismiques notamment RPA devrait pouvoir résister aux séismes.

Les règles parasismiques englobent en même temps la conception, le calcul et la réalisation. Ces trois actions doivent être menées en s'assurant de donner aux structures un comportement satisfaisant en cas de séisme.

Si sur l'une de ces phases cette assurance n'est pas respectée, des dégâts pouvant allé jusqu'à la ruine de la construction pourraient se produire.

En général les causes traditionnelles de la pathologie sismique sont les suivantes.

a) Erreurs dans la conception

- Rigidité de la poutre supérieure à celle du poteau contigu.
- Structure avec vide sanitaire et poteaux courts.
- Ouvertures contiguës à des poteaux formant le phénomène de poteau court.
- Maçonneries non chaînées.
- Toiture inclinée avec des rigidités relatives.
- Dispositions constructives non adaptées.
- Etage souple.
- Dissymétrie structurelle en plan.
- Présence de structure secondaire inadaptée.

b) insuffisances dans l'étude technique

- Erreur dans l'étude du sol.
- Absence ou insuffisance de calcul parasismique.
- Erreurs dans l'estimation des charges.

c) Erreurs dans l'exécution

- Mauvaise reprise de bétonnage.
- Matériaux non conforme aux règles de l'art.
- Mal façon dans la mise en place des aciers.
- Mouvements de coffrage [10].

II.3.3.3.classement des structures suivant leur état

Après un séisme dans une région donnée tous les moyens sont mobilisés.

Le but primordial est alors de reloger au plus vite le plus grand nombre de sinistrés dans des conditions de sécurité suffisante.

Les experts du CTC et du CGS sont généralement les premiers mobilisés. Dans un premier temps, leur tâche est de réaliser une première évaluation de toutes les structure en leurs attribuant une note d'état comprise entre 1 et 5 puis de les classer suivant cinq(5) catégories en fonction de cette note.

- Vert 1 si la note d'état est 1.
- Vert 2 lorsque la note est 2.
- Orange 3 pour la note de 3.
- Orange 4 pour la note de 4.
- Rouge pour la note de 5.

Ensuite cette opération sera complétée par une mission d'expertise approfondie sur les ouvrages classés en orange 3ou 4. Il s'agit alors soit de les reclasser soit de décider un renforcement (**figure II.7**).

Nous nous proposons de retenir ce classement pour tout diagnostic même s'il n'y a pas eu de séisme. Il constituera la base de l'expertise introduite dans notre système.

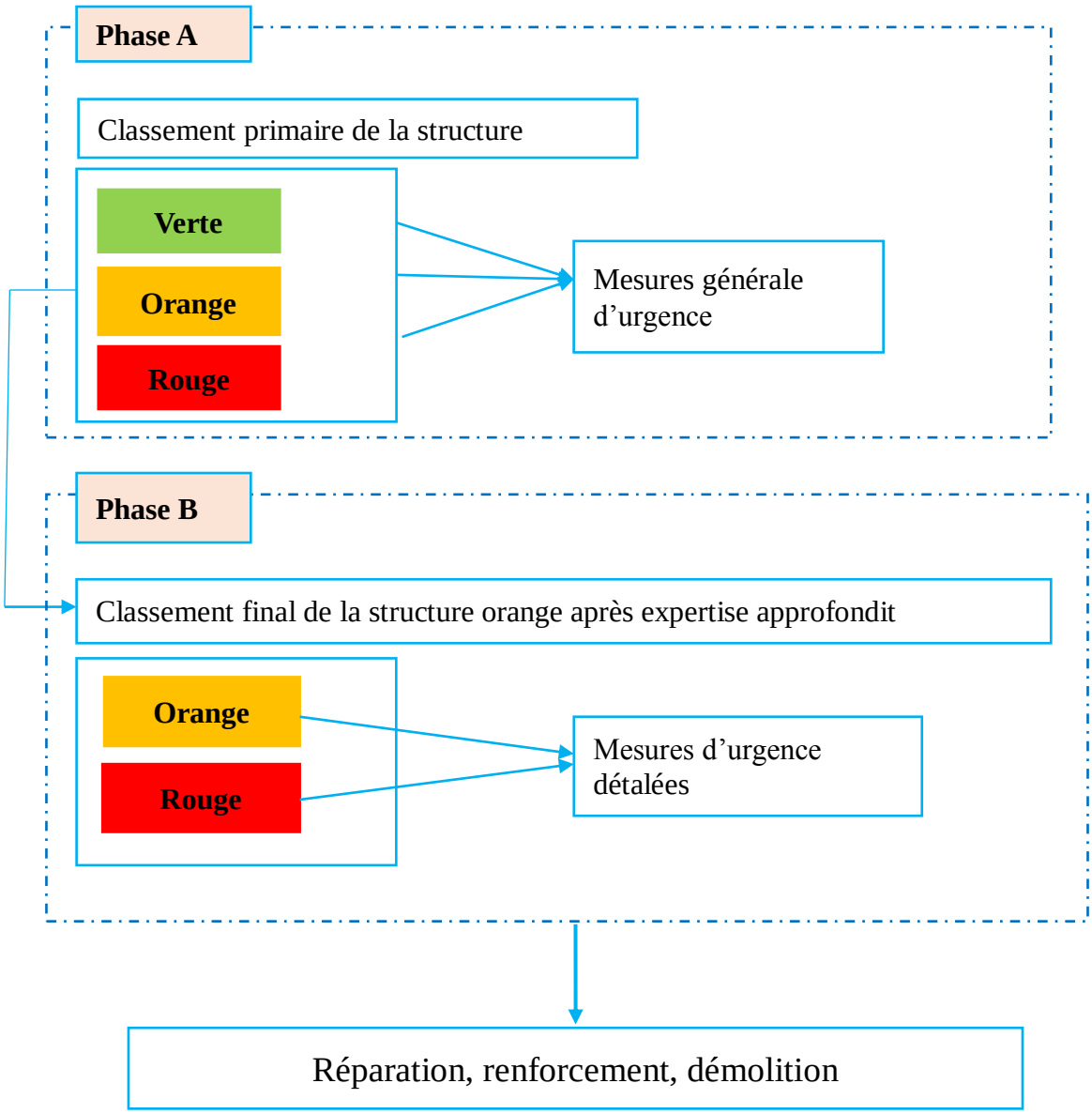


Figure II.7 : Etapes du diagnostic des structures après un séisme [11].

Le classement des structures permet donc de différencier entre ouvrages utilisables, ouvrages nécessitant des réparations ou renforcement et ceux considérés irrécupérables à démolir.

- **Vert (niveau 1ou 2)**

Pour les constructions ayant subi peu ou pas de dommage et pouvant être récupérées immédiatement.

- **Orange (3 ou4)**

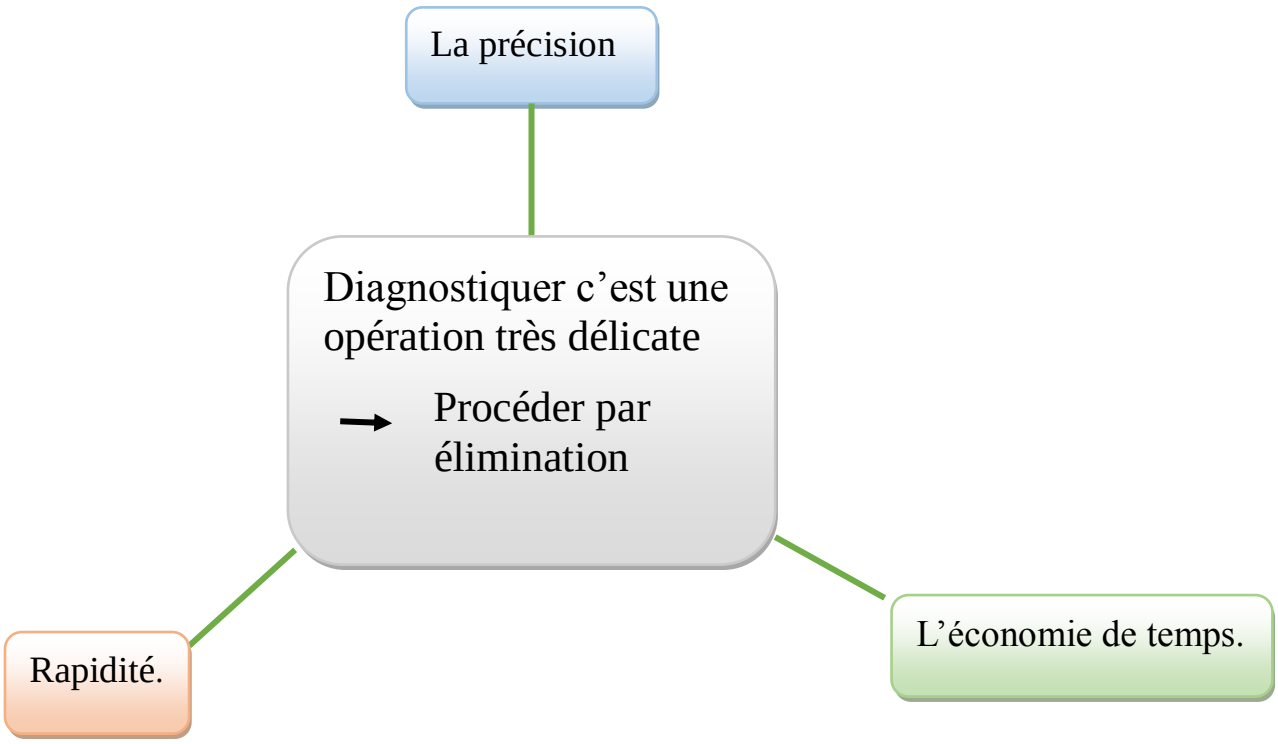
Pour les constructions ayant subi des dommages et nécessitant une deuxième expertise approfondie qui permettra de décider si ces constructions peuvent être récupérées suivant l'importance des dommages et les coûts de réparation.

- **Rouge (niveau 5)**

Pour les constructions ayant subi des dommages considérables et à condamner.

Pour chaque cas de classement l'ingénieur chargé de l'expertise propose des mesures d'urgence telles que l'étaiement provisoire, la démolition des murs en maçonnerie fortement endommagés, la fermeture des accès pour les bâtiments classés dans le niveau 5 couleur rouge. Le but est de protéger les structures contre tout risque et d'assurer aux usagers une sécurité suffisante [11].

II. 4.Conclusion



CHAPITRE III :

VEREFICATION DE LA STRUCTURE

Partie : 01

Vérification dynamique

Avant renforcement.

Partie : 02

Vérification dynamique

Après renforcement

III.1.Introduction

Après avoir présenté l'ouvrage objet en matière de notre étude, et avoir passé les revues pathologiques et l'état des lieux de la structure existante, nous passons dans le présent chapitre à la vérification des éléments de la structure selon les prescriptions du code Algérien en vigueur notamment (RPA 99 version 2003, CBA93, DTR)

III.2.Choix du règlement a utilisés dans la vérification de la structure

Les normes et les règlements adoptés en vigueur RPA 99 et CBA 93 de point de vue accidentelle ou durable.

II.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

Pour le calcul des charges et surcharges des différents éléments de la structure nous utilisons le document technique réglementaire [13].

II.3.1.Plancher terrasse

II.3.1.a) charges permanentes

Tableau III.1 : charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine).

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.035	17	0.6
2	Etanchéité Multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.016
4	Forme de pente	0.10	22	2.2
5	Filme polyane	-	-	0.01
6	Isolation thermique	0.04	4	0.16
7	Ecran pare-vapeur	0.01	16	0.16
8	Plancher à dalle pleine	0.2	25	5
9	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Charge permanente				**G = 8.47 KN/m2**

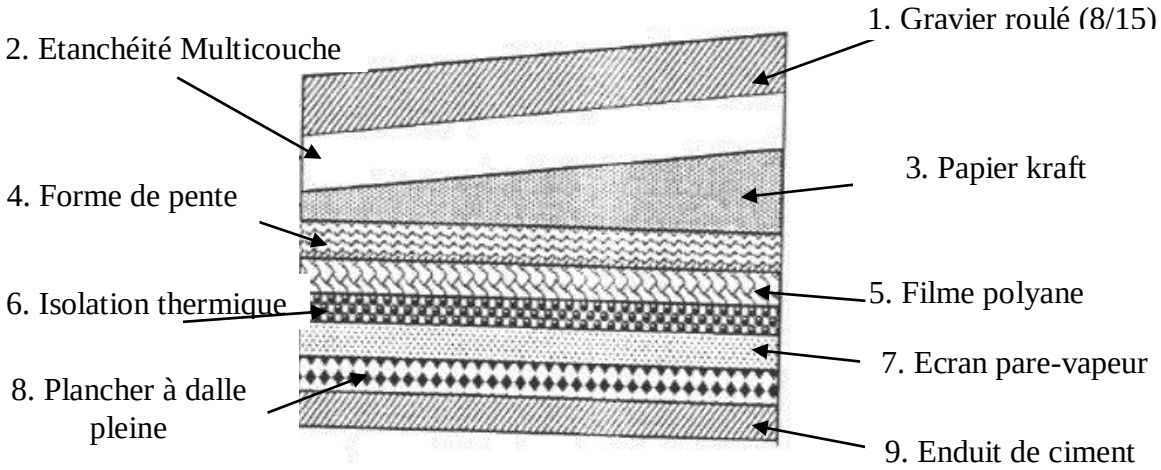


Figure III.1 : Coupe au niveau du plancher terrasse.

II.3.1.b) charges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible .d'après [13].

Donc **:**

Q = 1kN/m².

II.3.2. plancher courant

II.3.2.a) charges permanents

Tableau III.2 : charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).

N	**Composants**	**Epaisseur (m)**	Pois volumiques **(KN/m³)**	Pois surfacique **(KN/m²)**
1	Carrelages	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher dalle pleine	0.2	25	5
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**G=6.74 KN/m²**

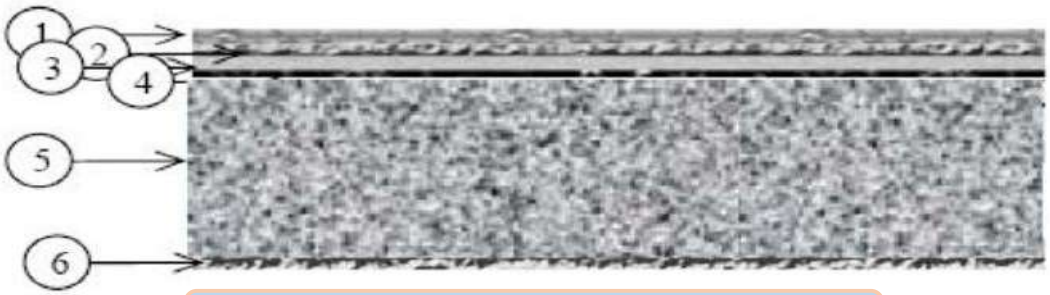


Figure III.2 : composants d'un plancher courant.

II.3.2 .b)- charges d'exploitation

Notre plancher courant est accessible D'après [13], on a des classes donc :

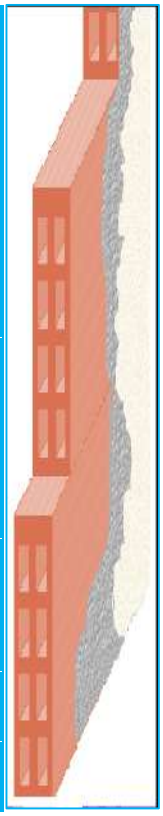
Q=2.5 KN/m²

II.3.3.Maçonnerie

II.3.3.1) - murs intérieurs (simple cloison)

Tableau III.3 : Charges permanents du mur simple cloison.

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Enduit en gras	0.01	10	0.10
2	Enduit en ciment	0.01	18	0.18
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit en ciment	0.01	18	0.18
5	Enduit en gras	0.01	10	0.10
Charge permanente				**G=1.46 (KN/m²)**



II.4.Vérification des éléments de structure selon DTR

II.4.1. Vérification des planchers

A-Définition

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages ; sa fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

Dans notre structure, nous avons un seul type de plancher :

* planchers à dalle pleine.

B-Plancher dalle pleine

La dalle de cette structure est de 20 cm on passe mitant à la conformité de cette-les l'épaisseur avec critères suivants :

1) - Critère de résistance

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis [14].

(Lx/50) ≤e≤ (Lx /40)

2) - Sécurité contre l'incendie [14].

e = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

e = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

3) - condition d'isolation acoustique (e ≥ 15).

Tableau III.4 : vérification des planchers.

Le Critère	**La loi**	**La vérification**
Critère de résistance	815/50≤ *e* ≤ 815/40	16.3 ≤ e=20 ≤ 20.375 cv
***La sécurité contre l'incendie :**	e=11 cm	
***Condition d'isolation acoustique :**	e = 20cm	
e =20 cm		

4) - condition de la flèche

Nous devons vérifier les conditions suivantes (B.6.5.3) [14].

$f_{max} \leq \frac{L_{max}}{500}$	si la portée L est au plus égale à 5 m.
$f_{max} \leq 0{,}5 + \frac{L_X}{1000}$	si la portée L est supérieure à 5 m.

Dans notre cas : L_{max}=8.15m avec :

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur b=1 m avec une épaisseur e=20cm.

Poids propre : G = 25 × e×1 = 5 KN/ml.

Surcharge d'exploitation : Q = 2.5 KN/ml.

ELS : q = G+Q =7.5 KN/ml.

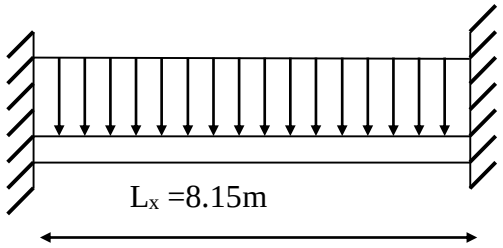


Figure III.3 : dalle pleine.

On doit vérifier la condition suivant : $f_{max} \leq 0{,}5 + \frac{L_X}{1000}$.

Tel que : $f_{max} = \frac{q.L_x^{\,4}}{384.E.I} \Rightarrow \frac{q.L_x^{\,4}}{384.E.I} \leq 0{,}5 + \frac{L_x}{1000}$.

Ou : Evj (MPA)= $3700(f_{cj})^{1/3}$ en MPA $\Longrightarrow$ E =10818,87 MPA = 1081,887 KN/cm^2

I =b.e^3 /12 ; f_{C28}=25 MPA

Donc on trouve : $\Rightarrow$ $e \geq \sqrt[3]{\frac{q.Lx^4}{32Eb(0.5+\frac{Lx}{1000})}}$ =19.37cm cv.

Conclusion

Tous les facteurs de choix de dalle pleine sont vérifier par l'épaisseur réel de dalle pleine dans cette structure, donc pour la dalle plaine on adoptera **: e = 20cm.**

II.4.2. Vérification des poutres

Ce sont des éléments porteurs Horizontaux en béton armé, elles transmettant les charges aux poteaux,

La vérification de la poutre est donnée comme suit :

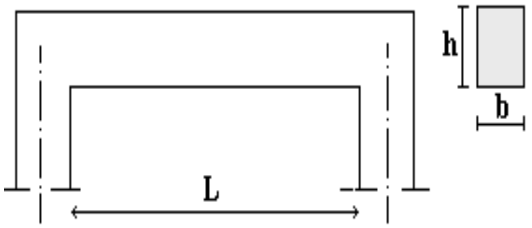


Figure III.4 : Dimension de la poutre.

Tableau III.5 :loi des poutre.

La poutre	**La loi**
La hauteur h_t	$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$
La largeur b	$0,3\ h_t \leq b \leq 0,7\ h_t$

L : La portée maximale de la poutre entre deux nus

H : La hauteur de la section.

B : La largeur de la section.

-Vérification selon RPA (art 7-5-1 P51) [15]

Pour la zone III (zone de haut sismicité) ; les règles parasismiques Algériennes, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci- dessous :

- $b \geq 20$ cm.
- $h \geq 30$ cm.
- $h/b \leq 4$.
- $b_{max} \leq 1.5h - b_1$.

Tableau III.6 : Vérification de la poutre.

	La poutre		
Condition de résistance	L max	7.10 m	
	$L / 15 \leq h_t \leq L /10$	$47.33\ cm \leq h=60 \leq 71\ cm$	cv
	$0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$	$18cm \leq b=25 \leq 42\ cm$	cv
Vérification selon le RPA99	$b \geq 20cm$	cv	
	$h \geq 30cm$	cv	
	$h/b \leq 4$	$2.4 \leq 4$	cv
Condition de rigidité	$(h/L) > (1/16)$	$(60/710) = 0.085 > 0.0625$	cv

-Vérification de la flèche [14]

On doit vérifier que : $f_{max} \leq \bar{F}$

Avec : $\bar{F}=$ $\begin{cases} 0{,}5+\dfrac{L_X}{1000} & \text{Si} \quad L > 5\ m \\ \dfrac{L_X}{1000} & \text{Si} \quad L \leq 5\ m \end{cases}$

Dans le cas d'une poutre encastrer dans les deux cotée avec une charge uniformément repartie ; la flèche Maximale est donnée par $f_{max} = \dfrac{q.L_x^{\,4}}{384.Evj.I}$

Avec :

h : La hauteur de la section de la poutre.

f_{max} : La flèche maximale de la poutre.

q : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S *(q=G+Q)*.

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

I_b : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion : $I = b.h^3 / 12$

E_{vj} : Module d'élasticité diffère du béton arme.

Tableau III.7 : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S.

La charge	Plancher terrasse	Plancher courant
G poutre (KN/ml.)	0.25 x 0.60 x 25 =3.75	0.25 x 0.60 x 25 = 3.75
G plancher (KN/ml.)	8.47x (2.1 + 4.075) = 52.30	6.74x (2.1 + 4.075)
Q plancher (KN/ml.)	1 x (2.1 + 4.075) = 6.18	2.5 x (2.1 + 4.075) = 15.44
G cloison simple (KN/ml.)	-	1.46 x7.10 = 10.37
q (KN/ml.)	62.23 KN/ml	71.18KN/ml.

Tableau III.8 : Vérification de la flèche.

Niveau	f_{max} (cm)	$\bar{f}(cm)$	$f_{max} \leq \bar{f}$
La terrasse	0.85	1.21	CV
E caurant	0.97	1.21	CV

Conclusion :

Après la vérification ci-dessus, on peut dire que les dimensions réelles de la poutre sont suffisantes vis à vis la réglementaire

Donc on choisir les dimensions suivant :

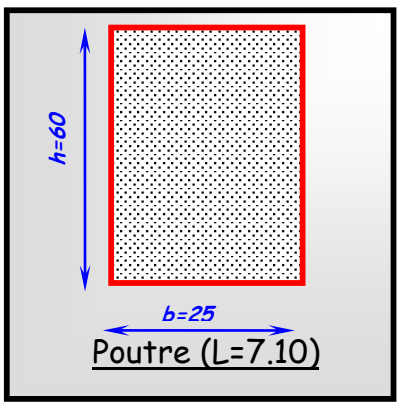


Figure III.5 : Schéma de poutre.

III.4.3.Vérification des voiles

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par (l'article 7.7.1) [15].

Les voiles servent d'une part à contreventer la structure en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après (l'article 7.7.1) [15], sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$$L \geq 4e \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} \text{L : longueur du voile} \\ \text{e : épaisseur du voile} \end{cases}$$

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

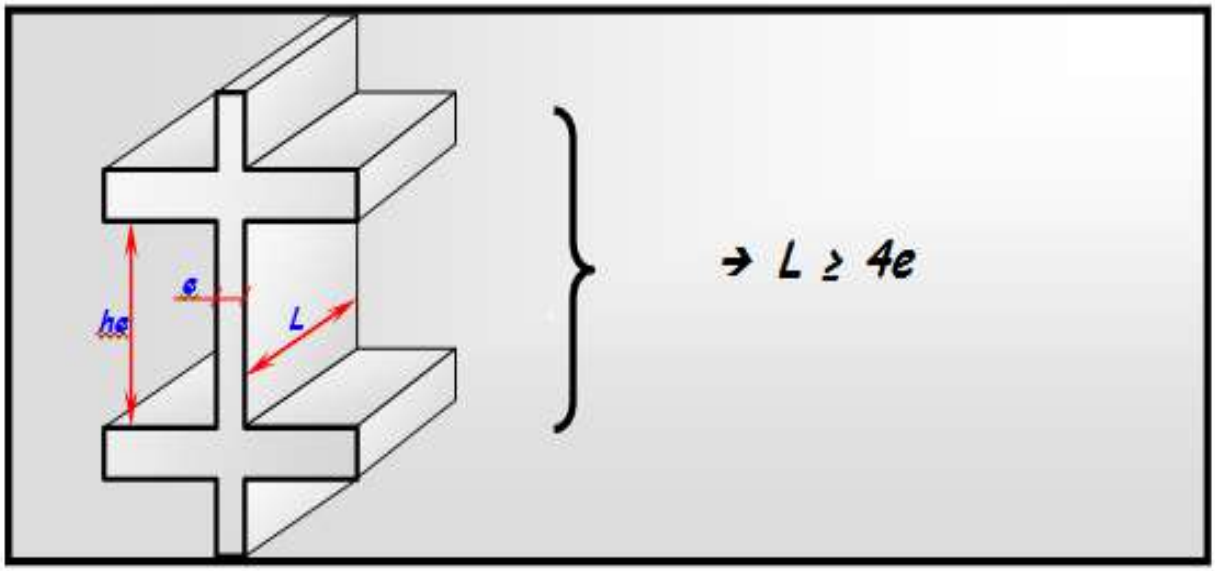


Figure III.6 : Coupe de voile en élévation.

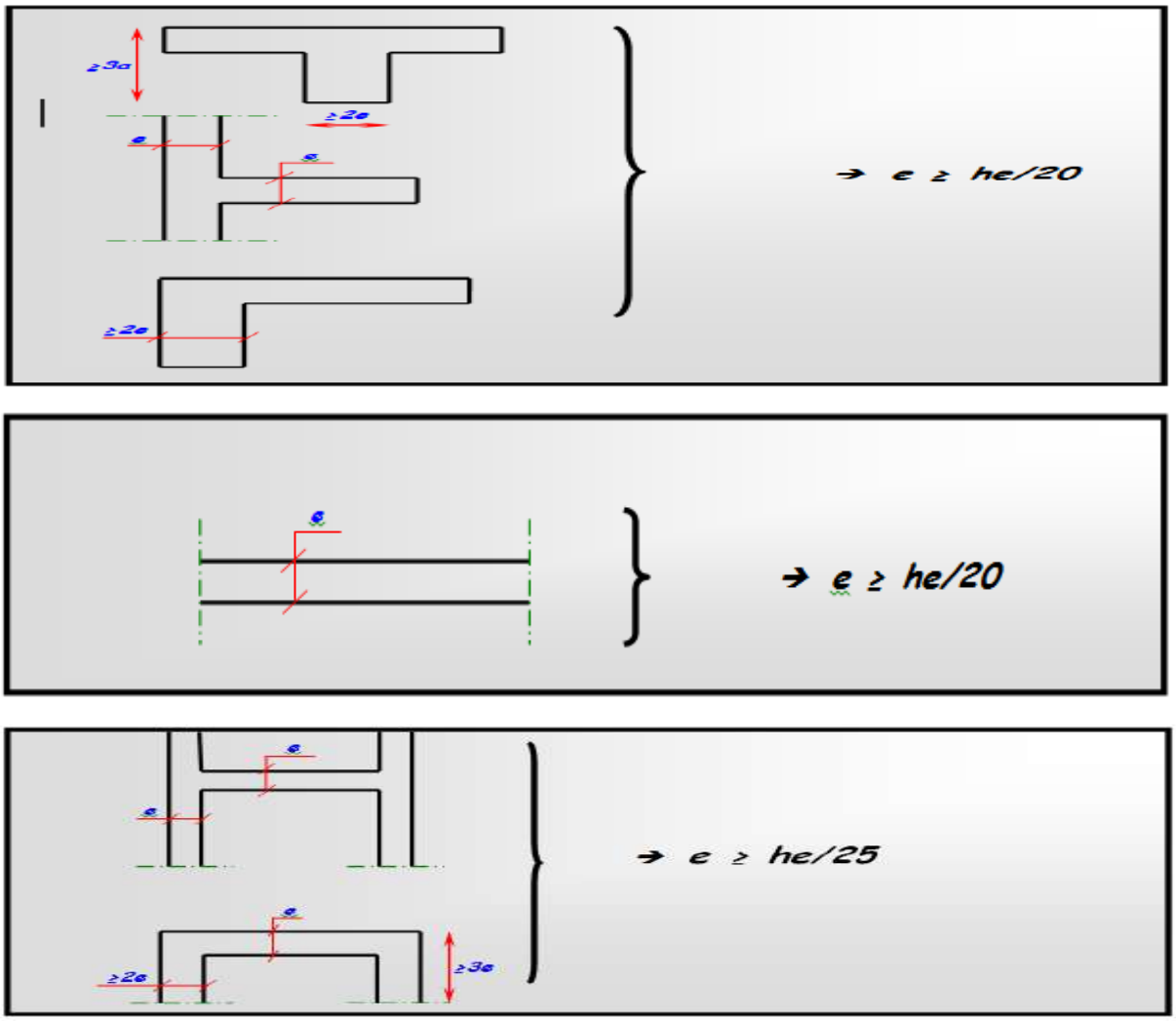


Figure III.7 : Coupe des voiles en plan.

Pour notre structure on a l'épaisseur réel des voiles e=20 cm.

e ≥ Max [he/20; he/22; he/25; 15 cm] [15] .

Avec he =3.40cm.

L'épaisseur du voile

e ≥ Max [17 ; 15.45 ; 13,6 ; 15 cm]

e =20cm. CV

III.5. Vérification des éléments secondaires

III.5.1. Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considères comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.5.2.L'acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé dans le plancher terrasse ; son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales.

III.5.2.1.Principe de calcul

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

-Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.

-Une force horizontale due à une main courante ***Q=1kN/ml.***

Le calcul se fait pour une bande de *1m* de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur *b=100cm*
- Hauteur *H=50cm*
- Epaisseur *e=10cm*

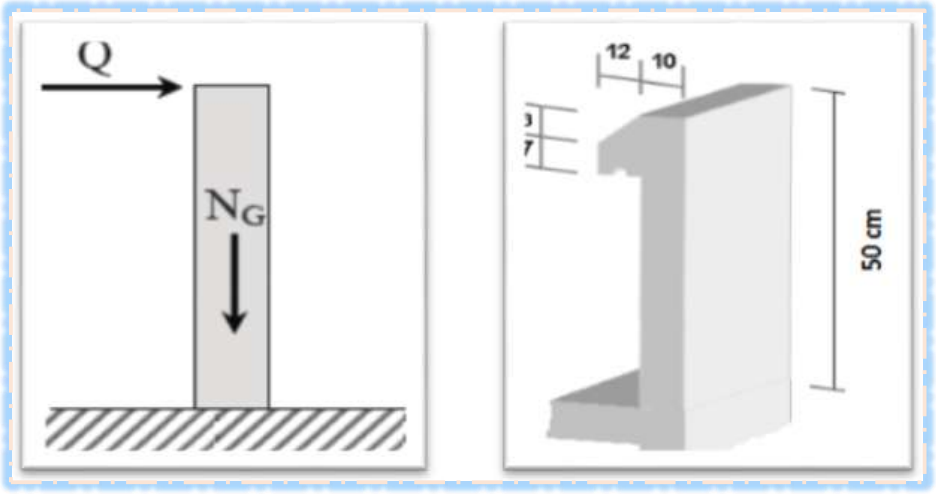


Figure III.8 : Dimensionnement de l'acrotère.

III.5.2.2.Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.9 : évaluation des charges et surcharges.

Charge permanent
Poids propre : G = [(0.5×0.10)+(0.07×0.12)+(0.12×0.03)/2] × 25 = 1.50KN/ml.
Charge d'exploitation
Q=1KN/ml.

III.5.2.3.Détermination des efforts

Tableau III.10 : Détermination des efforts N, M et T à L'ELU et à L'ELS de l'acrotère.

ELU	
L'effort normal :	Nu = 1.35G=1.35x1.505= 2.03KN.
Moment d'encastrement :	Mu = 1.5Qh=1.5x1x0.5=0.75KN.m
L'effort tranchant :	Tu = 1.5Q=1.5x1=1.5KN
ELS	
L'effort normal :	Ns = G = 1.505 KN.
Moment d'encastrement :	Ms = Q.h =1x 0.5 =0.5KN.m
L'effort tranchant :	Ts = Q = 1KN

III.5.3.L'escalier

III.5.3.1.Définition

Un escalier est une suite régulière de plans horizontaux, afin de permettre de se déplacer d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

Dans notre structure, on un seul type d'escalier :

❖ Escalier droit à deux(02) volées.



Figure III.9 : type d'escalier.

III.5.3.2.Terminologie

♦**La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.

♦ **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied. On a une largeur de 30cm correspondant à un pied normal.

♦ **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives.

♦ **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.

♦ **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.

♦ **Le giron** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).

♦ **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs. Elle ne doit pas excéder 20 à 25 marches.

♦ **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées.

$L \geq 1.2\ E.$

♦ **L'emmarchement :** la largeur de l'escalier. Pour notre cas on a :

- les immeubles collectifs : E ≥ 1.20 m.

♦ **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.

♦ **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.

Dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

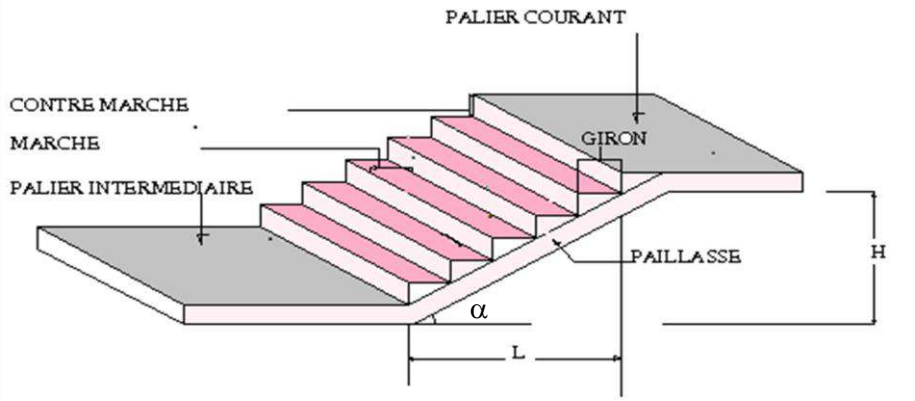


Figure III.10 : Composante d'escalier.

III.5.3.3. Dimension de marche et contre marche

D'après la formule de Blondel **59 ≤ g+2h ≤ 66 cm.**

- **Verification**

On a: **h = 17 cm** ⇒ 16 ≤ h ≤ 18cm.

On a: **g = 30 cm** ⇒ 22 ≤ g ≤ 33 cm.

59 ≤ 30+ (2×17) ≤ 66 ⇒ 59 ≤ 64 ≤ 66 .... OK

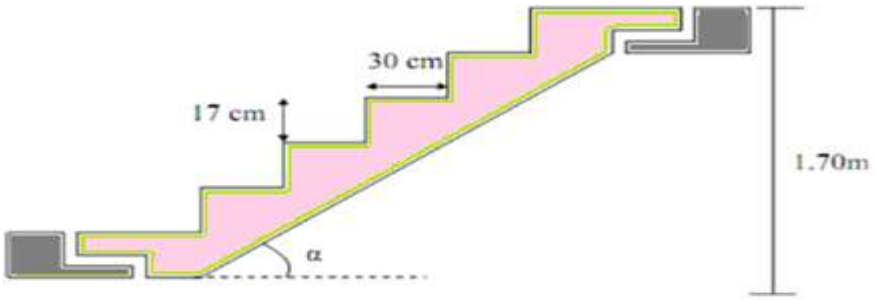


Figure III.11 : dimension de marche et de contre marche.

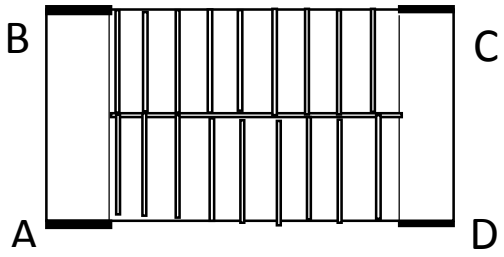


Figure III .12 : schéma réel d'escalier.

III.5.3.4.Inclinaison de la paillasse

L1=1.30m.

L0 = 3.10m.

L2=$\sqrt{3.10^2 - 1.70^2}$ =2.60m.

$$tg\alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{1.70}{2.60} \Rightarrow \alpha = 33.18^0.$$

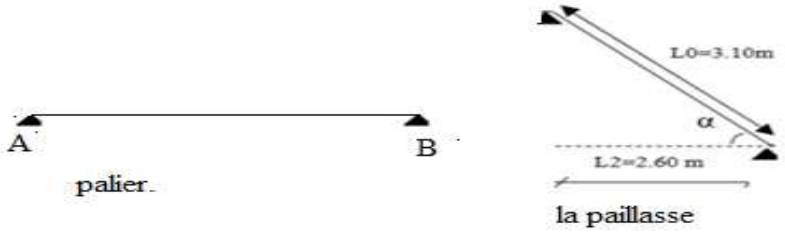


Figure III.13 : Inclinaison de la paillasse.

Remarque

Le choit de schéma statique se fait par prendre le schéma soit de palier ou de paillasse selon leur travée et leur charge (le plus grand).

Dans notre cas on a la charge de paillasse plus grand que le palier donc on prend le schéma statique d'escalier de paillasse seulement.

III.5.3.5.Vérification de la paillasse

Dans notre structure on a l'épaisseur de paillasse ep =15cm.

Tableau III.11 : Vérification de l'épaisseur de paillasse.

L'épaisseur	L(m)	La loi	Vérification
Paillasse	3.10	$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$	$10.33cm \leq ep = 15cm \leq 15.5$ CV.

***Condition de la flèche**

La condition à vérifier est la suivante : $f_{max} \leq \overline{f} = \frac{L_X}{1000}$

f_{max} : La flèche maximum calculée pour une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie.

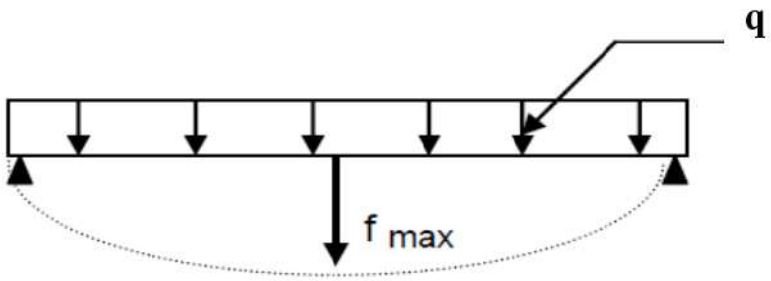


Figure III.14 : La flèche maximale.

Le calcul RDM nous donne $f_{max} = \frac{5 \times q \times L_x^{\ 4}}{384 \times E \times I}$ ➔ $\frac{5qL_x^{\ 4}}{384EI} \leq \frac{L_X}{1000}$

Tableau III.12. Vérification de la flèche.

	f_{max} (cm)	$\overline{f}$ (cm)	$f_{max} \leq \overline{f}$
la paillasse	$3.77x10^{-3}$	0.31	CV

Conclusion :

L'épaisseur de la paillasse e=15cm est suffisante.

III.5.3.6.Vérification du palier

Tableau III.13 : Vérification l'épaisseur de palier.

Le Critère	L(m)	La loi	La vérification
***Critère de résistance**	1.30	$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$	$4.33 \leq ep = 15cm \leq 6.5$ CNV
***La sécurité contre l'incendie :** ***Condition d'isolation acoustique :**	e=11 cm e = 15cm		

*** Condition de la flèche**

On doit vérifier que : $f_{max} \leq \overline{f} = \frac{L_X}{1000}$

La flèche maximale est donnée $f_{max} = \frac{5 \times q \times L_x^{\,4}}{384 \times E \times I}$.

Tableau III.14 Vérification de la flèche de paillasse.

	f_{max} **(cm)**	$\overline{f}$ **(cm)**	$f_{max} \leq \overline{f}$
Palier	$4.38x10^{-5}$	0.13	CV

Conclusion :

L'épaisseur de la Palier e=15cm est suffisante.

III.5.3.7.Evaluation des charges et surcharges

a) Charge permanente

a.1) Palier

Tableau III.15 : la charge permanente de palier.

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				5.31

a.2) la paillasse

Tableau III.16 : la charge permanente de paillasse.

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.125
5	Poids propre de la palliasse	0.15	25	3.75
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				7.44

b) charge d'exploitation

D'après [13] **:**

Q esc = 4 KN/m².

CHAPITRE IV :

VERIFICATION DYNAMIQUE

IV.1.1.Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges Susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel ***ROBOT*** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) bases sur le principe de la superposition modale.

IV.1.2. Application du RPA 99V2003

La structure objet de notre étude étant calculée suivant les recommandations du règlement RPA 80, on opte pour un calcul de l'effort sismique par les deux méthodes statique équivalente et dynamique pour évaluer l'augmentation de ce dernier utilisant le règlement actuellement en vigueur RPA 99 (version 2003).

IV.1.3. Caractéristiques dynamiques de la structure

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

* Le centre de Masse

* Le centre de Torsion

IV.1.3.1 Centre de masse

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$XG = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global

-Calcule le poids de la structure

$W = \Sigma W_i$ avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

D'exploitation est donné par le tableau 4-5 du RPA99.

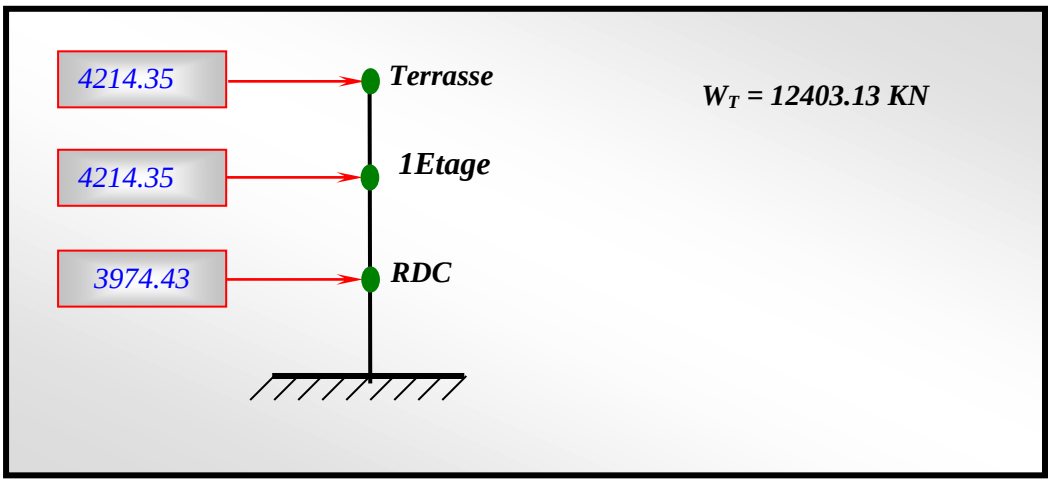
Pour notre cas, nous avons un équipement : **β=0,40**

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0{,}40\ W_{Qi}$

Le tableau suivant donne les valeurs de Wi pour chaque étage.

TableauIV.1.1 : Wi pour chaque étage.

Etage	W_i (KN)	X_G (m)	Y_G (m)
2 Terrasse	4214.35	18.27	8.70
1	4214.35	18.27	8.70
RDC	3974.43	17.62	8.98
W_{totale}	12403.13KN.		



FigureIV.1.1 : Les poids centré dans chaque niveau.

IV.1.3.2.Centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$\mathbf{XT} = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad \mathbf{YT} = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

$\mathbf{I_x}$ et $\mathbf{I_y}$: Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

$\mathbf{X_i}$, $\mathbf{Y_i}$: coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

$\mathbf{X_T}$, $\mathbf{Y_T}$: coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

Pour les voiles : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

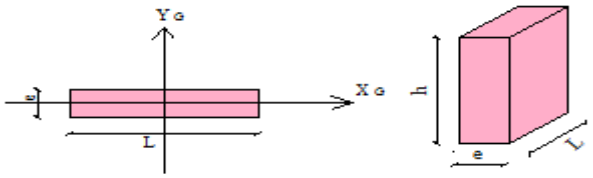


Figure IV.1.2 : Dimension des voiles et poteaux.

Tableau IV.1.2 : Centre de torsion.

Etage	$\sum I_X$ (KN.m)	$\sum I_Y$ (m) ²	X_I (m)	Y_I (m)
2 Terrasse	127651.46	271357.49	18.61	8.84
1	127695.91	271250.59	18.64	8.84
RDC	117549.97	243495.43	17.24	8.13

IV.1.3.3. Excentricité théorique (statique)

C'est la différence entre le centre de torsion et le centre de gravité, l'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité doit être prise en compte.

Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction **:**

L'excentricité statique est donnée par : $e_x = |X_T - X_G|$ $e_Y = |Y_T - Y_G|$

Tableau IV.1.3 : Calcule d'excentricité théorique.

	Direction X			Direction Y		
	X_G	X_I	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G	Y_I	$E_{y\ Théo}$ (m)
2	18.27	18.61	0.34	8.70	8.84	0.14
1	18.27	18.64	0.37	8.70	8.84	0.14
RDC	17.62	17.24	**0.38**	8.98	8.13	**0.85**

IV.1.3.4.Excentricité accidentelle (Art 4.2.7) [15]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 5\%\ Lx \\ E_y = 5\%\ Ly \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1.4 : Calcule d'excentricité accidentelle.

	Lx [m]	Ly [m]	$E_{x\ ACC}$ (m)	$E_{Y\ ACC}$ (m)
2	31.07	17.60	1.55	0.88
1	31.07	17.60	1.55	0.88
RDC	31.07	17.60	1.55	0.88

IV.1.3.5.Effets de la torsion accidentelle (Art 4.3.7) [15]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.1.5 : Calcul de l'excentricité totale.

	Direction X			**Direction Y**		
	$E_{x\ Théo}$ (cm)	**$E_{x\ ACC}$ (cm)**	**$E_{xThéo}+E_{x\ ACC}$**	**$E_{y\ Théo}$(m)**	**$E_{y\ ACC}$ (m)**	**$E_{y\ Théo}+E_{y\ ACC}$**
2	0.34	1.55	1.89	0.14	0.88	1.2
1	0.37	1.55	1.92	0.14	0.88	1.2
RDC	**0.38**	1.55	1.93	**0.85**	0.88	1.73

-La vérification selon RPA

$E_{x\ Théo} < E_{x\ ACC} = 5\%\ Lx$ [15].

$E_{y\ Théo} < E_{y\ ACC} = 5\%\ Ly$

Tableau IV.1.6 : La vérification selon RPA.

	Sens X	**Sens-Y**
2	0.34< 1.55 CV	0.14 < 0.88 CV
1	0.37 < 1.55 CV	0.14 < 0.88 CV
RDC	0.38< 1.55 CV	0.85 < 0.88 CV

Remarque

L'excentricité élevée constatée (0.85) dans le niveau RDC est due à la discontinuité des éléments verticaux « Voiles », ceci peut provoquer un moment de torsion maximale ce qui conduit une augmentation des contrainte de cisaillement est par la suite l'effondrement de l'étage. Les premières conséquences façonnées dans l'apparition des armatures au niveau des voiles des façades et surtout au niveau des pouts de voile.

IV.1.4. Choix de la méthode de calcul

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers.

Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

IV.1.4.1.Vérification des conditions d'applications méthode statique équivalent (Art 4.1.2) [15]

a)-Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, avec une hauteur au plus égale à 30m en zones III

b)-Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), la condition complémentaire suivante :

c)-Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Pour notre structure, la hauteur est 10.70 m dépassant 10 m, donc selon [15] (Art 4.1.2), la Méthode statique équivalente est non applicable, cette étude sera menée selon la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'ROBOT'.

IV.1.4.2.Méthode dynamique modale spectrale

- **Principe**

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

- **Modélisation**

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.1.4.3. Le spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A (Tab.4.1) [15]

A = f (zone III, groupe d'usage 1B) = 0,30.

b. Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 10 % (Tab.4.2) [15].

Avec remplissage dense → η = 0,764

c. Coefficient de comportement R (Tab.4.3) [15]

Donc : R = 3.5 (voiles porteurs).

d. Facteur de qualité Q (Tab.4.4) [15]

Le facteur de qualité est égale à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : à

$$Q = 1 + \sum_{q}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1.7 : Détermination du facteur de qualité Q.

Le Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	**Conditions minimales sur les files de contreventement**	Oui	0	Oui	0
2	**Redondance en plan**	Oui	0	Oui	0
3	**Régularité en plan**	Oui	0	Oui	0
4	**Régularité en élévation**	oui	0	Oui	0
5	**Contrôle de la qualité des matériaux**	Non	0.5	Non	0.5
6	**Contrôle de la qualité de l'exécution**	Non	0,10	Non	0,10

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0.15 = 1.15$$
$$Q_Y = 1 + 0.15 = 1.15$$

e. Périodes caractéristiques (Tab.4.7) [15]

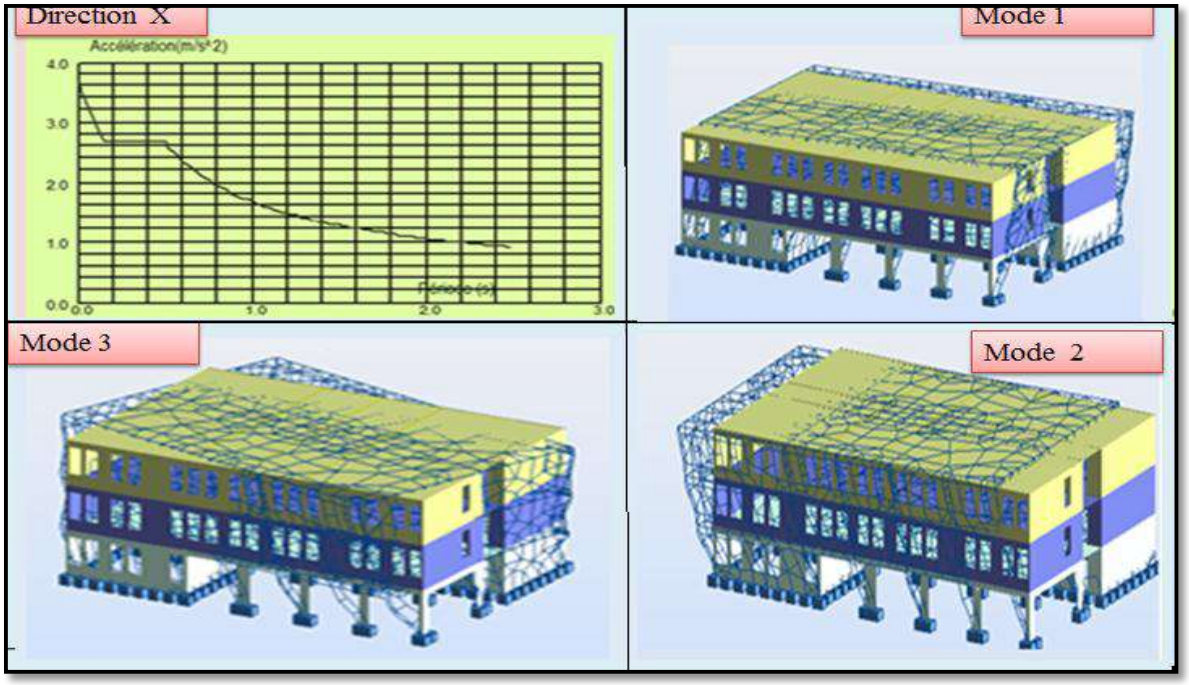
$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site}\,S_3.$$

IV.1.5. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification des périodes.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.1.5.1. Vérification de comportement



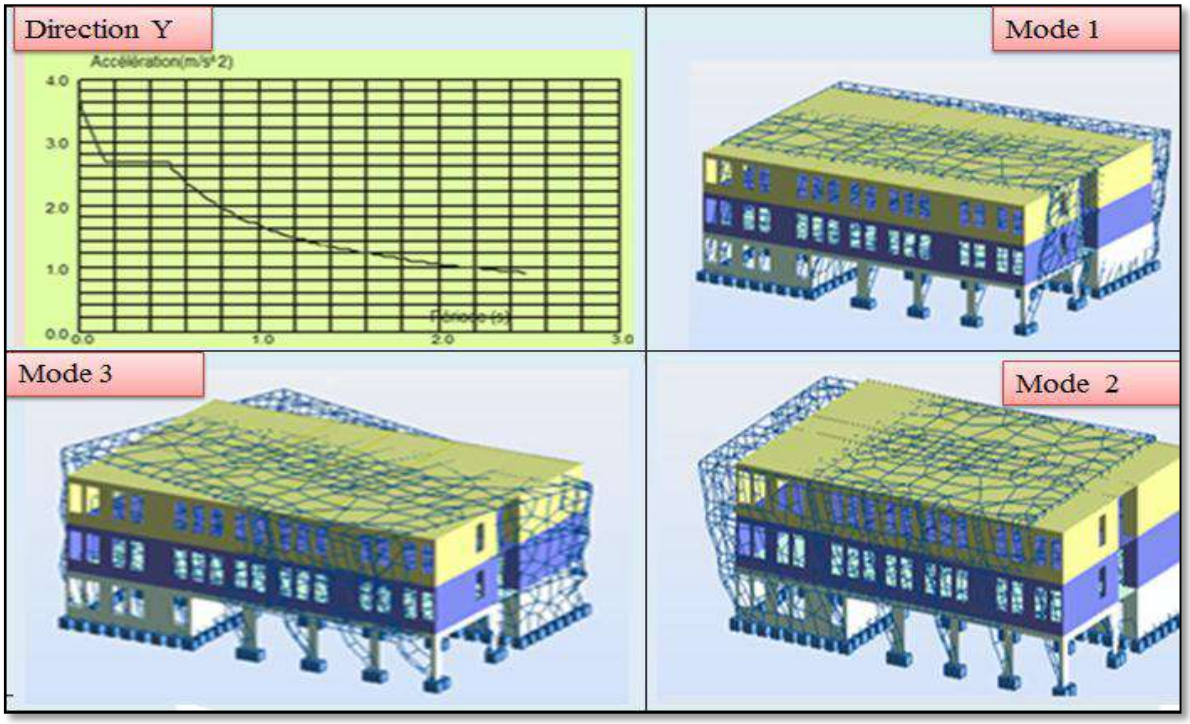


Figure IV.1.3 : Le comportement des trois premiers modes.

Tableau IV.1.8 : Le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant l'axe y + Rotation au tour Z	translation suivant l'axe x + Rotation au tour Z	rotation autour de z

VI.1.5.2.Vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure d'après (Art 4.3.4.a) [15].

Tableau IV.1. 9 : Coefficient de participation massique.

Mode	Périodes (s)	Masses cumulées ux(%)	Masses cumulées uy(%)
1	0.23	0.12	80.06
2	0.19	75.48	80.11
3	0.14	85.21	80.21
4	0.13	85.22	80.21
5	0.13	85.22	80.21
6	0.12	85.23	80.24
7	0.12	85.24	80.24
8	0.12	85.25	80.24
9	0.11	85.27	80.24
10	0.11	85.28	80.25
11	0.11	85.28	80.26
12	0.11	85.29	80.31
13	0.11	85.29	80.31
14	0.11	85.30	80.31
15	0.11	85.30	80.31
16	0.10	85.30	80.31
17	0.10	85.31	80.33
18	0.10	85.31	80.33
19	0.09	85.32	80.33
20	0.09	85.32	80.33
21	0.09	85.33	80.34
22	0.09	85.34	80.34
23	0.08	85.08	80.34
24	0.08	85.35	80.36
25	0.08	85.35	80.29
26	0.08	85.52	94.36
27	0.08	85.52	94.36
28	0.07	85.52	94.36
29	0.07	85.57	94.36
30	0.07	85.57	94.37
31	0.07	85.57	94.37
32	0.07	85.70	94.37
33	0.06	86.55	94.39
34	0.06	**94.87**	**94.71**

Remarque

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de **90 %** de la masse totale de la structure, au **34ème** mode suivant **(X).**

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de **90 %** de la masse totale de la structure, au **26ème** mode suivant **(Y).**

A partir du **34ème** mode, on remarque que la participation massique converge vers les **90 %**

IV.1.5.3. Vérification des périodes

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à

Partir des formules empiriques appropriées de 30% (Art 4.2.4) [15].

$$T = CT * hN^{3/4} \quad \textbf{(4. 6)}$$

hN = Hauteur totale en mètre.

hN = 10.70 m.

D'après le tableau (4.6) CT = 0.05

$T = 0.05 * 10.70^{3/4} = 0.3s$.

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = 0.09 * hN / \sqrt{D} \quad \textbf{(4.7)}$$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.

Tx =0.19 S.

Ty =0.23 S.

Tableau IV.1.10 : vérification des périodes.

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.19	0.23	0.25	Oui
Y	0.23	0.23	0.30	Oui

Le tableau suivant donne les valeurs de Vs pour chaque cas :

Règlement	Zone	Groupe	A	D	Q	R
RPA99v2003	III	1B	0.30	1.91	1.15	3.5

IV.1.5.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6) [15].

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

-Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente (Art 4.2.3) [15]

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la Formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

TableauIV.1.11 : Calcul de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.30	1.91	1.91	3.5	1,15	1,15	12403.13	2335.16	2335.16

Tableau IV.1.12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V (kN)	**Vt (kN)**	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} > 0,8$
X	2335.16	7167.23	3.07	CV
Y	2335.16	7613.31	3.26	CV

IV.1.5.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (Art 4.2.5) [15]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & \text{si } T \geq 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,19 s → Ft = 0
- TY = 0,23 s → Ft = 0

Donc :

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).V_Y = \alpha_Y.V_Y$$

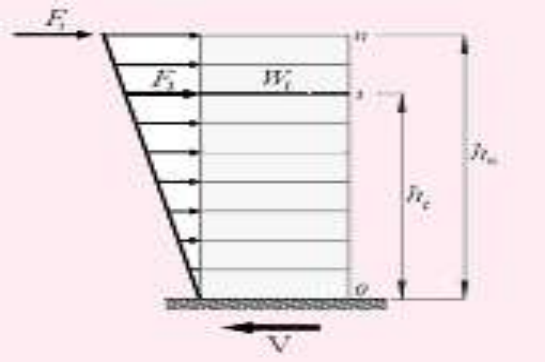


Figure IV.1.4 : Distribution des forces sismiques.

V_X = Vy =2335.16KN

Tableau IV.1.13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
+10.20	4214.35	42986.37	0.51	1190.93
+6.80	4214.35	28657.58	0.34	793.95
+3.40	3974.43	13513.06	0.16	373.63
SOMME		85157.01		2358.51

Tableau IV.1.14 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	A_y	F_{iy} (kN)
+10.20	4214.35	42986.37	0.51	1190.93
+6.80	4214.35	28657.58	0.34	793.95
+3.40	3974.43	13513.06	0.16	373.63
SOMME		85157.01		2358.51

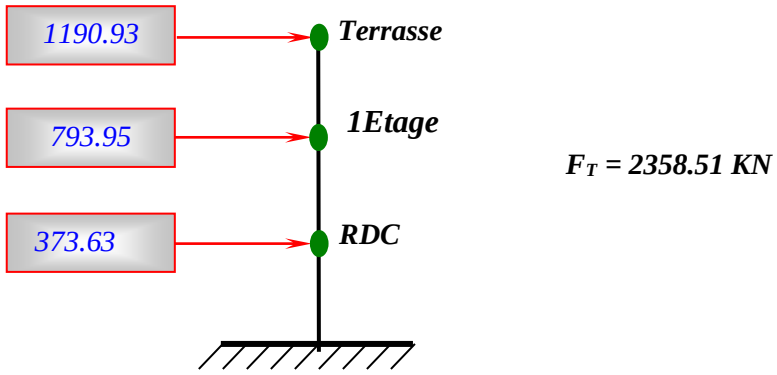


Figure IV.1.5 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

II.1.5.6. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$

$$M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- **F_{ix}, Fiy** : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- **h_i** : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G.Wi$, $Mty = Y_G.Wi$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

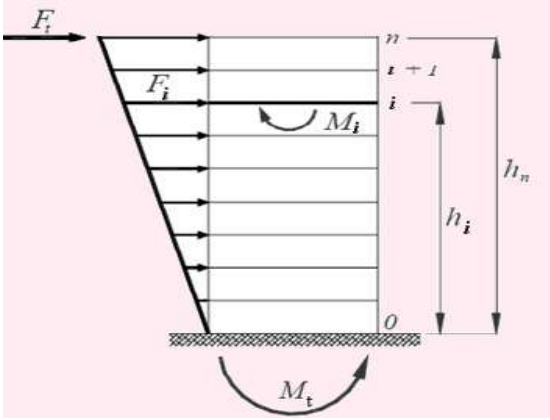


Figure VI.1.6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.2.5.7 .Moment de renversement

Tableau IV.1.15 : calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	$F_{ix} = F_{iy}$ (KN)	$M_{oxi} = M_{oyi}$ (KN.m)
+10.20	1190.93	12147.49
+6.80	793.95	5398.86
+3,40	373.63	1270.34
∑Mo		18816.69

VI.1.5.8. Moment stabilisant

Tableau IV.1.16 : calcul du moment stabilisant.

	W_i (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+10.20	4214.35	18.27	8.70	76996.17	36664.85
+6.80	4214.35	18.27	8.70	76996.17	36664.85
+3,40	3974.43	17.62	8.98	70029.46	35690.38
∑Mt				224021.8	109020.08

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.1.17 : Vérification de stabilisation.

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
224021.8	109020.08	18816.69	18816.69	11.91	5.79	Oui

Conclusion

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

IV.1.5.9.Vérification des déplacements

$\delta_K = R\delta_{ek}$ (Art 4.4.3)[15].

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon (Art 5.10) [15] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser : Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.1.18 : vérification déplacement sens longitudinal x (mode 2).

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	0,01.h_e (cm)	Vérification
2	0.21	0.74	0.14	3.40	CV
1	0.17	0.60	0.14	3.40	CV
RDC	0.13	0.46	0.46	3.40	CV

Tableau IV.1.19 : vérification déplacement sens longitudinal y **(**mode 1).

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	0,01.h_e (cm)	Vérification
2	0.23	0.81	0.04	3.40	CV
1	0.22	0.77	0.14	3.40	CV
RDC	0.19	0.67	0.67	3.40	CV

IV.1.5.10.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ (art 5.9) [15]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k * h_k \ \leq 0,10 \quad (5.6)$$

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

$$P_k = \sum_{i=k}^{n} \left(W_{Gi^+} + \beta W_{qi} \right)$$

- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0{,}10 \leq \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$\frac{1}{(1-\theta_K)}$ Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.1.20 : Vérification l'effet P-Δ sens x.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
+10.20	4214.35	1190.93	1190.93	0.14	0.049	Oui
+6.80	4214.35	793.95	1984.88	0.14	0.044	Oui
+3.40	3974.43	373.63	2358.51	0.46	0.23	NON

Tableau IV.1.21 : Vérification l'effet P-Δ sens y.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
+10.20	4214.35	1190.93	1190.93	0.04	0.014	Oui
+6.80	4214.35	793.95	1984.88	0.14	0.044	Oui
+3.40	3974.43	373.63	2358.51	0.67	0.33	NON

Conclusion

On constate que la vérification selon l'effet P-Δ est non vérifié, cela signifié qu'il est nécessaire de revoir le comportement vis-à-vis de l'effet tranchant au niveau des étages.

IV.1.6.Vérification de L'étude dynamique d'escalier

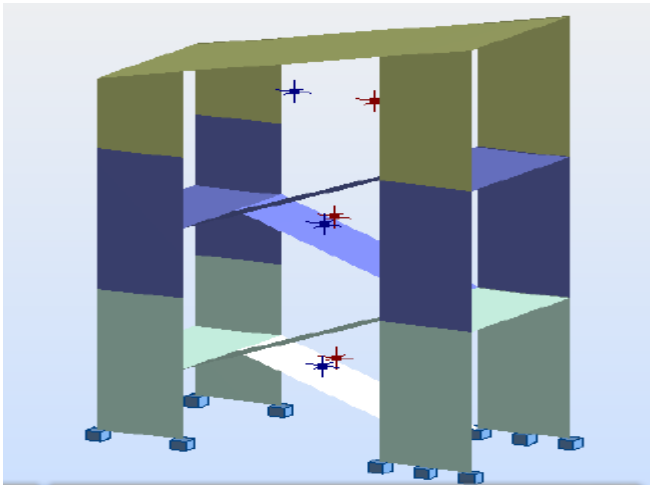


Figure IV.1.7 : Schéma d'escalier.

IV.1.6.1. Centre de masse

Tableau IV.1.22 : Centre de masse.

Etage	$W_{i\ (KN)}$	$X_{G\ (m)}$	$Y_{G\ (m)}$
2 Terrasse	69.34	3.47	8.70
1	147.14	2.85	8.72
RDC	149.24	2.88	8.70
W_{totale}	365.72 KN		

IV.1.6.2.Centre de torsion

Tableau IV.1.23 : Centre de torsion.

Etage	$\sum I_{X\ (KN.\ m)}$	$\sum I_{Y\ (m)^2}$	$X_{I\ (m)}$	$Y_{I\ (m)}$
2 Terrasse	164.37	355.81	2.25	8.70
1	342.08	750.28	3	8.19
RDC	344.03	759.87	3	8.15

Tableau IV.1.25 : Calcul d'excentricité accidentelle.

	Direction X			Direction Y		
	X_G	X_I	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G	Y_I	$E_{y\ Théo}$ (m)
2	3.47	2.25	1.22	8.70	8.70	0
1	2.85	3	0.15	8.72	8.19	0.53
RDC	2.88	3	0.12	8.70	8.15	0.55

Tableau IV.1.24 : Calcul d'excentricité théorique.

	Lx [m]	Ly [m]	$E_{x\ ACC}$ (m)	$E_{Y\ ACC}$ (m)
2	5.60	2.60	0.28	0.13
1	5.60	2.60	0.28	0.13
RDC	5.60	2.60	0.28	0.13

Tableau IV.1.26 : La vérification selon RPA 99.

	Sens X		Sens-Y	
2	1.22< 0.28	CNV	0 < 0.13	CV
1	0.15 < 0.28	CV	0.53 < 0.13	CNV
RDC	0.12 < 0.28	CV	0.55< 0.13	CNV

IV.1.6.3.Vérification des déplacements

Tableau IV.1.27 : vérification des déplacements sens longitudinal x (mode2).

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	0,01.h_e (cm)	Vérification
RDC	0.12	0.42	0.63	3.40	CV
1	0.30	1.05	0.26	3.40	CV
2	0.37	1.31	1.31	3.40	CV

Tableau IV.1.28 : vérification des déplacements sens transversal : y (mode 1).

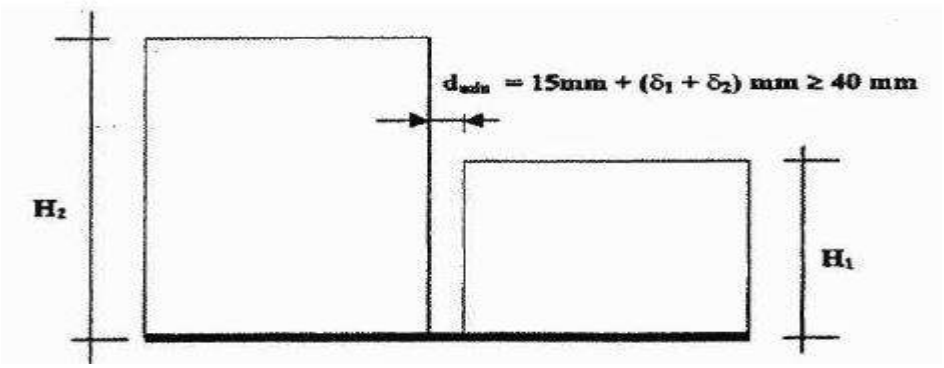
Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	0,01.h_e (cm)	Vérification
RDC	0.06	0.22	0.62	3.40	CV
1	0.24	0.84	0.88	3.40	CV
2	0.49	1.72	1.72	3.40	CV

IV.1.7. Vérification de la largeur de joint

- **Vis-à-vis RPA99 :**

$D_{min} = 15_{mm} + (\delta_{1} + \delta_{2})_{mm} \geq 40_{mm}$ (4-19)

δ_1 *et* δ_2 : déplacement maximaux des deux blocs (niveau terrasse).



FigureIV.2.8 : largeur minimale de joint sismique.

Remarque :

Dans notre cas on a le joint qui se trouve entre la structure et l'escalier est de distance de 1.5cm dans le sens **X**.

La vérification

Joint réel = 1.5 < Joint RPA (4cm) CNV.

- **Vis-à-vis DTR B-C2-48**(RPA80)

$D \geq \frac{H1}{\alpha}$

***α* :** 300**,** Construction en BA.

α : 100, Construction métallique.

H1 : Hauteur totale.

$D = 1.5 \leq \frac{10.70}{300} = 0.035m = 3.5cm$ CNV.

Remarque :

Les résultats qu'on a trouvée ne satisfaite pas la condition du document technique règlementaire (RPA99v2003). Tous les cas pathologiques qu'on trouver dans notre l'escalier c'est à cause de petite distance de joint de 1.5cm qui leur de séisme le déplacement des deux (escalier et structure) va crier un choc de l'élément lourd sur l'élément léger.

IV.2.1.Introduction

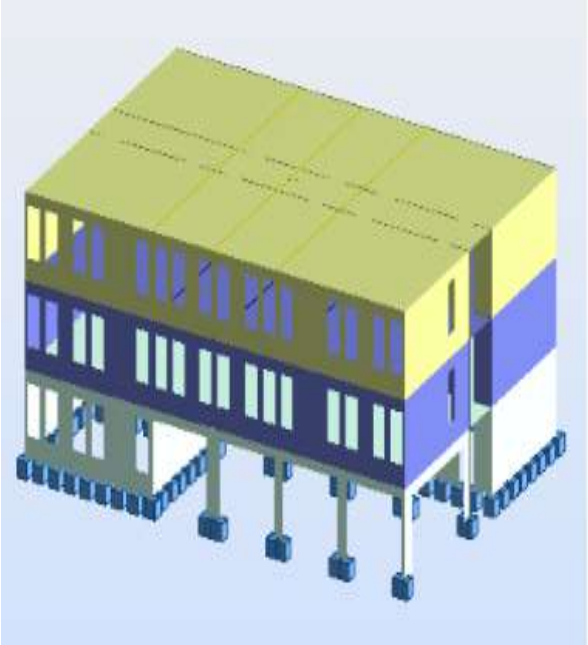
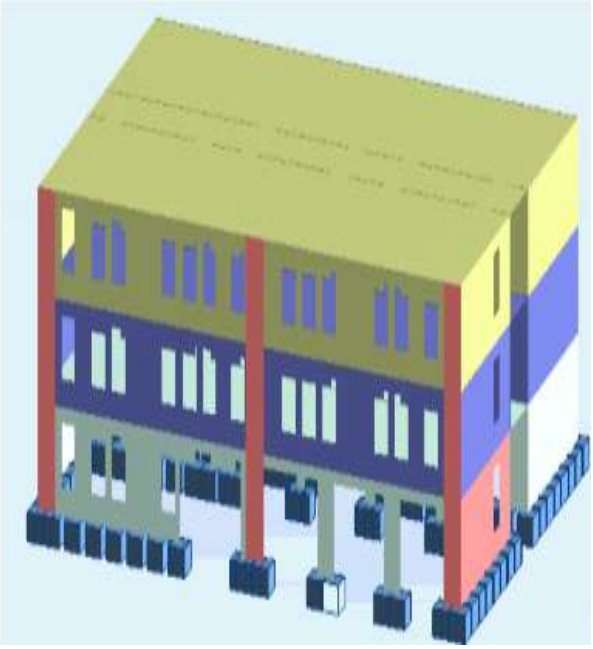
Le but de ce chapitre est d'étudier la possibilité des renforcements des comportant de la structure vis-à-vis de l'effet de P-Δ. Ainsi, il consiste à remplacer l'ancien escalier (déjà endommagés) suite au faible espacement de joint le séparant à la structure.

IV.2.2.Description du bloc réparé

Notre solution proposée est faite par minimisés le moment de torsion due à l'excentricité.

De ce fait, le renforcement se fait par l'augmentation de section des voiles et par l'emplacement du nouveau voile après suppression du voile.

Façade

Avant	proposé
	

Arrière-plan

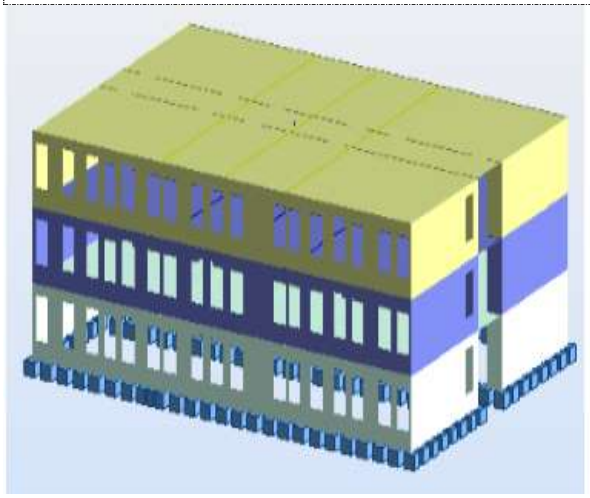
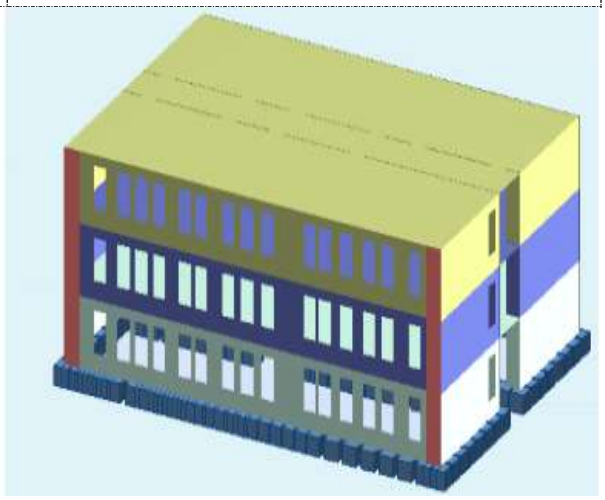
Avant	proposé
	

Figure IV.2.1 : Bloc avant et après renforcement.

Vue en plan

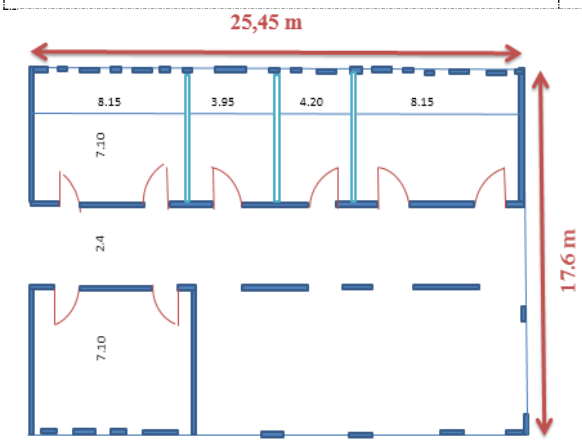
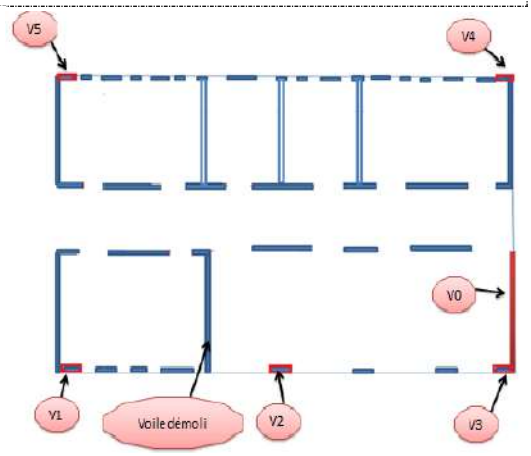
Avant	Proposé
	

Figure IV.2.2 : La solution de renforcement.

Remarque :

Vue que la longueur de voile avec ouverture existant(V0) sont insuffisant(longueur=7.30m) et afin d'assurer le recouvrement nécessaire des armatures du voile proposé et l'homogénéité du béton, il faut démolir le dernier (voile existant) et on le remplaçant par un autre (nouveau).

IV.2.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le béton :

Le béton de résistance $\mathbf{f_{c28}}$ **= 23 MPA**.

Tableau.IV.2.1 : Dimension des voiles.

Type de voile	Longueur (cm)	Epaisseur (cm)
Voile ajouté (V0)	730	20
Voile renforcée (V1, V2, V3, V4, V5)	100	26

IV.2.4. Caractéristiques dynamiques de la structure

IV.2.4.1. Centre de masse

Tableau IV.2.2 : les valeurs de Wi pour chaque étage.

Etage	$W_{i\ (KN)}$	$X_{G\ (m)}$	$Y_{G\ (m)}$
2 Terrasse	4340.21	18.14	8.55
1	4340.21	18.14	8.55
RDC	3980.94	17.67	8.97
$\mathbf{W_{totale}}$	12661.36 KN		

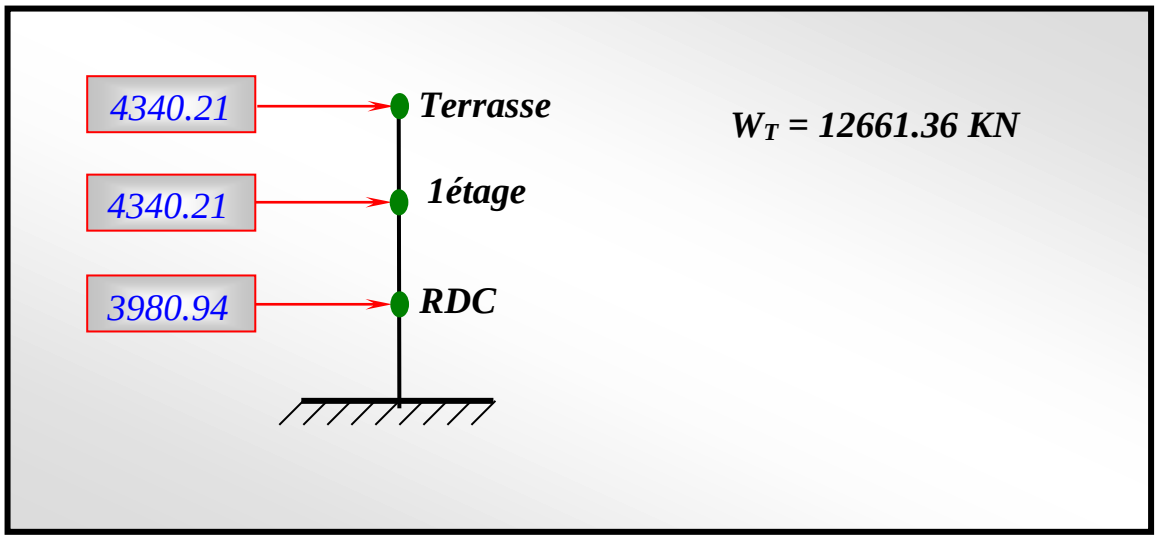


Figure IV.2.3 : Les poids centré dans chaque niveau.

IV.2.4.2.Centre de torsion

Tableau IV.2.3 : Centre de torsion.

Etage	$\sum I_X$ (KN.m)	$\sum I_Y$ (m) ^{2}	X_I (m)	Y_I (m)
2 Terrasse	131521.52	273713.82	18.59	7.76
1	131566.41	273606.39	18.62	7.76
RDC	118072.65	244679.86	18.32	8.12

IV.2.5.Excentricité

IV.2.5.1.Excentricité théorique (statique)

L'excentricité statique est donnée par : $e_x = |X_T - X_G|$ $e_Y = |Y_T - Y_G|$

Tableau IV.2.4 : Calcule d'excentricité théorique.

	Direction X			Direction Y		
	X_G	X_I	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G	Y_I	$E_{y\ Théo}$ (m)
2	18.14	18.59	0.45	8.55	7.76	0.79
1	18.14	18.62	0.48	8.55	7.76	0.79
RDC	17.64	18.32	0.68	8.97	8.12	0.85

IV.2.5.2.Excentricité accidentelle (Art 4.2.7) [15]

E_x= 5% Lx

E_y= 5% Ly

Tableau IV.2.5 : Calcule d'excentricité accidentelle.

	Lx [m]	Ly [m]	$E_{x\ ACC}$ (m)	$E_{Y\ ACC}$ (m)
2	31.07	17.60	1.55	0.88
1	31.07	17.60	1.55	0.88
RDC	31.07	17.60	1.55	0.88

- **Effets de la torsion accidentelle (**Art 4.3.7) **[**15]

Tableau IV.2.6 : Calcule d'excentricité totale.

	Direction X			Direction Y		
	$E_{x\ Théo}$ (cm)	$E_{x\ ACC}$ (cm)	$E_{x\ Théo}+E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$ (m)	$E_{y\ ACC}$ (m)	$E_{y\ Théo}+E_{y\ ACC}$
2	0.45	1.55	2	0.79	0.88	1.67
1	0.48	1.55	2.03	0.79	0.88	1.67
RDC	0.62	1.55	2.17	0.85	0.88	1.73

IV.2.5.3. Vérification selon RPA

Tableau IV.2 .7: La vérification selon RPA 99.

	Sens X	Sens-Y
2	0.45< 1.55 CV	0.79 < 0.88 CV
1	0.48 < 1.55 CV	0.79 < 0.88 CV
RDC	0.62 < 1.55 CV	0.85 < 0.88 CV

IV.2.6. Méthode dynamique modale spectrale

IV.2.6.1. Vérification de comportement

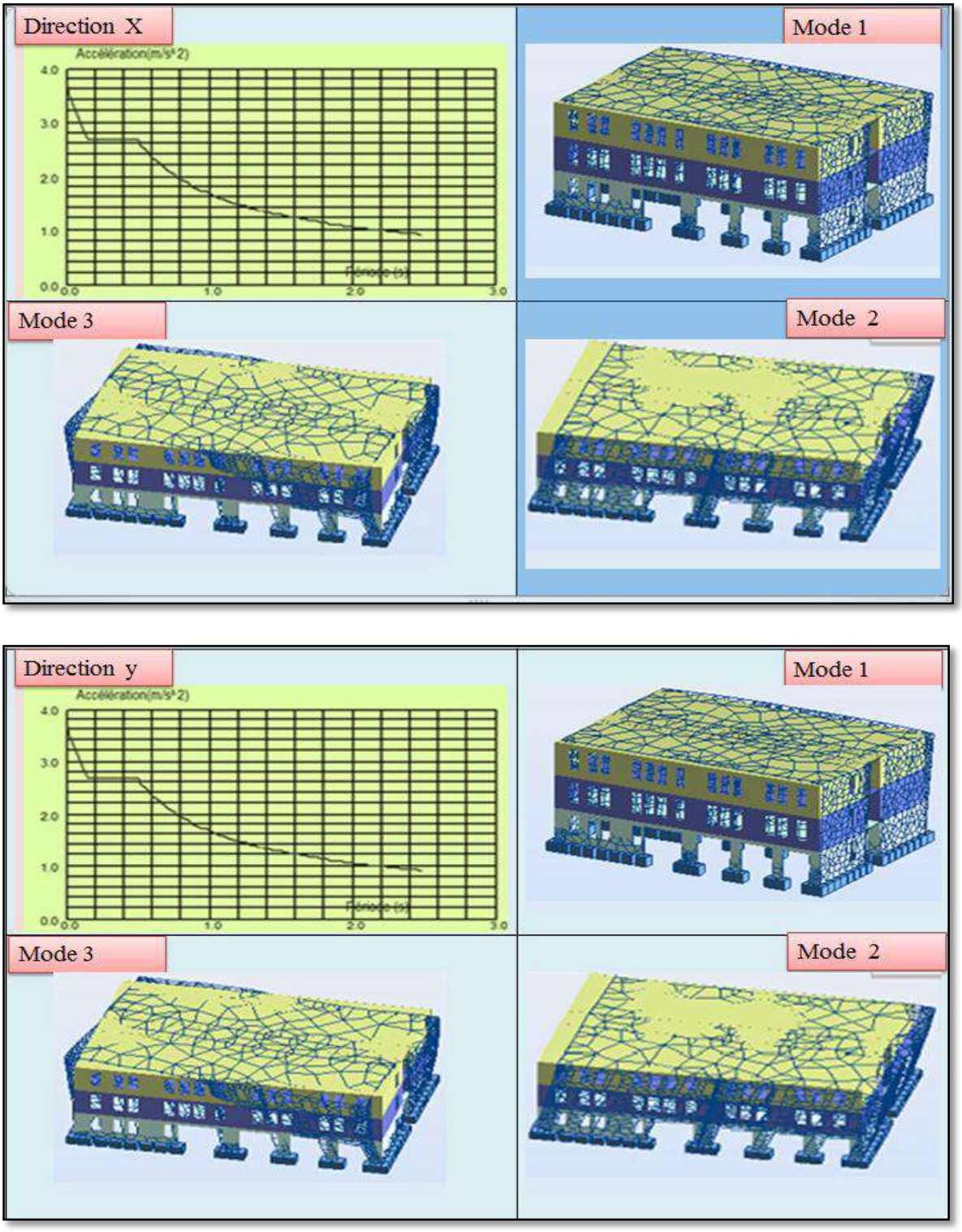


Figure IV.2.4 : Le comportement des trois premiers modes.

Tableau IV.2.8 : Le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant l'axe y	translation suivant l'axe x	rotation autour de z

IV.2.6.2. Vérification de participation massique

Tableau IV.2.9 : Coefficient de participation massique.

Mode	Périodes (s)	Masses cumulées ux(%)	Masses cumulées uy(%)
1	0.19	6.12	70.02
2	0.19	84.90	76.41
3	0.12	85.10	77.40
4	0.11	85.35	88.84
5	0.09	85.35	90.54
6	0.07	94.99	90.65

Remarque :

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 6ème mode suivant (X).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 5 ème mode suivant (Y).

A partir du 6ème mode, on remarque que la participation massique converge vers les 90 %

IV.2.6.3 .Vérification des périodes

Tableau IV.2.10 : vérification des périodes.

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.19	0.19	0.25	Oui
Y	0.23	0.19	0.30	Oui

IV.2.6.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Tableau IV.2.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V (kN)	V_t (kN)	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} > 0,8$
X	2383.77	7333.04	3.08	CV
Y	2383.77	6518.25	2.73	CV

IV.2.6.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (Art 4.2.5) [15]

Tableau IV.2.12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
+10.20	4340.21	44270.14	0.51	1215.72
+6.80	4340.21	29513.43	0.34	810.48
+3.40	3980.94	13535.20	0.16	381.40
SOMME		87318.77		2407.60

Tableau IV.2.13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)
+10.20	4340.21	44270.14	0.51	1215.72
+6.80	4340.21	29513.43	0.34	810.48
+3.40	3980.94	13535.20	0.16	381.40
SOMME		87318.77		2407.60

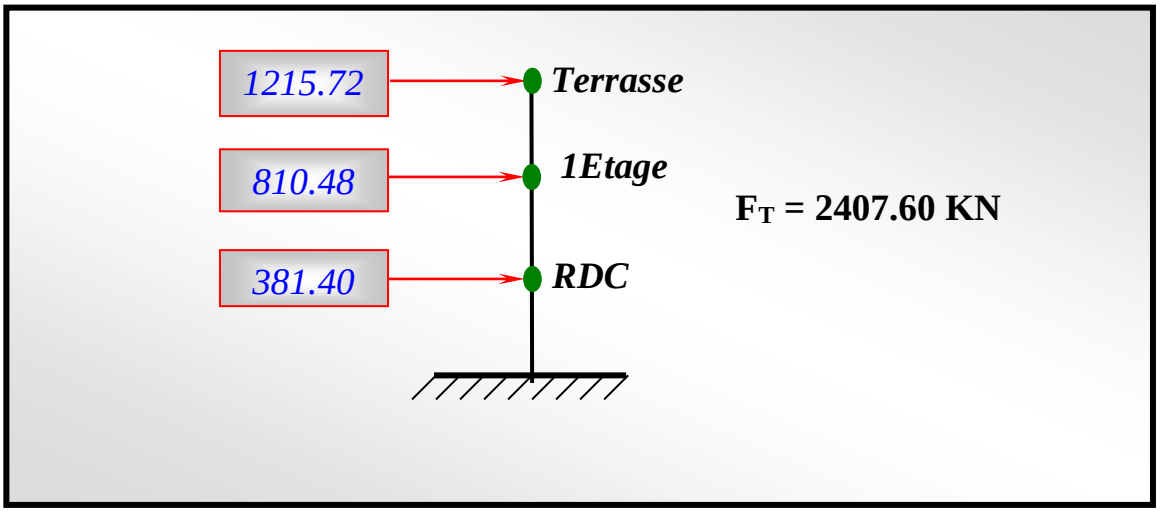


Figure IV.2.5 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

IV.2.6.5. Vérification de la stabilité au renversement

IV.2.6.5. A. Moment de renversement

Tableau IV.2.14 : calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	F_{ix} =F_{iy} (KN)	M_{oxi}=M_{oyi}(KN.m).
+10.20	1215.72	12400.34
+6.80	810.48	5511.26
+3,40	381.40	1296.76
∑Mo		19208.36

IV.2.6.5.B. Moment stabilisant

Tableau IV.2.15 : calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	W_i (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M ty (KN.m)
+10.20	4340.21	18.14	8.55	78731.41	37108.79
+6.80	4340.21	18.14	8.55	78731.41	37108.79
+3,40	3980.94	17.64	8.97	70223.78	3980.94
∑Mt				227686.60	109926.61

Tableau IV .2.16 : Vérification de stabilisation.

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
227686.60	109926.61	19208.36	19208.36	11.85	5.72	Oui

Remarque :

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

IV.2.6.6. Vérification des déplacements

Tableau IV .2.17 : Vérification des déplacements suivant x (mode 2).

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	0,01.h_e (cm)	Vérification
2	0.05	0.18	0.04	3.40	CV
1	0.04	0.14	0.07	3.40	CV
RDC	0.02	0.07	0.07	3.40	CV

Tableau IV .2.18: Vérification des déplacements suivant y (mode 1).

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	0,01.h_e (cm)	Vérification
2	0.05	0.18	0.04	3.40	CV
1	0.04	0.14	0.03	3.40	CV
RDC	0.03	0.11	0.11	3.40	CV

IV.2.6.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : art 5.9 [16]

Tableau IV.2.19 : Vérification l'effet P-Δ sens X.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
+10.20	4340.21	1215.72	1215.72	0.04	0.014	Oui
+6.80	4340.21	810.48	2026.2	0.07	0.022	Oui
+3.40	3980.94	381.40	2407.6	0.07	0.034	Oui

Tableau IV.2.20 : Vérification l'effet P-Δ sens y.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ ≤ 0.10
+10.20	4163.23	1215.72	1215.72	0.04	0.013	Oui
+6.80	4163.14	810.48	2026.2	0.03	0.010	Oui
+3.40	3843.18	381.40	2407.6	0.11	0.051	Oui

Conclusion

D'après le tableau, on constate que le nom vérification constatée sur l'ancienne structure a été annulé par le renforcement qu'on a adopté.

IV.2.7.Vérification de l'après de joint sismique

Sur l'ancienne structure le joint été de 1.5cm, maintenant on va faire un calcul pour estimer la valeur réel de l'espacement de ce joint**.**

- **Vis-à-vis RPA99**

$D_{min} = 15_{mm} + (\delta_{1} + \delta_{2)\,mm} \geq 40_{mm}$ (4-19)

δ_1 *et* δ_2 : déplacement maximaux des deux blocs (niveau terrasse).

- **La vérification**

$D_{min} = 15_{mm} + (\delta_{1} + \delta_{2)\,mm} \geq 40_{mm} \Longrightarrow D_{min} = 15_{mm} + (0.7+3.7)=19.4.$

- **Solution**

La seule solution qu'on peut donner c'est la démolition totale d'escalier et l'on remplaçant par un autre (nouvel escalier) avec un joint sismique de distance minimale d min $\geq$ 4cm.

D=5 cm.

CHAPITRE V :

ETUDE PATHOLOGIQUE DE BETON

V.1. Introduction

La durabilité d'un ouvrage dépend de nombreux paramètres dont essentiellement de l'environnement immédiat et la qualité de sa conception, des matériaux utilisés, de sa réalisation ainsi que des diverses conditions d'usage, d'exploitation et de maintenance.

Les ouvrages en béton peuvent nécessiter des opérations de réparation ou de renforcement pour augmenter leur durée d'utilisation ou offrir de nouvelles fonctionnalités.

L'identification des causes des dégradations est une des étapes les plus importantes de tout processus de réparation des structures endommagées.

V.2.Dégradation de béton

La dégradation des ouvrages en béton armé est un phénomène complexe qu'il convient d'appréhender afin de cerner la nature et l'importance des désordres.

V.3. Facteurs contribuant à la dégradation des structures en béton

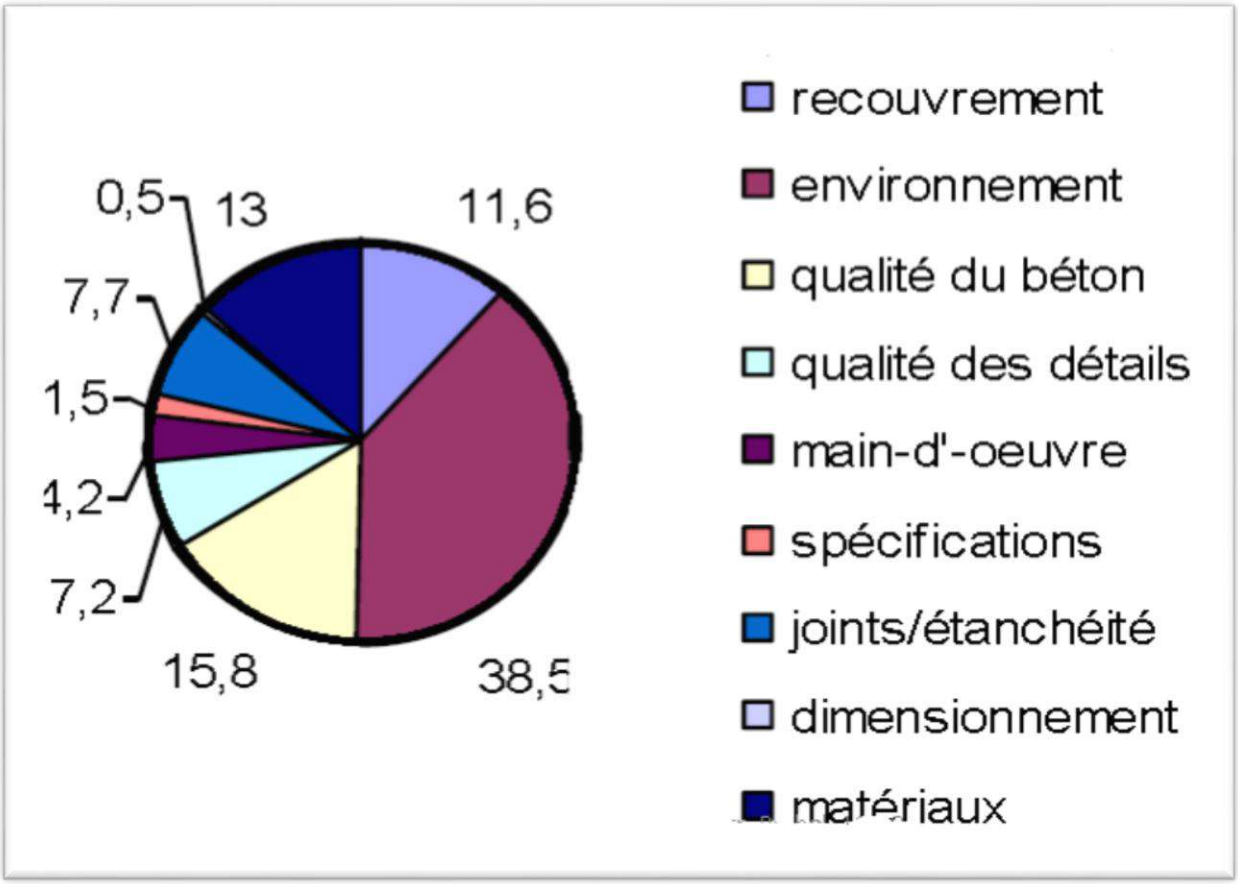


Figure V.1 : Les facteurs de dégradation.

V.4. phases de dégradation du béton armé

La dégradation du béton armé comporte deux phases successives :

- une phase d'incubation ou de latence (dite parfois d'amorçage) qui correspond à L'altération lente du béton, sans qu'il ne se produise encore des effets visibles. Cette phase s'arrête lorsque les produits formés par les réactions internes du ciment atteignent un "volume critique " provoquant un gonflement néfaste ou lorsque l'enrobage de béton ne protège plus les aciers contre la corrosion (par exemple, si l'enrobage est carbonaté).
- une phase de développement (dite parfois de croissance) des dégradations du matériau. cette phase est celle où les dégradations sont visibles. A ce stade les réparations deviennent lourdes et coûteuses.

V.5. Défauts dans le béton découlement

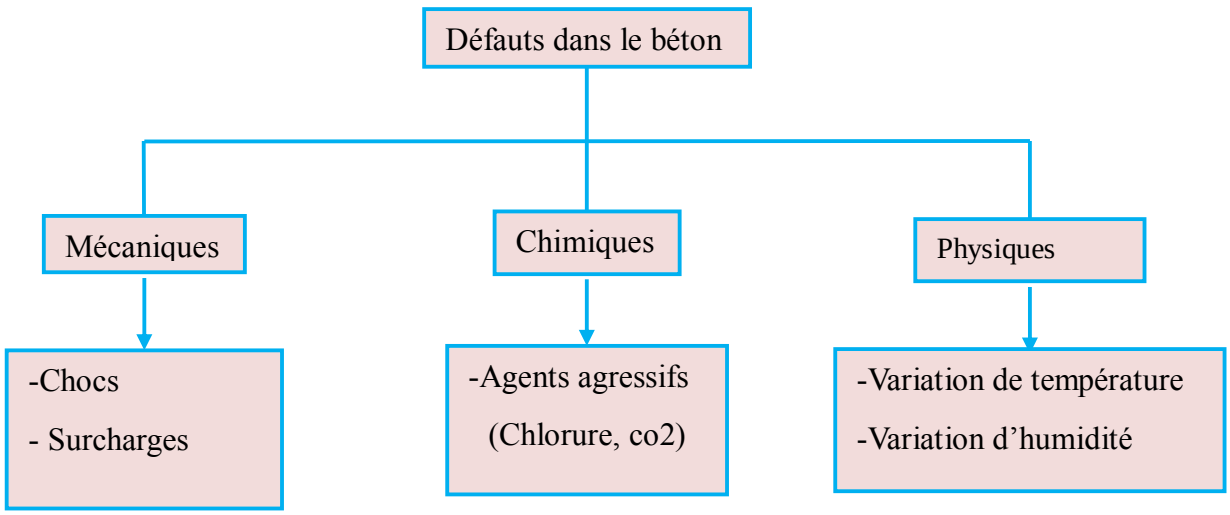


Figure V.2 : Défaut dans le béton découlement.

V.6. Causes de dégradation de la structure existant

Parmi les causes qui ont influé sur notre structure sont :

A-Causes structurelles : elles sont dues à l'enrobage faible de l'ouvrage comme illustrer sur les figures suivantes :



Figure V.3 : Défaut de la structure existante.

1-Insuffisance de protection du ferraillage par l'enrobage en béton<2cm.



Figure V.4 : Défaut de la structure existante.

2- dégradation de béton à cause de mal réalisation de structure (absence des cadres d'armature transversale, mauvaise mis en œuvre...).



Figure V.5 : Vue discontinuité des éléments verticaux.

3- Selon le figure on remarque qu'il y a une discontinuité des éléments verticaux (voile) au niveau RDC partie rigide et partie souple, ce qui donne un moment de torsion qui peut provoquer des contraintes de cisaillement (la translation suivant Y+ rotation au tour Z(mode 1)).



Figure V.6 : Défaut de la structure existante.

4-Fissuration, épaufrure et éclatement de l'enrobage des dalles et voiles de cage d'escalier au niveau de joint qui se trouve entre la structure et l'escalier est insuffisante

(d min = 1.5 < 4cm).

B-Causes pathologique : (températures, humidité, vent, agressivité du milieu….).

Dans notre structure, on peut trouver certain cas de pathologies qui sont résumée dans Les figures ci-dessous :



Figure V.7 : Défaut de la structure existante.

1-Fissuration et épaufrure la couche d'enrobage de béton qui peut être à cause de corrosion d'acier.



Figure V.8 : Défaut de la structure existante.

2-Début de décollement de l'enrobage au niveau des trumeaux et linteaux des voiles qui peut être à cause de corrosion d'acier.



Figure V.9 : Défaut de la structure existante.

3.Érosion par carbonatation et altération des armatures, manque et/ou absence des cadres au droit des trumeaux et linteaux des voiles qui peut être à cause de la corrosion d'acier.



Figure V.10 : Défaut de la structure existante.

4. La corrosion des armatures qui provoque des pressions et gonflement qui mène à l'éclatement ou probablement à cause de l'insuffisance de protection du ferraillage par l'enrobage en béton < 2cm.



Figure V.11 : Défaut de la structure existante.

5-Eclatement de béton au niveau d'appui de trumeaux et voiles géneralement qui peut étre a cause de corrosion d'acier.

6. Puisque on a un milieu agressif (l'atmosphère maritime) et enrobage faible, donc le phénomène de carbonatation peut être provoqué la corrosion d'acier.

C. Cause non structurelle



Figure V.12 : Défaut de la structure existante.

1-Dégradation des allèges intérieures au niveau des fenêtres des classes qui possiblement à cause de mauvaise qualité des matériaux ou mauvaise mis en œuvre.



Figure V.13 : Défaut de la structure existante.

2-Système d'étanchéité défectueuse.

D-Causes accidentelles (séisme)

Après le séisme de 2003, des éclatements ont été dans la couche superficiel .la secousse a dévoilé certaine lacune lié à un début de carbonatation.

V.7. L'épaufrure

Les épaufrures correspondent à un éclatement du béton avec chute de fragments laissant souvent l'armature oxydée apparentes ; les épaufrures sont logiquement la suite logique de la corrosion des armatures de peau. Souvent les épaufrures se trouvent sous les faces des balcons, dalles, les éléments minces (voiles, linteaux) et de rives (poutres, acrotères…).

L'épaufrure se produit lorsque l'un des cas suivant se manifeste

-La corrosion d'armature qui provoque des pressions et gonflement qui mène à l'éclatement.

-La mauvaise qualité de béton.

-carbonatation-alcali-granulat (NAOH, KOH…).



Figure V.14 : Exemple de l'épaufrure

V.8. Corrosion des armatures

La corrosion affecte tous les métaux. Elle résulte d'interaction physico-chimique entre le métal et l'environnement provoquant des modifications de ses propriétés accompagnées d'une dégradation fonctionnelles de ce dernier (altération de ses propriétés mécaniques, électrique, optique, esthétique, etc.). EVANS [17] et puis WAGNER et TRAUD [18] sont les premiers à avoir définit la corrosion comme un processus électrochimique, en présence de phase liquide. [16].

V.8.1. Désordres de corrosion

1-fissuration du béton au niveau des armatures.

2- décollement du béton autour des l'armature.

3- armatures apparentes de plus en plus corrodées.

4- armatures foisonnantes avec perte de section.

V.8.2 Types de corrosion

Il existe différents types de corrosion :

-La corrosion chimique : c'est la réaction purement chimique entre la surface d'un matériau et un gaz ou un liquide non-électrolyte.

-La corrosion électrochimique : c'est une réaction électrochimique entre la surface des armatures et un liquide électrolyte. Ce type de corrosion est le plus courant dans le béton armé.

-La corrosion atmosphérique : elle désigne la réaction de l'oxygène de l'air à température ambiante avec un métal lorsqu'à la surface de ce dernier l'humidité et les polluants forment un film d'électrolyte.

-La corrosion biochimique : les bactéries présentent dans le milieu, modifient l'environnement en produisant par exemple de l'acide sulfurique qui vient consommer le métal.

La corrosion des armatures peut se présenter sous différentes formes :

-La corrosion **uniforme** ou **généralisée** est une perte de manière plus ou moins régulière sur toute la surface. Ce type de corrosion est observé sur les métaux exposés aux milieux acides.



Figure V.15 : Exemple de corrosion.

-La corrosion **galvanique** : appelée aussi corrosion bimétallique, est due à la formation d'une pile électrochimique entre deux métaux (en contact) qui différent par leur potentiel de corrosion accélérée provoquée par l'autre métal.



Figure V.16 : Exemple de corrosion galvanisé.

-La corrosion **caverneuse** est due à une différence d'accessibilité de l'oxygène entre deux parties d'une structure, créant ainsi une pile électrochimique. Cette attaque sélective du métal est observée dans les fissures et autres endroits peu accessibles à l'oxygène.

-La corrosion **par piqures** est produite par certains anions, notamment les halogénures, et plus particulièrement les chlorures, qui attaquent les métaux protégés par film d'oxyde mince.

Elle induit des cavités de quelques dizaines de micromètre de diamètre.



Figure V.17 : Dégradation due à la corrosion.

-La corrosion **sous contraintes** est une fissure du métal qui résulte de l'action commune d'une contrainte mécanique et d'une réaction électrochimique. [16]

V.8.3. étapes de corrosion

Le processus de corrosion des armatures du béton s'effectue généralement en deux phases (figure V.18)

-1ére phase : Au départ, l'acier est protégé par le film passif qui empêche la formation de rouille. Ensuite, durant la phase d'incubation, les agents agressifs pénètrent dans le béton et attaquent les armatures qui se dépassives progressivement. La période d'incubation correspond au temps requis pour que les aciers soient dépassivés sans qu'aucun dommage intérieur ni extérieur ne soit visible.

2éme phase : C'est une période de propagation, ou les réactions d'oxydation à la surface du métal produisent des oxydes et hydroxydes. La formation de ces produits d'oxydation va causer un gonflement et apparaitre des fissurations sur l'enrobage de béton et à long terme causé la destruction de la construction. [16]

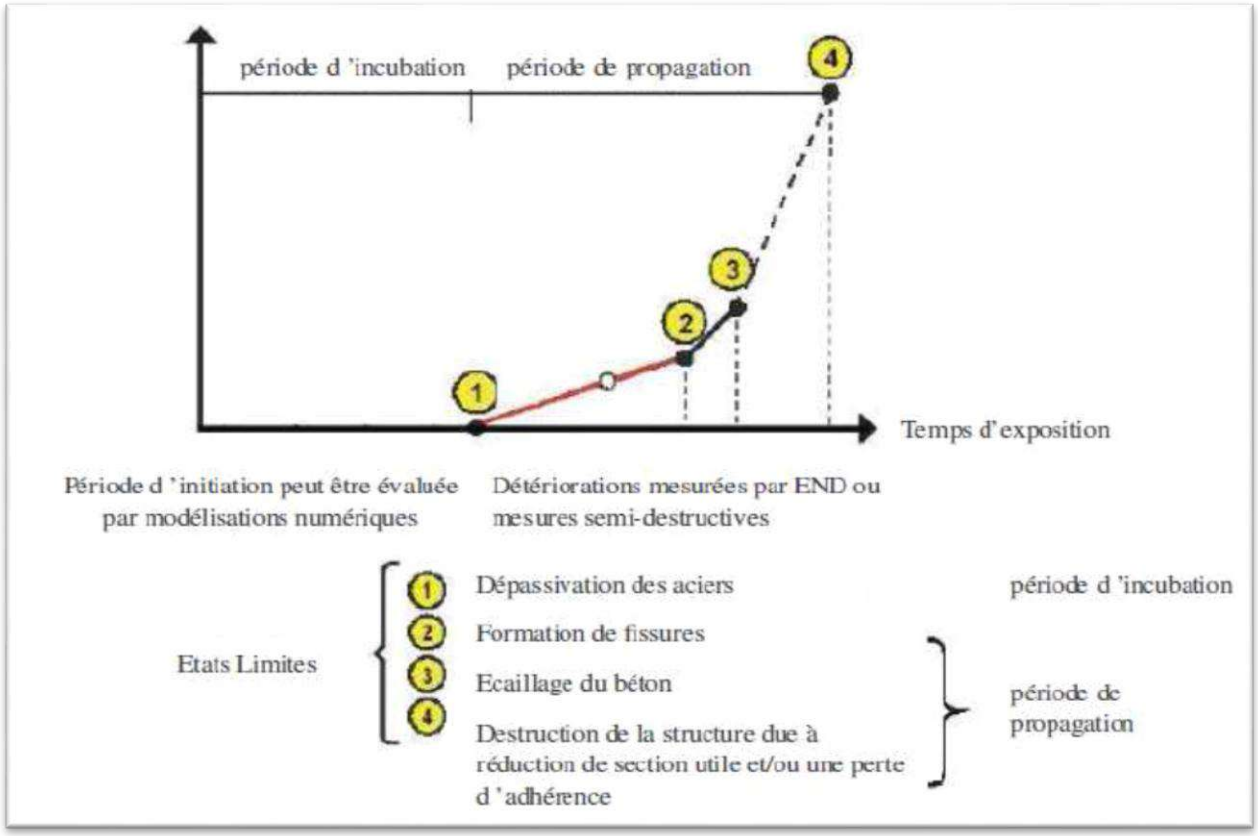


Figure V.18 : Etapes de l'évolution de la corrosion des armatures dans le béton.

V.8.4. Dépassivation des aciers dans le béton

La dépassivation des aciers est la destruction du film passif qui les entoure.

Dans les bétons, la corrosion des armatures est essentiellement initiée par deux facteurs distincts :

-La carbonatation du béton d'enrobage au contact du CO2 atmosphérique,

-La pénétration de chlorures depuis le milieu environnant (milieu marin, utilisation de sels de déverglaçage, milieux industriels particuliers…etc…). [16]

V.8.5.Les causes

1-béton poreux, recouvrement insuffisant des armatures, cure négligée, environnement humide riche en co_2.

2- neutralisation progressive de l'alcalinité du béton et pour un ph < 9-10, dépassivation des armatures : formation de rouille (l'acier en rouillant augmente son volume de 4 fois environ)

3- la corrosion débute lorsque l'humidité et l'oxygène parviennent aux armatures.

4- défauts esthétiques au début (tache de rouille) qui peut conduire à la ruine de l'ouvrage. Quand le phénomène se généralise.

D'autre part, on peut dire que tous les cas pathologie d'une structure c'est à cause de :

- Carbonatation.
- Attaque par les chlorures.
- Environnement chimique.
- Courants électrique.
- Oxygène.
- Eau.

V.8.6. Les effets de la corrosion sur le comportement mécanique du béton

La corrosion des aciers d'armature d'un élément en béton armé s'accompagne de plusieurs changements des caractéristiques mécaniques de l'acier et du béton. Ces changements évoluent par étapes. Au début du phénomène de corrosion, il y a une perte de section d'acier qui est due soit à la corrosion par piqure (locale) engendrée par pénétration des chlorures, soit à la corrosion générale provoquée par la carbonatation. De plus, la corrosion provoquée par la carbonatation. De plus, la corrosion provoque une diminution de l'adhérence acier-béton. En fin, l'augmentation des produits de corrosion formés sur l'armature engendre la fissuration du béton de recouvrement.

Dans un second temps, les pertes de section peuvent mener à une diminution de la ductilité et de la résistance des éléments armés. La diminution d'adhérence peut causer une réduction de l'interaction acier-béton. La fissuration du béton d'enrobage

Facilite la pénétration des agents agressifs et rend l'acier exposé à la dépassivation.

Lorsque la corrosion atteint un certain niveau, le béton de recouvrement éclate et il y a diminution de la section de béton ne phénomène peut se produire à des degrés de corrosion très faibles d'environ 1a 2% de perte d'acier [19].Toute ces conséquences réduisent la capacité portante du béton armé.

La figure V.19 montre les effets de la corrosion sur les propriétés mécaniques du béton armé.

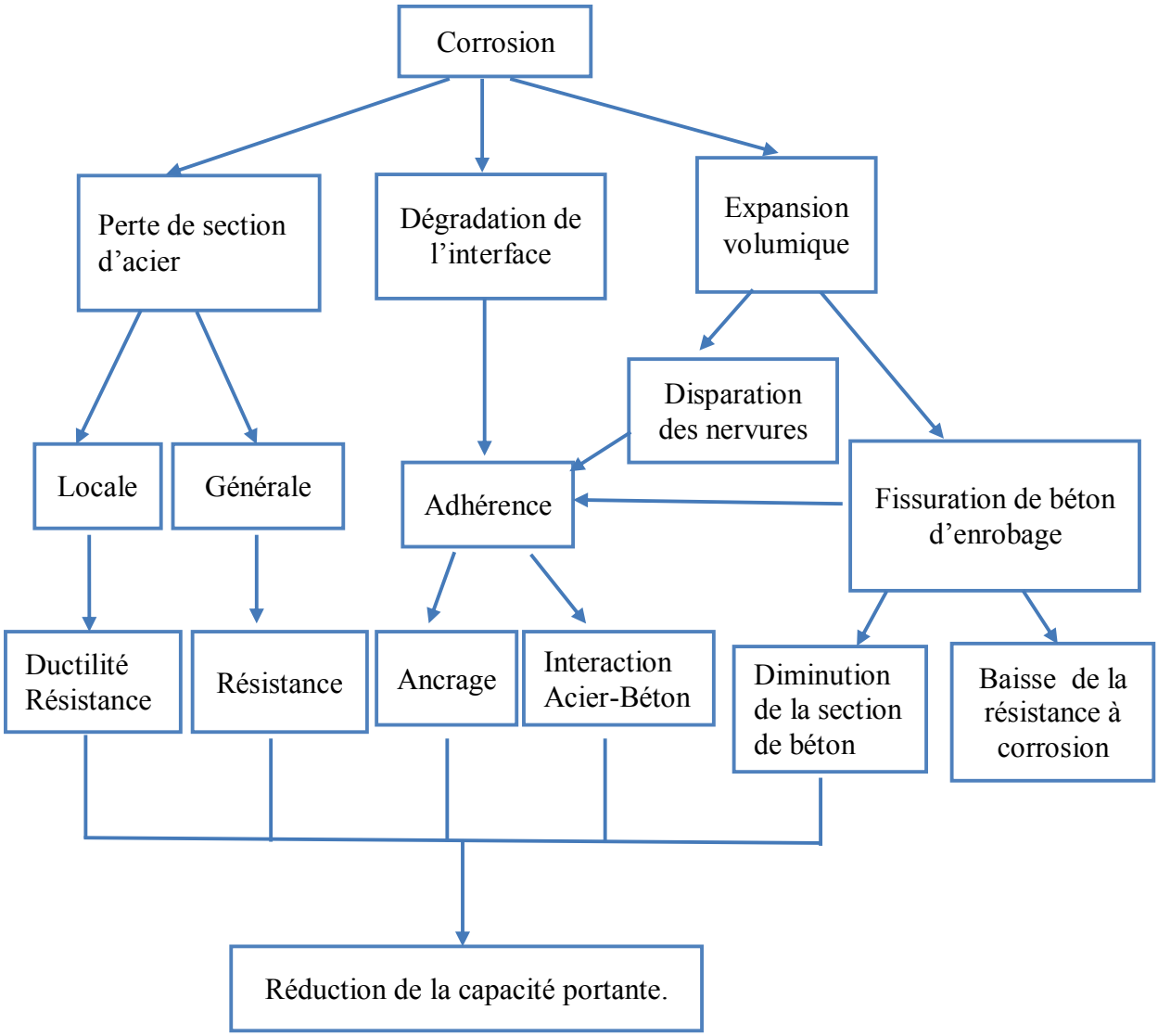


Figure V.19 : Effet de la corrosion sur le comportement mécanique de structures

V.8.7. Détérioration de l'adhérence entre l'acier et le béton

Suite à l'accumulation des produits de corrosion autour de la barre d'acier, il y a dégradation de l'adhérence entre l'acier et le béton. Des études expérimentales réalisées par ANDRADE et al. [21] ont permis de déterminer de façon qualitative la variation de l'adhérence avec le degré de corrosion (figure V.20) ; elles montrent une augmentation initiale de l'adhérence pour les faibles niveaux de corrosion suivie par une réduction considérable (supérieure à 50%).

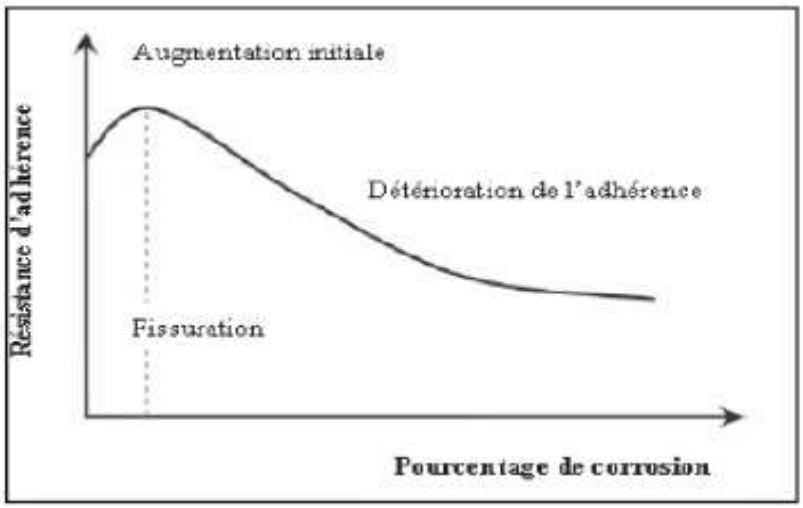


Figure V.20 : variation schématique de la résistance d'adhérence avec le pourcentage de corrosion [22].

Dans le cas de la corrosion par piqure, la perte d'adhérence est localisée au niveau des piqures et une bonne adhérence existe sur le reste de l'armature. Pour cette raison, l'hypothèse d'une adhérence parfaite dans le calcul de la résistance de l'élément demeure appropriée et est en bon accord avec les résultats expérimentaux [23].

V.8.8. Essai d'indentification de la corrosion

- **Estimation des surfaces corrodées :**

Parmi les méthodes électrochimiques pouvant être appliquées à la détection du risque de corrosion des armatures dans le béton, les mesures de potentiel sont les plus utilisées et les plus connues, du fait de leur simplicité et de leur caractère non destructif. Cette méthode permet une évaluation des risques de dépassivation des armatures.

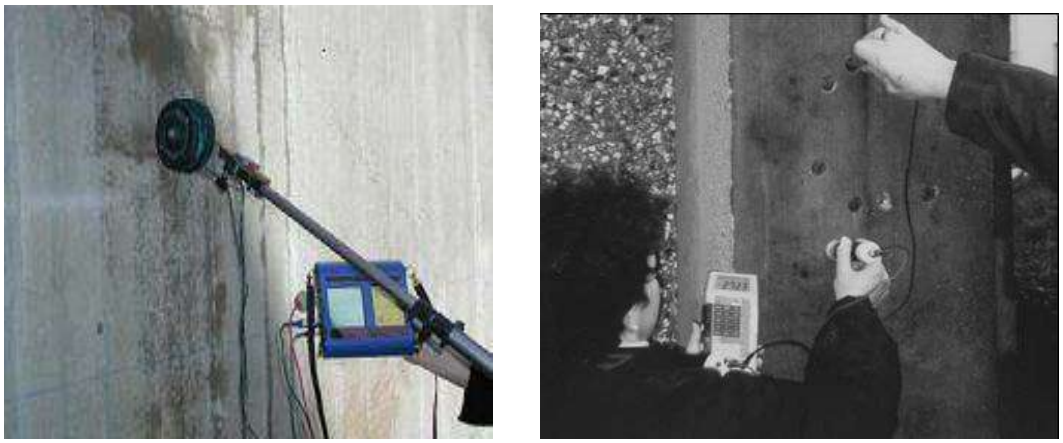


Figure V.21 : Mesures de potentiel.

- **Estimation de la vitesse de corrosion :**

Une autre méthode électrochimique permet d'estimer la vitesse de corrosion instantanée des armatures en une zone donnée.



Figure V.22 : Mesure de vitesse de corrosion.

V8.9. Désordres dus à la corrosion

La corrosion des armatures a souvent pour conséquences des symptômes visibles sur le parement, tels que fissurations au droit des armatures, décollements de béton, éclats et épaufrures. Mais attention, d'autres mécanismes peuvent être à l'origine de ces dégradations. Les fissures créées par le gonflement de la barre consécutif à la formation de la rouille sont à différencier des fissures de retrait et des fissures de flexion ou d'effort tranchant.

Elles sont en général de 3 types comme illustré sur la figure 2.2.2 :

- Une fissure au droit de la barre d'armature.



Figure V.23 : Type de fissure provoquée par la corrosion de l'armature.

- Deux fissures de part et d'autre d'une barre symbolisant le détachement d'une bande à section trapézoïdale.

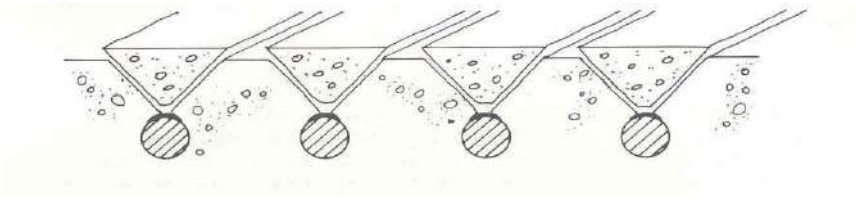




Figure V.24 : Type de fissure provoquée par la corrosion de l'armature.

- La délamination d'un pan de mur constitué du béton d'enrobage.





Figure V.25 : Type de fissure provoquée par la corrosion de l'armature.

V.9.Corrsion des d'armature par carbonatation

La carbonatation est un phénomène de vieillissement du béton, il correspond à la réaction des produits hydratés du ciment avec le CO2 atmosphérique dissous dans la solution interstitielle. Cette réaction engendre la diminution du pH (jusqu'à 9 environ).la dépassivation de la couche protectrice des armatures se produit lorsque le pH est inférieur à environ 9,5 .La carbonatation provoque une destruction du film passif et la diminution de la porosité du béton(les produits des réactions de carbonatation ont des volumes supérieurs à ceux des réactifs). [17]

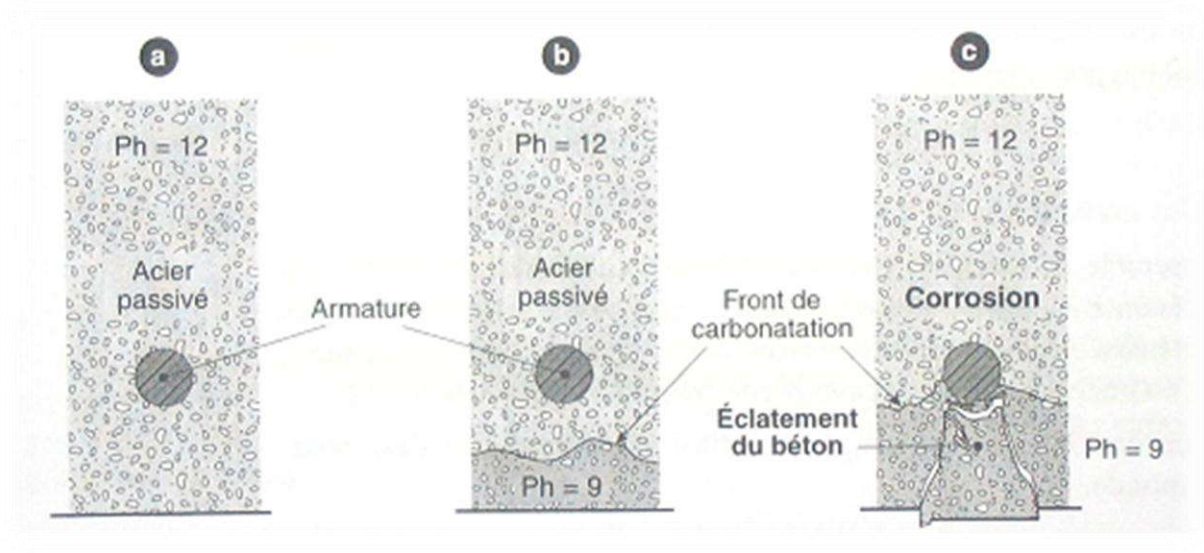


Figure V.26: Evolution de la carbonatation.

V.9.1. Progression de la carbonatation

Le dioxyde de carbone (CO2) pénètre sous forme gazeuse dans le béton. En présence d'eau interne (qui existe au moins dans les pores les plus petits), il provoque une réaction, dite de carbonatation. Cette réaction transforme les hydroxydes [surtout la chaux Ca (0H) 2] en carbonates et abaisse le pH de la solution interstitielle depuis environ 13 jusqu'à environ 9. Ceci risque de provoquer la corrosion des armatures, lorsque le front de carbonatation atteint les armatures.

$$Ca(OH)\ 2+CO2 \longrightarrow CaCO3 + H2O$$

La carbonatation avance progressivement de l'extérieur vers l'intérieur du béton. La vitesse de progression du front de carbonatation (profondeur de carbonatation) diminue avec le temps. Cette vitesse dépend des caractéristiques du béton (porosité, nature du ciment, etc.) et de l'humidité relative du milieu environnant. Elle est maximale lorsque l'humidité relative est de

l'ordre de 60 %. Après environ 30 ans, la profondeur de carbonatation dans un béton peut varier généralement de 1 mm à 30 mm, suivant les bétons et leur milieu environnant [17].

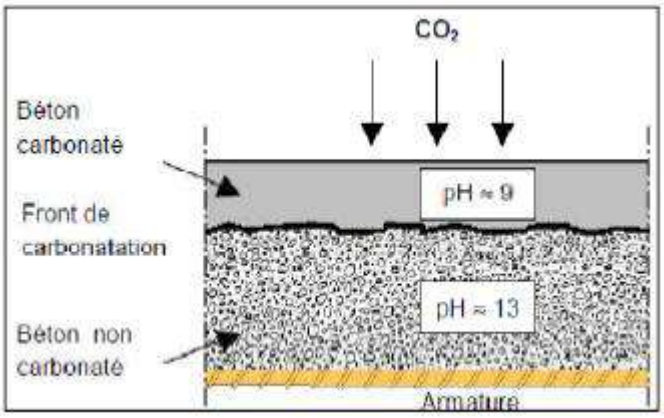


Figure V.27 : La progression de la carbonatation.

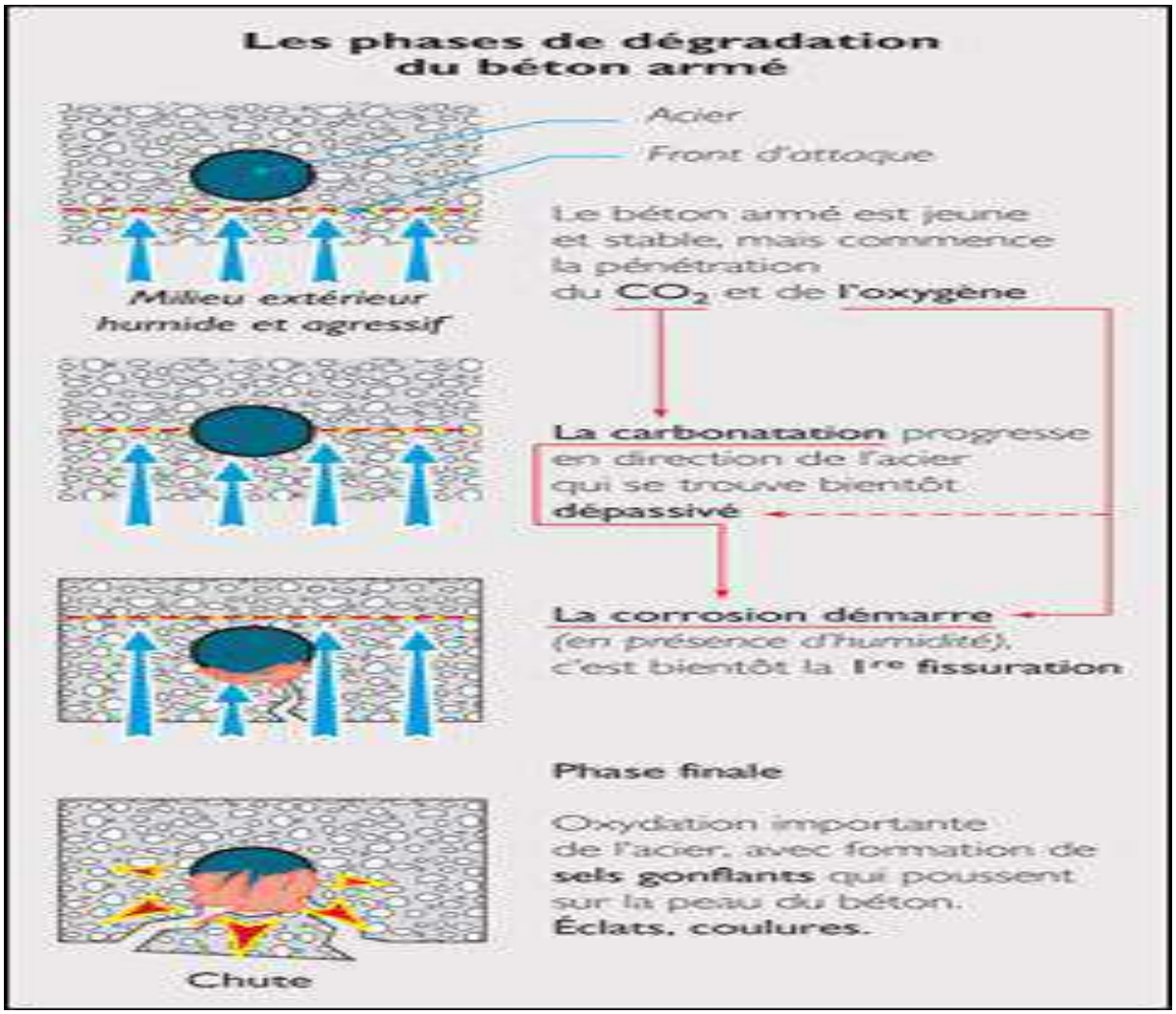


Figure V.28 : Carbonatation-Corrosion des armatures.

V.9.2. Conséquences de la carbonatation

Lorsque la profondeur de carbonatation est au moins égale à l'épaisseur de l'enrobage des aciers, les armatures métalliques ne sont plus protégées par la basicité du béton. Ainsi elles commencent à se corroder. Cette corrosion se manifeste couramment sur les parements du béton de fissures, des décollements ainsi que des épaufrures, une par l'apparition de fissures, des décollements ainsi que des épaufrures, une expulsion du béton d'enrobage. Ces pathologies sont dues aux gonflements provoques par la formation d'oxyde et d'hydroxyde de fer. Sans réparation appropriées, le phénomène de corrosion va s'amplifier, ainsi les sections d'acier vont se réduire jusqu'à disparaitre et le béton d'enrobage se décollera.



Figure V.29 : Conséquences de carbonations.

V.9.3. Détermination de la profondeur de carbonatation :

Elle constitue une détermination du degré de vieillissement naturel du béton (mais surtout sa profondeur de neutralisation par le gaz carbonique).

Parmi les méthodes de détermination de la profondeur de carbonatation, la plus simple à mettre en œuvre, est le test à la phénolphtaléine. Celui-ci consiste à mesurer le front de coloration de cet indicateur sensible au pH, que l'on pulvérise sur une coupe fraîche de béton. Une norme européenne est en cours de mise au point. Il existe des modes opératoires (AFREM-AFPC, RILEM CPC 18). D'autres indicateurs colorés, ayant des plages de virage différentes (bleu de bromothymol, par exemple), peuvent être utilisés.

Des précautions sont toutefois nécessaires pour établir la représentativité d'une mesure de profondeur de carbonatation : il faut faire un nombre suffisant de déterminations, tenant compte des conditions locales d'exposition, de l'hétérogénéité possible du matériau.

Il n'existe pas à l'heure actuelle de méthode non destructive de détermination de la profondeur de carbonatation

V.9.4.Principe du test à la phénolphtaléine

La phénolphtaléine est un compose organique de formule C20H14O4

L'avantage de ce compose est son changement de couleur selon le pH de l'élément avec lequel il entre en contact. Il fait partie dès son changement de couleur selon le pH de l'élément avec lequel il entre en contact. Il fait partie des couleurs est dû à une modification de la structure chimique de la molécule lors du passage de la forme protonee (milieu acide) a la forme deprotonnee (milieu basique). La couleur que prend la phénolphtaléine dépend du pH. Elle sera rose pour un pH compris entre 8,2 et 12 et incolore au-delà et au-deçà de cette zone de virage.



Figure V.30 : la phénolphtaléine**.**

V.9.5.Methodes expérimentales

V.9.5.1.Prélèvements des échantillons

• L'échantillonnage du béton (carottage) constitue une étape importante du processus d'évaluation in situ de la structure.

Il est généralement utile de prélever des carottes non seulement dans les **Parties les plus détériorées** mais aussi dans les **parties saines**. L'analyse comparative des résultats d'essais facilitent souvent l'identification des causes des dégradations.

Après les premières investigations et suite aux dégradations constatées sur le parement de

L'ouvrage, des prélèvements de carottes étaient nécessaires pour réaliser l'essai mécanique destructif (test à la phénolphtaléine (profondeur de carbonatation)).



a – Carotte prélevée.



c – carottage dans la paroi.

Figure V.31 : Prélèvement des carottes dans l'ouvrage.

V.9.5.2.Mode opératoire

- Nettoyer la surface de l'élément à sonder.
- Effectuer une coupe franche dans le béton sur un à deux centimètres.
- Pulvériser sur la coupe de l'eau salée.
- Enlever le surplus d'eau.
- Pulvériser la solution de phénolphtaléine.
- Si la phénolphtaléine ne réagit pas, il faut approfondir la coupe dans le béton par paliers d'un centimètre et répéter les étapes précédentes jusqu'à ce que la phénolphtaléine vire au rose.
- Mesurer la distance entre le parement extérieur et la zone à laquelle commence la coloration du béton. C'est la profondeur de carbonatation.

V.9.5.3.Interprétation des résultats

Les résultats des profondeurs de carbonatation sont représentés sur les schémas suivants :





Figure V.32: Carbonatation de béton.

V.10. Corrosion par attaque des chlorures

Les chlorures s'introduisent dans le béton, soit par le biais de ses constituent au moment de sa confection, soit ultérieurement, s'il est exposé à une atmosphère maritime ou présence de sels de déverglaçage ou de déneigement.

Les ions cl- peuvent atteindre les armatures et les attaquer en provoquant une corrosion électrochimique par piqure du métal.

-Réaction anodique : $Fe \longrightarrow Fe2^{--} + 2\ e^-$

$Fe^{-}2 + 2\ Cl^- \longrightarrow Fecl2$

-Réaction cathodique : $H2o + 1/2\ o2 + 2\ e^- \longrightarrow 2\ OH^-$

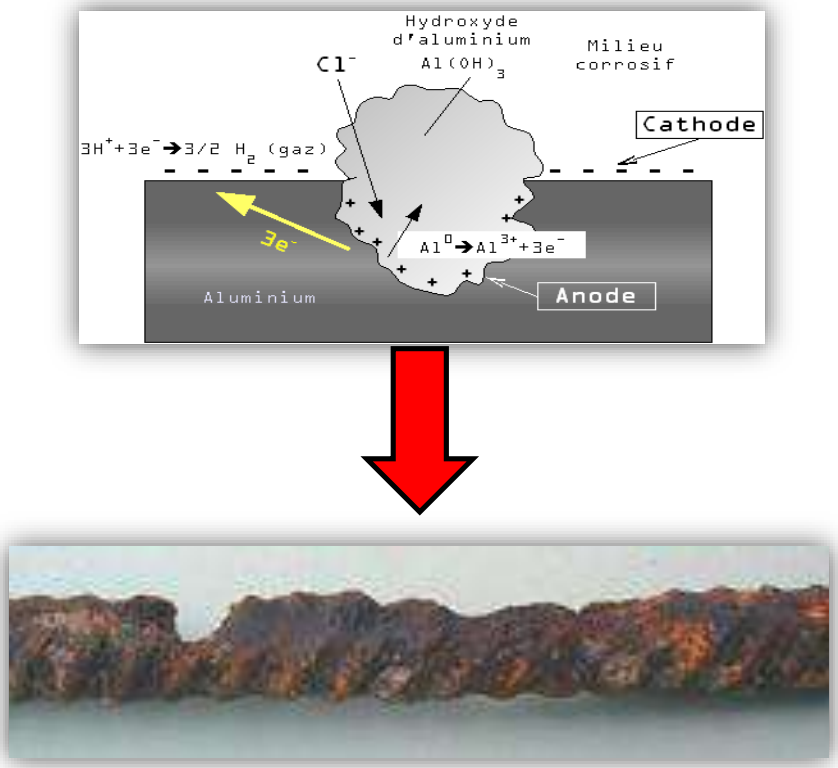


Figure V.33: Attaque par les chlorures.

V.10.1.Essai de l'identification des chlorures

- **Teneur en chlorures**

La teneur (totale) en chlorures est déterminée par des analyses chimiques réalisées selon la norme NBN B 15-250 [26] ou selon les recommandations TC 178-TMC de la RILEM [24]. Les analyses sont effectuées en laboratoire sur des échantillons prélevés.

V.11. corrosion par introduction de l'oxygène et humidité

Pour que la corrosion des aciers d'armatures puisse avoir lieu, les trois conditions schématisées sur la figure ci-dessous doivent être réunies :

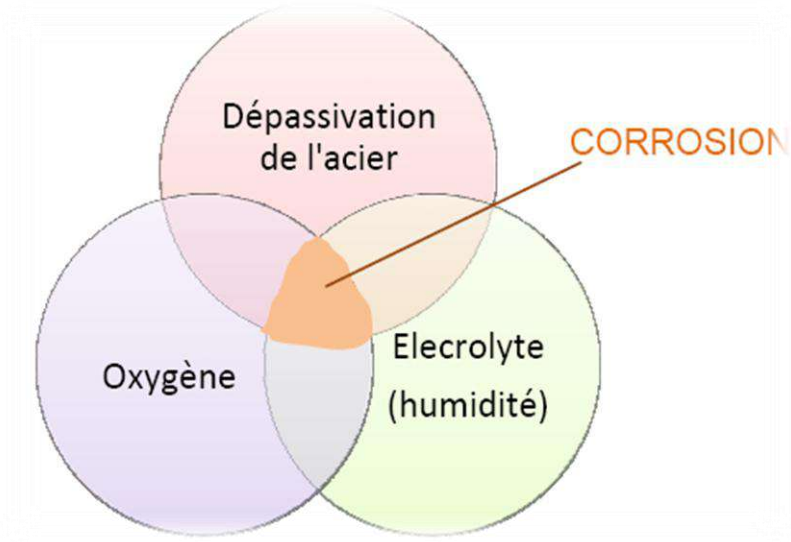


Figure V.34 : Facteurs de corrosion.

Remarque

Les structures en permanence dans l'eau ou enterrées ne sont pas atteintes par la Corrosion du fait qu'il n'y ait pas d'oxygène.

La dépassivation de l'acier d'armature peut être due à 2 causes :

- La pénétration dans le béton de suffisamment d'ions chlorures cl^- jusqu'à l'armature.

- Lorsque le front de carbonatation du béton a atteint l'armature.

Si l'un de ces 2 phénomènes se produit, le pH du béton chute et l'acier n'est plus protégé. Une fois que l'acier d'armature est dépassivé et est en contact simultané avec de l'oxygène et de l'eau (humidité), la dissolution du métal a lieu ; corrosion sous la forme de formation de rouille, puis perte de section.

V.12. Détérioration du béton d'enrobage

V.12.1.Définition

Eclatement de béton d'enrobage et l'apparaissons des armatures.

V.12.2.Les Causes

1-La corrosion d'armature qui provoque des pressions et gonflement qui mène à l'éclatement.

2- ne pas respecter l'épaisseur d'enrobage.

3- La mauvaise qualité du béton.

V.12.3.Les Désordres

1-L'éxposition des armatures à l'air libre.

2- Diminution important des sections du béton qui diminuer la résistance.

V.12.4.Essai de Localisation des armatures et détermination de Leur enrobage

La vérification de ferraillage peut s'effectuer par plusieurs méthodes d'imagerie tel que le scanner, le raddar.



Figure V.35 : Détection des armatures au radar.

V.13.La fissuration

V. 13.1.Définition

La fissuration des ouvrages, qu'elle présente ou non un caractère pathologique sur le plan Structurel, peut entraîner une diminution de la durabilité des ouvrages dès lors que les fissures sont suffisamment ouvertes et profondes pour permettre une pénétration des agents agressifs Jusqu'aux armatures.

V.13.2.Les Causes

1- carbonatation des armatures.

2- mauvaise réalisation.

V.13.3.Les Désordres

1-Chute important de la résistance.

2-Facilité aux agents agressif de pénétré à l'intérieure du béton.

V.13.4. Mesure des Largeurs de fissuration

La largeur des fissures présentes dans le béton est mesurée au moyen d'un fissuromètre (optique ou autre). Outre la largeur de fissuration, l'emplacement des fissures et leur évolution dans le temps sont également des paramètres importants.



Figure V.36: Mesure de la largeur d'une fissure au moyen du fissuromètre

V.13.5.Dégradation du béton

Lorsque la corrosion se développe autour de l'armature, les produits générés vont avoir tendance à augmenter le volume global de l'armature. Ce ci aura pour effet l'apparition de fissures longitudinales le long de la barre d'acier ainsi que l'éclatement de l'enrobage.

Certaines études [27] suggèrent que les produits de corrosion n'exercent pas dans leur totalité une pression sur le béton. Car une partie de ces produits remplit les pores autour de la barre et peut migrer à l'extérieur de l'interface acier-béton. Une fois la zone poreuse aux alentours de la barre remplie, les produits de corrosion commencent à exercer une pression sur le béton, provoquant dans la suite sa fissure.

La figure V.37. Présente le diagramme schématique du processus corrosion-fissuration [28].

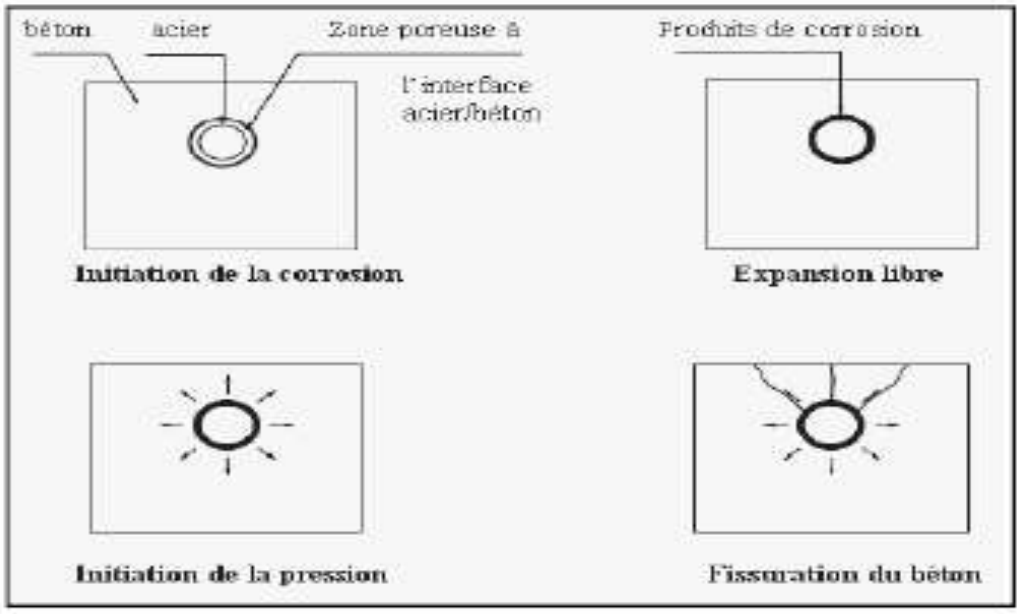


Figure V.37: Diagramme schématique du processus corrosion-fissuration [28].

VI.1.Introduction

Le béton armé constitue l'un des matériaux de construction les plus durables. Certains ouvrages demeurent en excellent état après plus d'un siècle d'exploitation sous des conditions climatiques particulièrement rigoureuses et sévères. Certains ouvrages récents présentent une détérioration importante, ce qui nécessitera une protection, une maintenance appropriée et une probable réparation ou renforcement.

Une recherche sérieuse des causes de dégradation doit toujours procéder la sélection d'un procédé de réparation ou de renforcement , c'est seulement après diagnostic précis et complet que le remède peut être valablement choisi sur la base de considération d'ordre structural, fonctionnel, esthétique, et économique, tenant compte également de la disponibilité de matériaux et l'utilisation des outillages appropriés.

Avant de développer les techniques connues de confortement des structures, il y a lieu de bien distinguer entre le confortement et la réparation :

- **La réparation**

La réparation d'une construction est une opération qui consiste à lui restituer, par des travaux appropriés, un niveau de service perdu.

La baisse du niveau de service peut résulter de toutes sortes de causes ; les plus fréquentes sont la dégradation progressive des propriétés des matériaux (agressions atmosphériques, modification des propriétés des matériaux (agressions atmosphériques, modification des propriétés des matériaux), l'utilisation intensive (effet de la répétition des charges) voire abusive (utilisation au-delà des charges prévues), les accidents et sinistres (chocs, incendies, séismes etc…) [27].

- **Le renforcement**

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier (augmentation de ductilité, de la résistance etc…) d'une construction pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'origine ou de lui procurer une protection suffisante contre des sollicitations dont il n'a pas été tenu compte dans les calculs (le séisme par exemple).

Un renforcement peut être associé à une réparation [27].

L'objectif d'une intervention parasismique est d'augmenter :

- ✓ La ductilité globale de la structure.
- ✓ La résistance de la structure.
- ✓ La rigidité de la structure.

VI.2. Compatibilité des matériaux de réparation avec le béton existant

Souvent une mauvaise réparation résulte de l'utilisation de matériaux incompatibles avec l'ancien béton armé ou avec les conditions d'exposition.

Le principe de compatibilité signifie que : la réparation sera en mesure de résister sans dommages aux différentes sollicitations dues aux changements volumétriques et aux différents processus chimiques et électrochimiques.

Donc, La compatibilité se définit comme un équilibre entre les propriétés physiques, mécanique, chimiques et électrochimiques du matériau de réparation et du vieux béton existant [27].

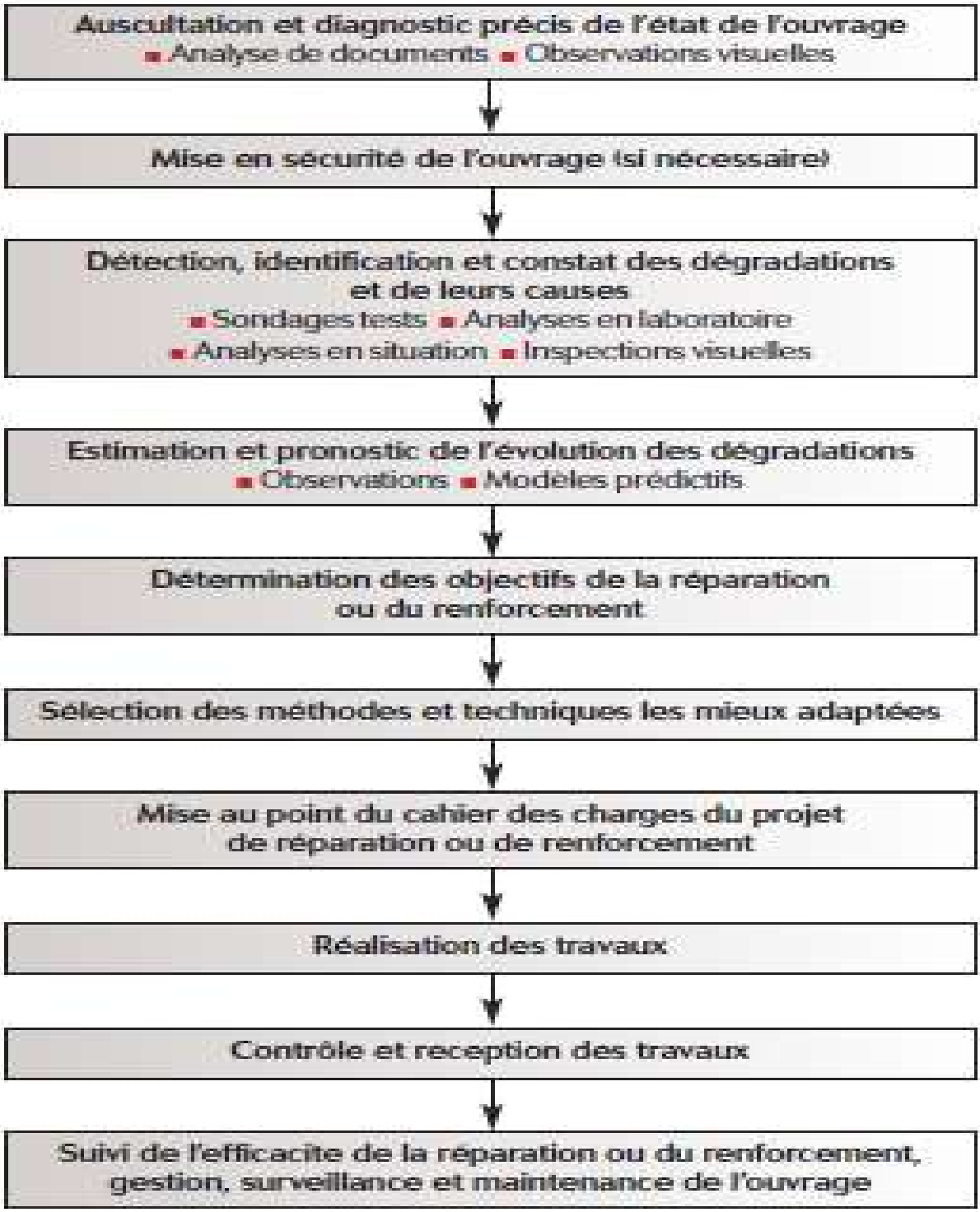
VI.3.Préparation d'une opération de réparation ou de renforcement

La démarche générale à suivre dans chaque opération de réparation doit comporter les démarches suivantes :

- ➢ Etude de l'état de la construction à réparer ou à renforcer.
- ➢ Définition des objectifs à atteindre.
- ➢ Choix des moyens et méthodes à utiliser.
- ➢ Etude détaillée de l'opération.

Les deux premières actions ont une grande importance et leur bonne exécution conditionne le succès de l'opération [27].

Synoptique des étapes clés pour la réparation et le renforcement d'ouvrages en béton [28]



VI.4.Les matériaux

L'efficacité de toute opération de réparation est conditionnée impérativement par la qualité des matériaux et leur mise en œuvre.

1. Ciment : la classe et le dosage du ciment dépondent :

-du béton ancien (il est conseillé d'utiliser le même dosage et la même classe afin d'obtenir un module d'élasticité similaire).

-de la nature et de l'importance des charges qui sollicitent l'ouvrage.

-En tout état de cause, le dosage en ciment ne doit pas être inférieur à 350Kg/m^3 de béton en œuvre pour les bétons et a 450Kg/m^3de sable pour les mortiers.

-de l'agressivité du milieu.

Ce qui concerne la classe du ciment on a utilisé CPJ 42.5 car elle nous a donné la résistance souhaitée

2. Agrégat : les agrégats doivent être propres et résistants et il est préférable d'utiliser des agrégats roulé

3. Acier : Les armatures utilisés dans la réparation et le renforcement de type haute adhérence **HA400** car ont une résistance importante vis avis la traction.

4. Adjuvants

4.1. Entraineurs d'air : c'est parmi les plus fréquemment utilisés dans les travaux de réparation, il est fait appel à l'utilisation des entraineurs d'air quand le nouveau béton doit être soumis à l'altération atmosphérique (gel et dégel).En générale, les mortiers sont les plus concernés par les entraineurs d'air [27].

5. Résines : les résines synthétiques sont des corps à haut poids moléculaire formés par l'assemblage répétitif d'un ou plusieurs motifs chimiques et elles se présentent sous différentes formes : liquide, plastique, solide [27].

VI.5. préparation de la surface

La première étape consiste à enlever le béton endommagé qui ne remplit plus sa fonction initiale jusqu'au béton sain qui présente en surface des propriétés mécaniques comparables à décohésion celle de la masse du béton. Trois techniques sont couramment utilisées pour enlever le béton détérioré et préparer la surface du support recevant le matériau de réparation. Il s'agit de l'hydro démolition, de marteau pneumatique, et du sablage.

Tandis que la deuxième prépare la surface du support de façon à promouvoir les interactions potentielles qui vont se développer au contact de la rugosité [29].

VI.5.1. Rugosité et adhérence au support

La rugosité de la surface du support joue un rôle prépondérant pour la création de l'adhésion, car, elle favorise non seulement l'enchevêtrement de pâte, mais augmente aussi le degré de contact inter facial et induit ainsi une augmentation de l'adhérence (figure VI.1).

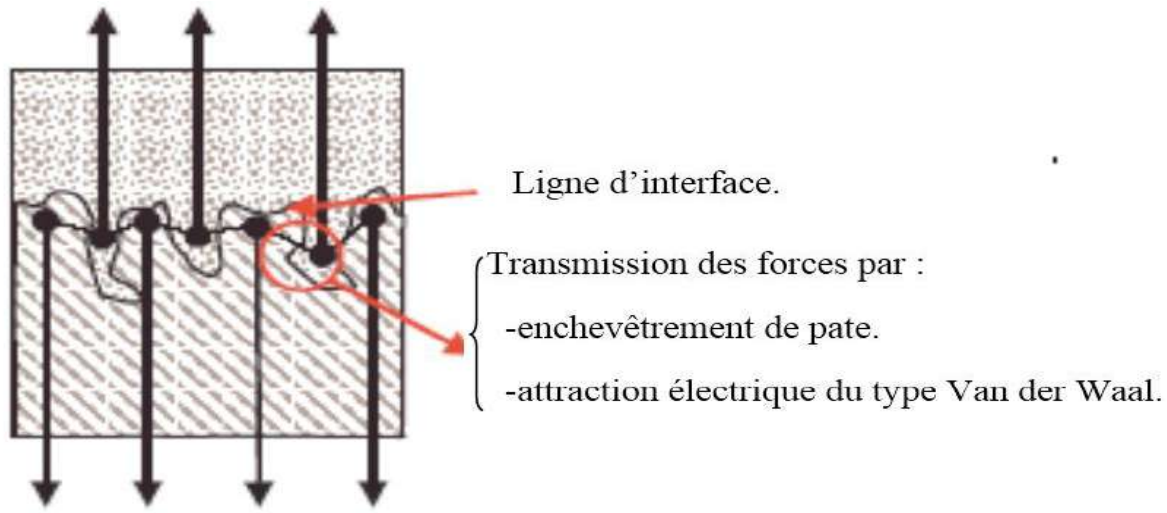


Figure VI.1 : Mécanisme d'adhérence en traction.

VI.6.Réparation des cas pathologiques existants dans la structure

VI.6.1. Epaufrures

- **Techniques de réparation**

La technique la plus utilisée est le ragréage : consiste à reconstituer une partie de béton détérioré en appliquant un nouveau mortier ou résine.

- **Nature des produits utilisés**

✓ Les mortiers avec des ciments classiques ou spéciaux (prompt, alumineux, ..).

✓ Les résines époxydiques.

✓ Les liants mixtes : hydrauliques + époxy.

Remarque : dans ce cas de produits le dosage est délicat et il est conseillé d'employer des mortiers pré-dosés.

- **Principes du traitement**

a) Préparation du support

• élimination du béton endommagé (carbonaté) et non adhérant jusqu'à mise à nu du béton soin.

• Élimination de la peinture, poussière, huile, graisse et débarrasser les aciers de la rouille.

La préparation du support se fait par :

- Burinage, repiquage au marteau, sablage ou dépoussiérage à l'eau ou à l'air comprimé Pour le béton,
- Burinage, brossage, sablage pour les armatures,

Remarque

a) Avant le traitement de l'armature corrodée il est conseillé un dégagement par burinage d'un minimum de 2cm derrière l'armature.

b) Application d'une couche d'accrochage.

• La couche d'accrochage a une fonction de coulage entre le vieux béton et le mortier de réparation.

• Elle est à base de résine époxy (primaire) si elle devrait assurer la protection des armatures (passivation).

• Elle est à base de liant hydraulique (mortier d'accrochage), avant l'application de la couche d'accrochage, il faut humidifier la surface D'accrochage, (éviter l'excès d'eau) pour les mortiers à base de liant hydraulique ou mixtes (liant + résines) par contre pour les résines il faut que la surface soit sec.

c) Mise en œuvre du mortier de réparation.

• Le mortier de réparation est appliqué immédiatement après l'application de la couche d'accrochage (s'il est appliqué sur un primaire époxy celui-ci doit être encore poisseux (Collant ou gluant).

• Un bon compactage s'impose du point de vue adhérence et étanchéité.

Le mortier de réparation doit respecter certain critères :

- Une tenue verticale sans coffrage.
- Adhérence supérieur à la cohésion du support.
- L'imperméabilité à l'eau et aux agents agressifs.
- Un coefficient de dilatation thermique équivalent au Béton support.

VI.6.2. Corrosion des armatures

VI.6.2.1. Définition d'un inhibiteur de corrosion

Les inhibiteurs de corrosion sont des éléments chimiques permettant de ralentir, voire de stopper le processus de corrosion des métaux sur lesquels ils sont appliqués, généralement Ils sont ajoutés en faible concentration dans le milieu corrosif. Cependant, n'entrent pas dans cette catégorie de produit les éléments présents dans un alliage de métaux tel que le chrome par exemple. Il est important de souligner le fait qu'il n'existe pas un seul mode d'action des inhibiteurs de corrosion. Chaque type réagira différemment selon le milieu dans lequel il se situe. Par exemple l'inhibiteur peut recouvrir la surface du métal par adsorption et ainsi réduire les surfaces de réaction élémentaires. Dans un autre cas, il peut former des composés avec le métal et le liquide environnant et modifier ainsi les réactions d'interface. Dans tous les cas la vitesse de corrosion est ainsi ralentie voire annulée. Cependant pour généraliser, la corrosion étant un processus électrochimique, l'action de l'inhibiteur se fera au niveau des étapes de réaction électrochimique.

VI.6.2.2. Fonction d'un inhibiteur de corrosion

Un inhibiteur de corrosion a pour fonction principales :

- D'avoir une action rapide et vérifiable.
- être efficace durant de nombreuses années.
- De pénétrer suffisamment les couches de béton même dans le cas de béton très hétérogène Par nature.
- D'abaisser la vitesse de corrosion du métal, sans en affecter ses propriétés mécaniques et Chimiques ainsi que celles de son milieu environnant.

- De prendre en considération le milieu (basique, neutre dans le cas de la carbonatation, voir acide dans le cas de la présence de chlorure) dans lequel il sera afin d'être compatible avec celui-ci ainsi qu'à la température d'utilisation.
- D'être en concentration suffisante pour être efficace.
- De ne pas être toxique.

VI.6.2.3. Catégories d'inhibiteurs de corrosion

Il est possible de classifier les inhibiteurs de corrosion selon leur mode d'action, à savoir :

- Les inhibiteurs anodiques qui agissent en diminuant le courant sur la partie anodique de la surface du métal. Cependant il y a un risque uniquement si son action n'est pas totale sur l'élément, cela peut entrainer localement une augmentation de la densité de courant et ainsi conduire à un processus localement plus intense de corrosion qu'en l'absence d'inhibiteurs de corrosion.
- Les inhibiteurs cathodiques agissent en augmentant la surtension au niveau de la cathode et ainsi réduisent le courant de corrosion. Les inhibiteurs cathodiques ne stoppent jamais le processus de corrosion mais ils n'ont pas le désavantage des inhibiteurs cathodiques, à savoir la corrosion localisée.
- Les inhibiteurs mixtes qui ont eu à la fois les propriétés des inhibiteurs anodiques et cathodiques.

VI.6.2.4. Mise en œuvre d'un inhibiteur de corrosion

Avant d'appliquer le produit de réparation, il est nécessaire de préparer la surface du béton, suivant les préconisations. Pour les inhibiteurs de corrosion sous forme liquide, l'application se fait en plusieurs passes. Pour les inhibiteurs de corrosion sous forme gélifiés, l'application se fait en une seule fois. Il faudra par la suite vérifier que les quantités minimales d'inhibiteurs de corrosion au niveau des armatures soient atteintes. Cette vérification peut se faire par prélèvement d'échantillons représentatifs de l'ouvrage ou par le suivi des mesures de potentiel ou de courants de corrosion.



VI.6.2.5. L'inhibiteur de corrosion utilisé (SIKA MONOTOP 610 AC)

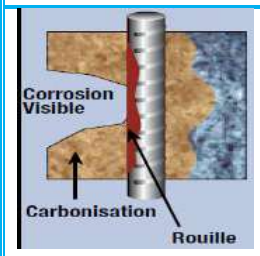
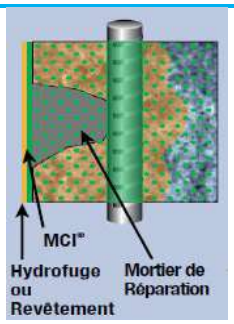
Le SIKA MONOTOP 610 AC est un coulis mono composant à base de ciment, charges spéciales, adjuvant et inhibiteur de corrosion.

Après gâchage à l'eau, obtient un coulis de couleur jeune.

VI.6.2.6. Les caractéristiques de SIKA MONOTOP 610 AC

- Contient des adjuvants inhibiteurs de corrosion.
- Compacité élevée permettant d'assurer une protection contre l'eau, les chlorures et le gaz carbonique.
- Bonne adhérence sur acier, béton et mortier.
- Facilité et rapidité d'emploi.

VI.6.2.7.Guide d'application de l'inhibiteur de corrosion

	Etat de la Structure	Objectifs	Protection MCI	Caractéristiques et bénéfices
Structures existantes, Dommages de corrosion visibles	 -Béton fissuré, la corrosion est visible, une réparation est obligatoire. -Haut niveau de chlorures au niveau de l'acier.	-Réparation des surfaces endommagées. -Protection long terme contre les contaminants. -protection améliorée contre la corrosion latente. -Réduit le risque d'effet d'anode.	 -Nettoyer dans la zone corrodé et application de l'inhibiteur de corrosion	-réparation esthétique. -Complète la réparation et la protection contre la corrosion latente. -Peut doubler la durée de vie de la réparation.

VI.6.3. l'enrobage :

La technique de réparation se fait par

L'Augmentation des dimensions d'enrobage dans la façade principale & latérale du bâtiment de 4cm d'épaisseur.



VI.7.Technique de Réparation

1. Préparation des supports

✓ **Piquage**

Eliminé les bétons dégradé et les armatures rouillée jusqu'à disparition de toute amorce de corrosion visible et les bétons dégradés**.** Cette opération est effectuée par un burin



✓ **Nettoyage**

Nettoyer toute la surface du béton, enlever les parties de surface farinant, sableuses et la peau de frittage, éliminer les végétaux.



✓ **Enlever la rouille de l'armature**

Dérouiller l'armature par grenaillage, jusqu'à 2 – 2,5 (métallique brillant).



✓ **L'humidification de surface**

Humidifie la surface réparée en utilisant L'eau ou autre produit pour assurer l'adhérence entre le mortier et le support.



2-Protection des armatures

✓ **Choix de matériau de protection**

SIKA MONOTOP 610 AC protection anticorrosion et une résine d'adhérence.



✓ **Protection anticorrosion**

Pour leur protection, les armatures dérouillées sont immédiatement recouvertes de deux couches de peinture de protection anticorrosion à base minérale.



✓ **Application de revêtement de protection**

Appliquer les revêtements de protection anticorrosion sur les aciers d'armature préparés. Appliquer au pinceau env. 1 mm sur les fers d'armature. Après un temps d'attente d'env. 5 h. (à 20 °C), on peut appliquer la deuxième couche de même épaisseur sur le béton et l'armature comme pont d'adhérence.



3- Remplissage des parties éclaté

✓ **Choix de matériau de réparation**

Un mortier modifier ou résine sera utilisé pour le remplissage des parties éclatées.



✓ **Remplissage des parties éclatées**

Le mortier de reprofilage du béton doit être appliqué frais sur le pont d'adhérence. Ce mortier est incorporé à l'aide d'une truelle dans la surface à réparer et comprimé en pressant dessus. Selon la profondeur de la surface à retoucher, appliquer en plusieurs couches.



4- Finition et lissage le béton

✓ **Choix de matériau de réparation**

Un enduit fin est utilisé, C'est un mortier sec minéral mono composant pour obturer les pores du béton.



✓ **Lissage fin à la taloche**

L'obturation des pores du béton se fait au moyen d'un enduit fin. Cela est nécessaire pour obtenir une surface de béton fermée.



5- Application de la peinture de protection pour béton

✓ **Choix de matériau de peinture**

Une peinture résistante aux intempéries et à haute protection contre la carbonatation sera utilisée.



✓ **Application de la peinture**

La surface du béton est recouverte pour sa protection contre le dioxyde de carbone et l'humidité d'une couche de peinture pour béton à haute protection contre la carbonatation.



VI.8.Renforcement de la structure

VI.8.1.Les principales techniques de réparation des surfaces des éléments de structure

Parmi les méthodes de réparation et de renforcement nous distinguons :

VI.8.1.1.Gainage métallique

Le gainage métallique consiste à enfermer les sections en béton dans une cage ou tube métallique constitué par des fers plats et des cornières des tôles soudées. Cette technique est notamment utilisée avec l'intention quand il y a des écrasements locaux du béton au niveau des fissures [27].

II.8.1.2.Chemisage des sections de béton (gainage en béton armé)

Le procédé classique dont l'efficacité a été largement vérifié par l'expérience, consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif. L'utilisation d'un micro-béton, auto compactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration, peut s'avérer essentielle. La préparation du support est très importante, il est donc nécessaire de faire des décaissés dans le béton pour améliorer la transmission des efforts, de traiter les surfaces avec une peinture primaire de résine époxy [27].

VI.8.2. murs en béton armé (les voiles)

Les murs en béton armé, à cause de leur grande rigidité et leur grande résistance aux efforts tranchants, résistent très bien aux forces sismiques induites dans le bâtiment. Donc, un mur endommagé ou mal dimensionné peut être réparé et /ou rigidifié suivant qu'on veut améliorer ou pas la capacité résistante de la surface aux efforts sismiques.

VI.8.3.Renforcement des voiles

Les techniques de réparation et/ou renforcement des voiles fonction de la nature des désordres sont :

1. injection de résines époxydes.
2. gainage.

❖ **Chemisage (gainage en béton armé)**

Augmentation de l'épaisseur du mur en le chemiser avec du béton armé peut être réalisée si sa résistance est insuffisante.

Il existe plusieurs types de chemisage pour augmenter la résistance d'un mur comme illustre dans les figures suivantes :

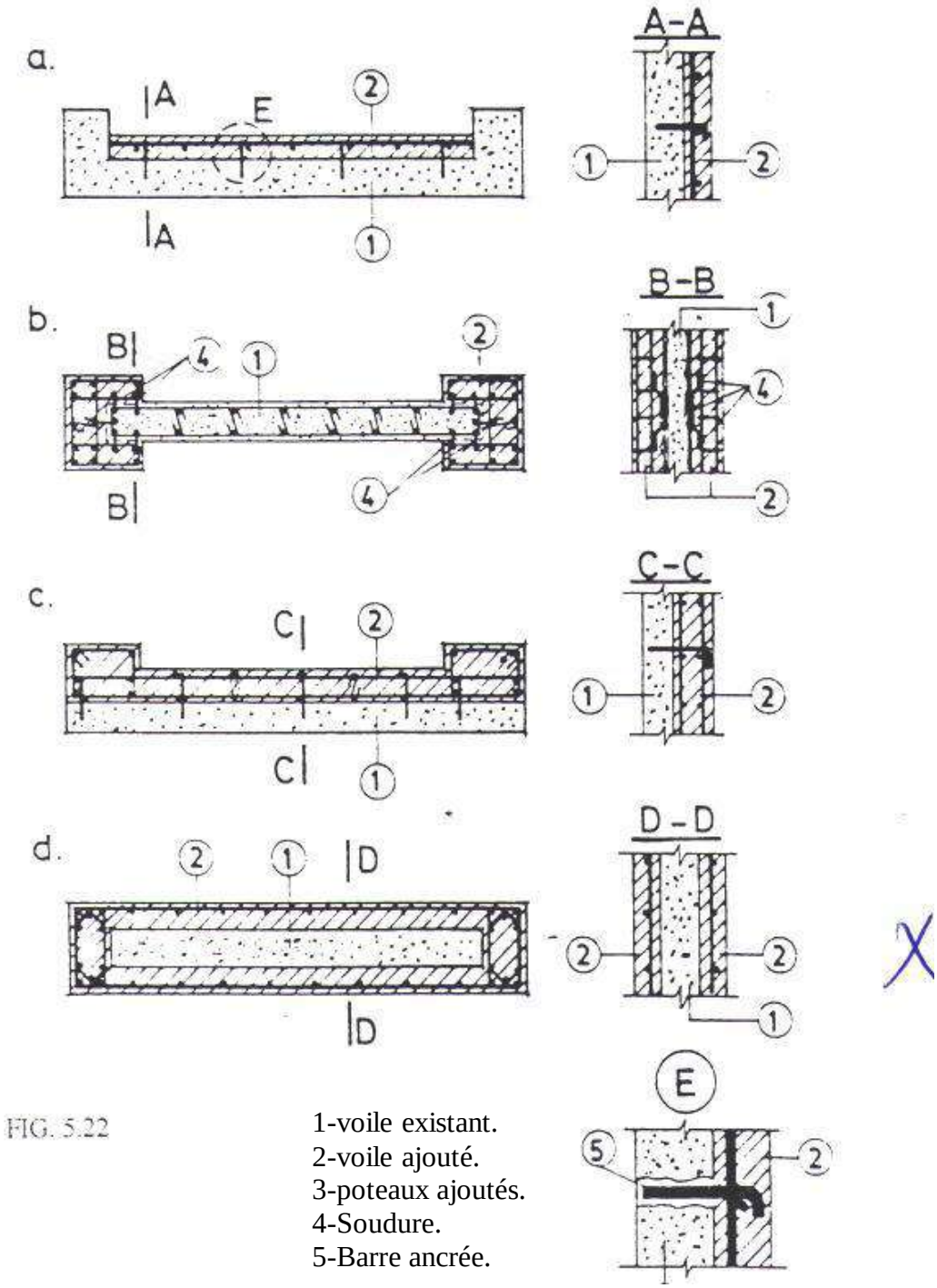


FIG. 5.22

1-voile existant.
2-voile ajouté.
3-poteaux ajoutés.
4-Soudure.
5-Barre ancrée.

VI.8.4.La solution possible

1. décaper de toutes les surfaces de l'apparemment jusqu'à l'apparition de l'acier des deux blocs.

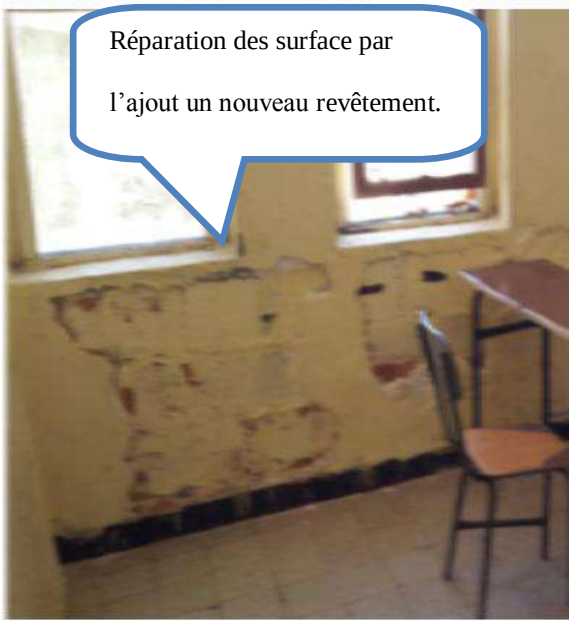
2. A conforté les poteaux voiles juges faibles en résistance selon les essais au scléromètre tout en tenant compte des facteurs affectant la méthode de réparation par gainage en béton armé.

VI.8.5.Les zones concernées par la réparation et le renforcement de la structure










Renouvellement de certain constituant de la couche d'étanchéité.


Démolulation des escaliers et remplaçant par des nouveaux.


Le renforcement des trumeaux (1 et 2).Bloc A
1
2





➢ **Explication du système de renforcement de la structure**

L'ouvrage nécessite une intervention de réparation et renforcement « voir amélioration parasismique »par gainage en béton armé selon le catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages du [27] (page54) « l'augmentation de l'épaisseur du mur en le gainant avec du béton armé peut être réalisée si sa résistance est insuffisante ».

1. Le traitement se fait avec Les SIKA MONOTOP 610 AC (inhibiteur de corrosion pour béton armé).

2. le traitement se fait avec résine époxydiques ; son utilisation est préconisée dans le renforcement de structure en béton armé.

VI.8.6.Adhérence béton-armature

La cohésion doit être parfaite avant les secousses et sa dégradation éventuelle sous l'effet des secousses progressives Lors d'un séisme violent, l'adhérence béton-armatures, même bien réalisée, va sans doute commencer à se dégrader à certains endroits, mais ça doit pouvoir se faire progressivement à chaque secousse.

Si le projet est « parasismique » et si le chantier a été réalisé en respectant les prescriptions techniques, les premiers dommages freineront les mouvements du bâtiment sans risque d'effondrement pour les éléments qui portent les planchers (poteaux et murs).

VI.8.7.Les solutions

D'abord une bonne qualité des matériaux :

On respecte les normes, les quantités, les prescriptions. Le béton ne doit pas être trop peu résistant (plus que 22 MPa) ni trop résistant si on ne veut pas devoir justifier d'armatures particulières (moins de 45 MPa).

Pour une bonne adhérence béton – armatures en prévision d'un séisme violent :

- Le béton frais doit être visqueux au moment de sa mise en œuvre, et non liquide… et encore moins « rallongé » d'eau.

- Vibrer impérativement le béton pour qu'il se mette en place correctement.

- N'utiliser que des barres à haute adhérence. Pas de barres lisses.

- Pour un poids total d'acier équivalent, plutôt plus de barres de moindre diamètre que moins de barres de gros diamètre (le plan de ferraillage du BET en tient compte).

- Du béton, des armatures… et rien d'autre dans le coffrage (ni impurtés, ni déchets divers,). Les armatures doivent être noyées parfaitement dans le béton qui ne doit pas être affaibli par des manques.

VI.8.8.Etape de réalisation

Ils comprennent les étapes suivantes :

1-lecture des plans d'exécution (plans état des lieux et génie civil).

2. traçage des poteaux voiles et voiles à gainer par niveau à partir des fondations voir sous-sol jusqu'au dernier niveau.

3.étaiement des poutres et dalle de part et d'autre (profilé métallique).

4. picage des poteaux voiles et voiles par tronçon au niveau des armatures du milieu de chaque poteau-voile et voile.

5. Nettoyage à la brosse métallique des endroits piqués.

6. Soudage des armatures d'encrage (si c'est nécessaire).

7. pose de la résine époxydique.

8. pose d'acier ancrée chaque 60cm au niveau des voiles.

9. pose d'armature du voile ajouté.

10. pose de coffrage du voile ajouté.

11. coulage de béton du voile ajouté dosé au minimum à 350Kg/m^3.

12. Adjuvant inhibiteur de corrosion pour béton armé.

13. Adjuvant résines époxydiques.

CHAPITRE VI :

REPARATION ET RENFORCEMENT

VII.1. Ferraillage des voiles

VII.1.1. Introduction

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui provoquent des efforts normaux : et aux forces horizontales. Provoquent des efforts normaux, tranchants, ainsi que des moments fléchissant.

Afin de reprendre tous les efforts qui lui sont appliquées, les refends doivent disposer Des trois types d'armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VII.1.2.Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

VII. 1.3.Voiles avec ouvertures

VII.1.3.1.Les linteaux

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).

VII 1.3.2.Les trumeaux

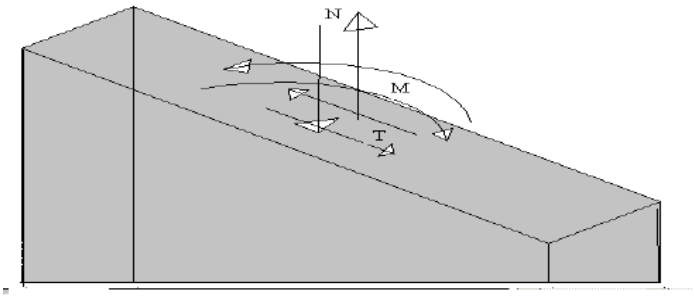
Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

VII.1.3.3. Méthode de calcul

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER " ces contraint " σ_1 " et " σ_2 "calculées à partir des sollicitations (M, N).



$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M v}{I}$$

S: section transversale du voile: S = e.L

I: moment d'inertie:

L: la largeur du voile.

e: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

VII.1.4. Recommandations réglementaires

VII. 1.4.1.Armatures verticales

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

- **Selon le CBA 93**

$$\mathbf{0.1\%} \leq \frac{\mathbf{2.Av}}{\mathbf{a.b}} \leq \mathbf{5\%}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 :**(7.7.4) [16]

- A_{RPA}=0.20% B_t Dans la section tendue du voile.
- A_{RPA}=0.15% B Dans la section globale du voile.
- A_{RPA}=0.1% B Dans la section courante.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

30cm **≤1.5 a** ou **S ≤30 cm**

* Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré.

* Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

* Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

* Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

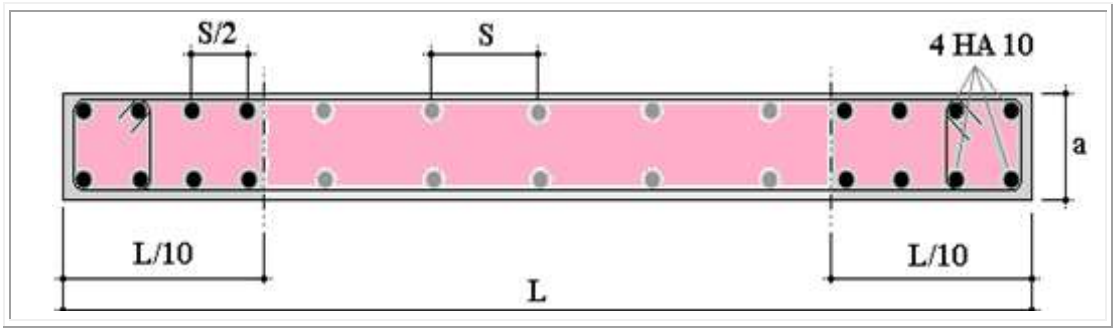


Figure VII.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII. 1.4.1.1. Détermination des armatures à l'ELU de résistance

✓ Situation accidentelle :

Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 23$ MPA ; $\sigma_{bc} = 13.8$MPA.

Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPA.

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

✓ Sens longitudinale X : Voile 1 (L=1,00m; a= 26cm ; c=4 cm).

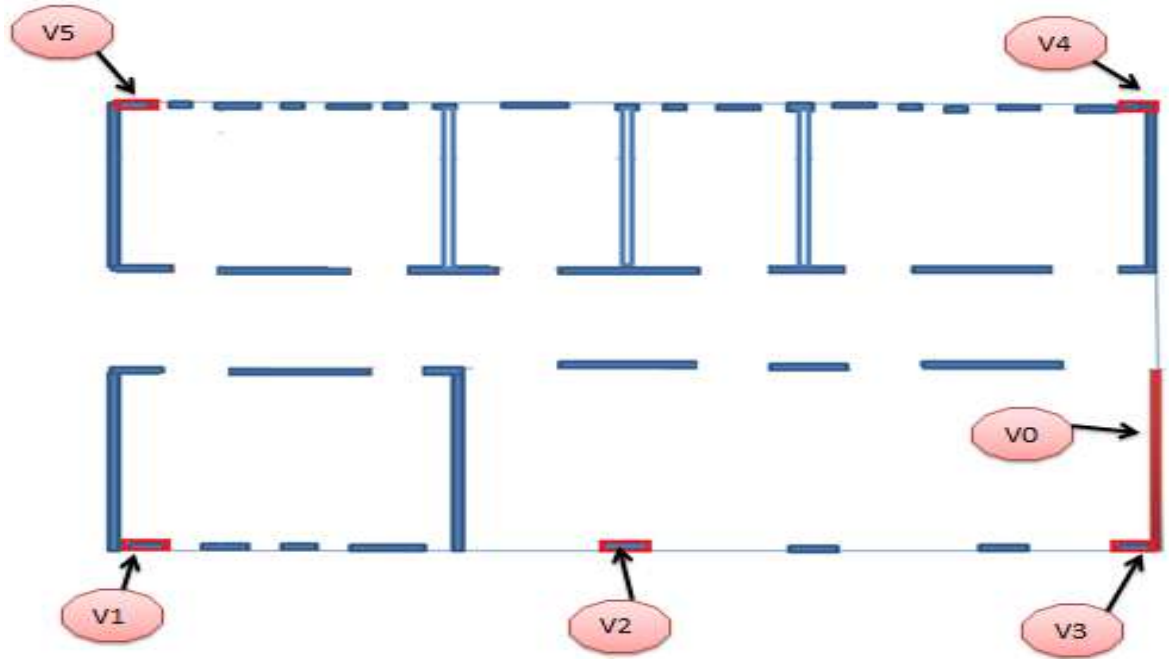
Remarque :

D'après le **[3]** (Article 6.1.2 Page 44), on prend l'enrobage des armatures égale 4cm.

- Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le RPA version 2003 $\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8\ G + E \end{cases}$



: Voile existant
: Voile ajouté
: Voile chemisé

Figure VII.2 : Proposition d'une nouvelle variante de renforcement.

- L'espacement

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v \leq \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 39\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc suivant le nombre des barres choisi, on adopté les espacements suivants :

Sv = 13 cm En zone courante.

Sv/2 = 6.5 cm

Tableau VII.1 : Les résultats du calcul des armatures de résistance.

Etage	Voile	S cm^2	N	M	situation	A cal cm^2	$Amin^{RPA}$	Amin CBA	ST cm	A choix cm^2
RDC	V1	26*100	268.17	25.92	ACC	13	3.90	1.3	13	2*(9HA14)=27.7
	V2	26*100	560.83	12.03	ACC	13	3.90	1.3	13	2*(9HA14)=27.7
	V3	26*100	161.38	7.59	ACC	13	3.90	1.3	13	2*(9HA14) =27.7
	V4	26*100	274.26	14.80	ACC	13	3.90	1.3	13	2*(9HA14)=27.7
		26*100	384.66	25.14	ACC	13	3.90	1.3	13	2*(9HA14) =27.7
1	V1	26*100	143.99	6.10	ACC	13	3.90	1.3	13	2*(9HA14) =27.7
	V2	26*100	312.73	4.93	ACC	13	3.90	1.3	13	2*(9HA14) =27.7
	V3	26*100	161.38	7.59	ACC	13	3.90	1.3	13	2*(9HA14) =27.7
	V4	26*100	123.19	6.01	ACC	13	3.90	1.3	13	2*(9HA14) =27.7
	V5	26*100	169.27	5.53	ACC	13	3.90	1.3	13	2*(9HA14) =27.7
2	V1	26*100	65.45	27.64	ACC	13	3.90	1.3	13	2*(9HA14) =27.7
	V2	26*1000	237.79	39.04	ACC	13	3.90	1.3	13	2*(9HA14) =27.7
	V3	26*100	63.23	15.12	ACC	13	3.90	1.3	13	2*(9HA14) =27.7
	V4	26*100	70.25	17.29	ACC	13	3.90	1.3	13	2*(9HA14) =27.7
	V5	26*100	70.46	8.52	ACC	13	3.90	1.3	13	2*(9HA14)=27.7

- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma b \leq [\sigma]$ = 0.6.fc28=13.8 MPA et $\sigma s \leq \overline{\sigma s}$ =202MPA.

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Vérification selon les règlements.

	A choisis (cm2)	**Amin (CBA93) (cm2)**	**Amin (RPA99) (cm2)**	**vérification**
Voiles 1	13.85	1.3	3.90	CV

Tableau VII.3 : vérification à E.L.S.

Etage	**voile**	**S** (cm²)	**N** (KN)	**M** (KN.m)	**Situation**	**A adopté** (cm²)	**Σb**	**σ́s**	**σs**	**Vérification**
RDC	V1	26*100	122.29	4.11	ELS	13.85	0.702	9.16	0	cv
	V2	26*100	579.08	2.34	ELS	13.85	0.76	10.66	0	cv
	V3	26*100	86.31	4.96	ELS	13.85	0.64	8.01	0	cv
	V4	26*100	215.70	8.52	ELS	13.85	1.33	17.11	0	cv
	V5	26*100	80.52	3.27	ELS	13.85	0.50	6.46	0	cv
1	V1	26*100	118.92	2.06	ELS	13.85	0.54	7.5	0	cv
	V2	26*100	333.76	2.52	ELS	13.85	1.29	18.52	0	cv
	V3	26*100	70.89	0.84	ELS	13.85	0.29	4.15	0	cv
	V4	26*100	144.20	0.37	ELS	13.85	0.50	7.45	0	cv
	V5	26*100	69.67	0.04	ELS	13.85	0.233	3.49	0	cv
2	V1	26*100	69.88	2.21	ELS	13.85	0.39	5.13	0	cv
	V2	26*100	130.06	5.03	ELS	13.85	0.794	10.24	0	cv
	V3	26*100	41.05	0.07	ELS	13.85	0.14	2.099	0	cv
	V4	26*100	78.94	0.09	ELS	13.85	0.268	3.98	0	cv
	V5	26*100	37.30	0.14	ELS	13.85	0.134	1.96	0	cv

VII.1.4.2.Calcul des armateurs horizontaux

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales.

VII.1.4.2.1.Contraintes limites de cisaillement dans les voiles

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de Cisaillement dans le béton est limité comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\, f_{c28} = 4.6 MPA. \qquad \text{Où :} \quad \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0\, d} \quad \text{avec :} \quad \bar{V} = 1.4 \times V_u$$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9h.
- h : hauteur totale de la section brute

Tableau VII.4 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins.

N	voile	E	Vu (KN)	$\bar{V}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b RPA$ (MPa)	Vérification
RDC	V1	26	53.27	74.58	0.31	4.6	cv
	V2	26	140.7	196.98	0.84	4.6	cv
	V3	26	96.2	134.68	0.58	4.6	cv
	V4	26	53.27	74.57	0.32	4.6	cv
	V5	26	23.22	32.51	0.14	4.6	cv
1	V1	26	66.70	93.38	0.25	4.6	cv
	V2	26	74.33	104.1	0.45	4.6	cv
	V3	26	45.64	63.90	0.27	4.6	cv
	V4	26	54.88	76.84	0.33	4.6	cv
	V5	26	55.02	77.03	0.33	4.6	cv
2	V1	26	96.36	134.9	0.58	4.6	cv
	V2	26	43.47	60.85	0.26	4.6	cv
	V3	26	42.30	59.22	0.25	4.6	cv
	V4	26	120.4	168.56	0.72	4.6	cv
	V5	26	50.88	71.23	0.30	4.6	cv

Tableau VII.5 : calcul des armateurs horizontaux.

Etage	$\emptyset_h$	S_h RPA	S_h CPA	A_{min}^{RPA}	choix	A_{Final} cm^2	$A_{Final} \geq A_{min}^{RPA}$
RDC	10	15	15	3.9	(23HA10)*2	18.06	cv
1	10	15	15	3.9	(23HA10)*2	18.06	cv
2	10	15	15	3.9	(23HA10)*2	18.06	cv

VII.1.4.3. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_T$ est tel que $\emptyset_T \leq \frac{\emptyset v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau) :

Tableau VII.6 : diamètre des armateurs transversaux.

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	Epingles $\emptyset_t$
HA 8 a HA 16	HA6

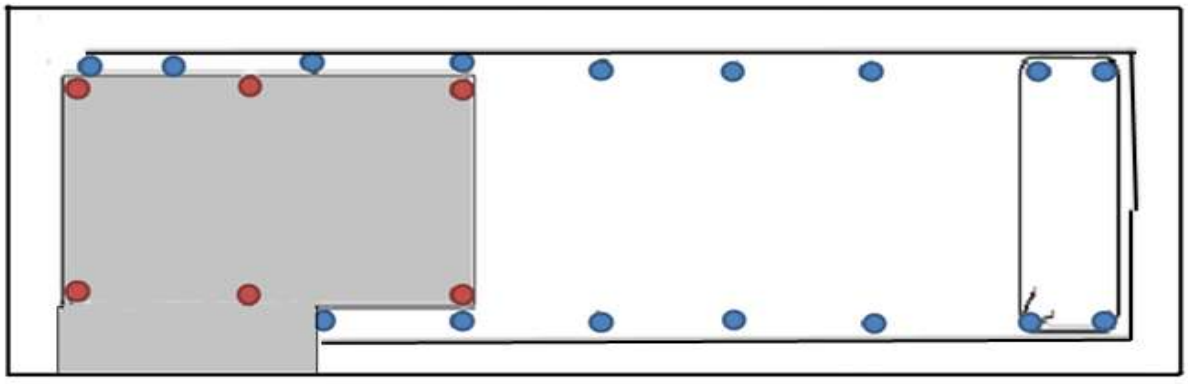
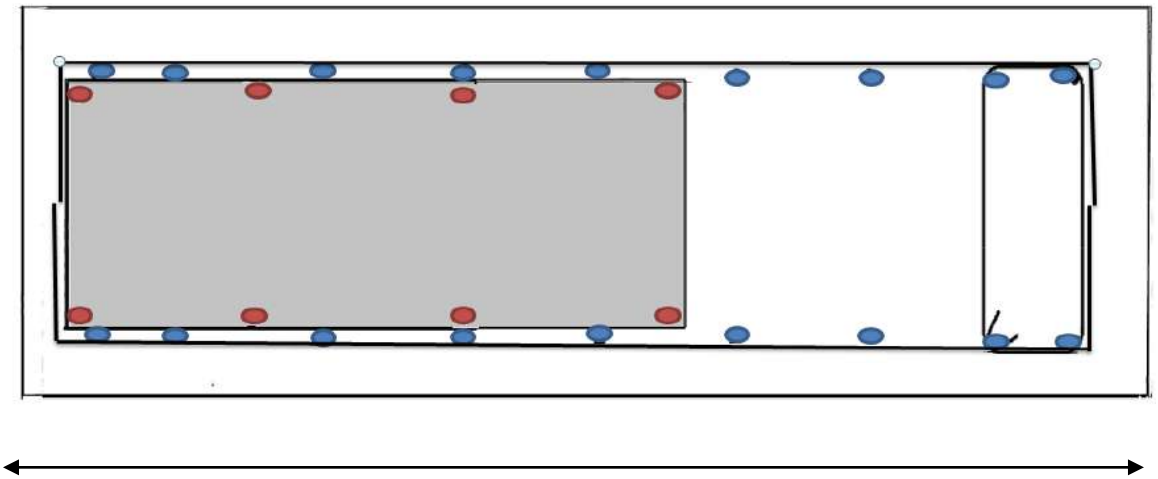
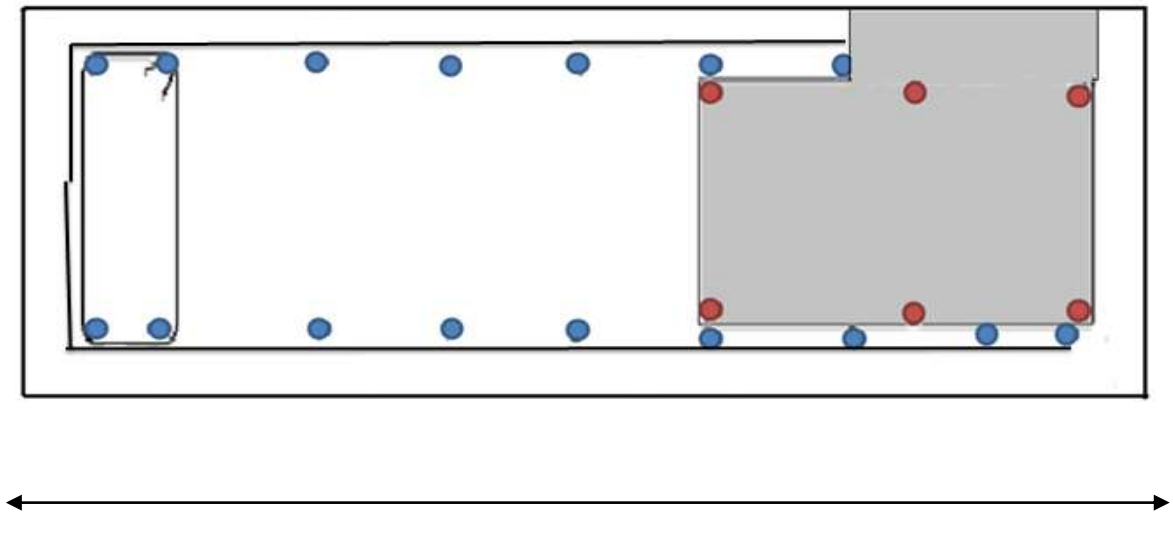


Figure VII. 3 : Disposition des armatures dans les voiles (V1, V5).



100 cm

Figure VII.4 : Disposition des armatures dans les voiles (V2).



100 cm

Figure VII.5 : Disposition des armatures dans les voiles (V3, V4**).**

VII.1.5.Voiles avec ouvertures

VII .1.5.1. Ferraillage des trumeaux

VII.1.5.1.1 Armatures verticales

e = 20 cm ; f_c = 23 MPA

Tableau VII.7 : Armatures verticales de trumeaux.

Etage	Voile	L (m)	S cm^2	N KN	M KN.m	situation	A cal	$Amin$ RPA	Amin CBA	Sv	choix
RDC	V0	6	20*600	129.48	74.53	ACC	60	18	3	15	(40*HA14)*2 =61.58*2 cm^2

-Vérification à E.L.S

Tableau VII.8 : vérification des armatures a ELS de trumeaux.

niveau	Voile	S cm^2	N KN	M KN. M	sit	A Adop cm^2	σb	σs	σ́s	vér
RDC	V0	20*600	34.63	53.10	ELS	61.58	0.0036	0.773	0.0522	CV

Tableau VII.9 : Vérifications des contraintes de cisaillement de trumeaux.

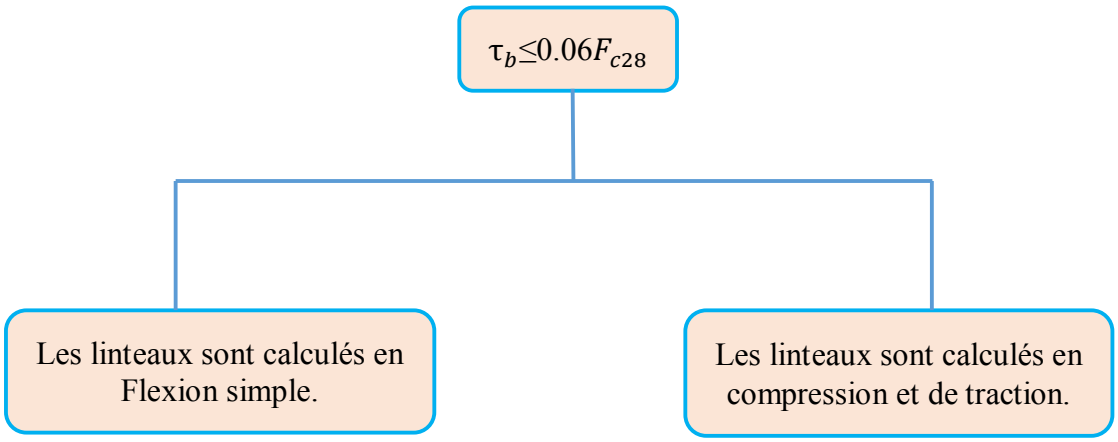
N	voile	e	Vu (KN)	$\overline{V}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}RPA$ (MPa)	vér
RDC	V1	20	462.97	648.16	0.54	4.6	cv

VII .1.5.1.2. Las armateurs horizontaux

Tableau VII.10 : calcul des armateurs horizontaux (trumeau).

N	voile	e	H	τ_b (MPA)	Sh CBA	Sh RPA	Sh cm	Ah cm^2	Ah min RPA	Ah ≥Ah min
RDC	V1	26	600	0.93	18	30	15	(23HA10)*2 18.06*2	15	cv

VII.1 .5.2. Ferraillage du linteau



VII1.5.2.1. Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

A.1.1. Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule : $A_l \geq \frac{M}{Z.f_e}$

Avec :

Z = h-2d'ou h est la hauteur totale du linteau.

d' : la distance d'enrobage

M : moment du à l'effort tranchant ($V=1.4V_{u\ calcul}$)

A.1.2. Aciers transversaux

- **Premier sous cas :** linteaux longs ($\lambda = \frac{l}{h} \succ 1$)

On a : $S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{V}$

Où:

S: espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales

Z = h .2d'

V: effort tranchant dans la section considérée (V = 1.4 $V_{u\ calcul}$).

L: portée du linteau

- **Deuxième sous cas** : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$ V = min (V_1, V_2) , $V_2 = 2V_{u\ calcul}$ et $V \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec :

M_{ci} et M_{cj} moments des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} calculée par :

$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$

Avec : Z = h -2 d'

VII1.1.5.2.2.*Deuxième cas* : $\tau_b \succ 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas, au lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires. Les efforts (M et V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction),

Suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement, le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$

Avec $tga = \frac{h - 2d}{l}$ et V = V calcul (sans majoration)

A.1.3.Ferraillage minimal

a. Armatures longitudinales

$(A_l, A'l) \geq 0.0015.b.h$

b. Armatures transversales

Pour $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0015.b.S$ (0.15%)

Pour $\tau_b \succ 0.025 f_{c28}$ $A_t > 0.0025.b.S$ (0.25%)

A.1.4. Armatures transversales : (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (deux nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 20%.

- **Caractéristiques de note linteau**

e = 20cm h=1.4m l =0.8m

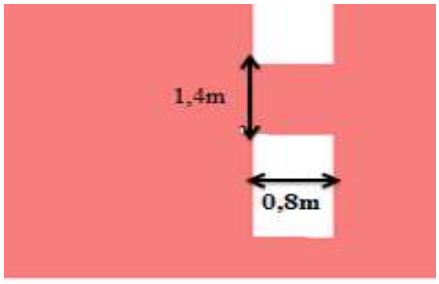


Figure VII.6 : dimension de linteau

Tableau VII.11 : Vérifications des contraintes de cisaillement des linteaux.

Sens	Vu (kN)	$\overline{V}$ (KN)	τ_b (MPa)	0,06 f_{c28}	$\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$	$\tau_b \geq 0,06 f_{c28}$
y	462.97	648.16	2.1	1,38	CNV	traction / comp CV

Tableau VII.12 : calcule des armatures Al, AC, AD

	Al , $\grave{A}l$	Ac	At	θ	AD
	4.2	5.6	0.5	58.78	6.76
Choix	4HA14 =6.166	6HA12=6.79	$\emptyset 12$	-	6HA14 = 9.24

VII.2. Ferraillage l'escalier

VII.2.1.Voiles pleins d'escalier

VII.2.1.1. Armatures verticales

Tableau VII.13 : Les résultats du calcul des armatures de résistance

étage	voile	S cm^2	N	M	site	A cal cm^2	Amin RPA cm^2	Amin CBA cm^2	Sv cm	A choix cm^2
1	$V1$	20*130	350.2	12.03	ACC	6	3.90	1.5	16	2*(10HA14) =15.39*2
	$V2$	20*130	36.82	9.21	ACC	13.21	3.90	1.5	16	2*(10HA14) =15.39*2
	$V3$	20*130	50.23	12.14	ACC	13	3.90	1.5	16	2*(10HA14) =15.39*2
	$V4$	20*130	250	11.14	ACC	13	3.90	1.5	16	2*(10HA14) =15.39*2
2	$V1$	20*130	172.15	15.78	ACC	13	3.90	1.5	16	2*(10HA14) =15.39*2
	$V2$	20*130	320.18	12.4	ACC	13	3.90	1.5	16	2*(10HA14)=15.39*2
	$V3$	20*130	80.70	14.2	ACC	13	3.90	1.5	16	2*(10HA14)=15.39*2
	$V4$	20*130	350.70	13.01	ACC	13	3.9	1.5	16	2*(10HA14)=15.39*2
3	$V2$	20*130	70.90	12.6	ACC	13	3.9	1.5	16	2*(10HA14)=15.39*2
	$V3$	20*130	133.2	14.21	ACC	13	3.9	1.5	16	2*(10HA14)=15.39*2
	$V3$	20*130	310.18	12.03	ACC	13	3.9	1.5	16	2*(10HA14)=15.39*2
	$V4$	20*130	330.05	11.2	ACC	13	3.9	1.5	16	2*(10HA14) =15.39*2

Tableau VII.14 : vérification des armatures a ELS de trumeaux.

étage	Voile	S	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A adop	σb	σ́s	σs	vér
RDC	V1	20*130	15.20	3.11	ELS	15.39	0.334	3.73	2.24	cv
	V2	20*130	34.77	0.05	ELS	15.39	0.118	1.75	0	cv
	V3	20*130	12.14	2.1	ELS	15.39	0.23	2.61	1.42	cv
	V4	20*130	11.92	2.6	ELS	15.39	0.28	3.08	1.91	cv

VII.2.1.2 Les armatures horizontales

Tableau VII.15 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins.

N	Voile	E	Vu (KN)	$\overline{V}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}RPA$ (MPa)	vér
RDC	V1	20	42.32	59.25	0.25	4.6	cv
	V2	20	10.39	14.55	0.06	4.6	cv
	V3	20	8.92	12.48	0.05	4.6	cv
	V4	20	35.60	49.84	0.21	4.6	cv

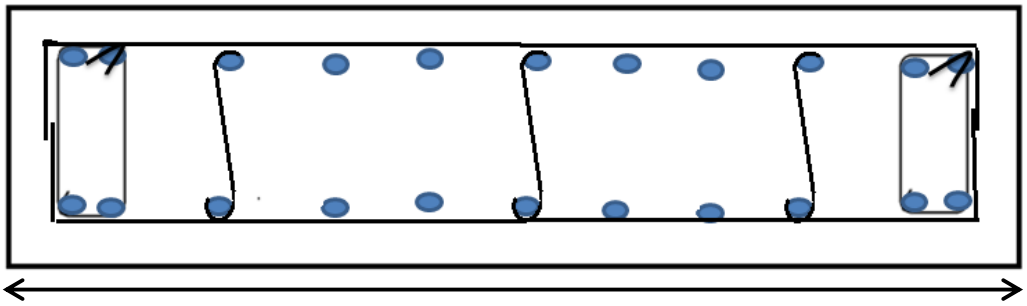
Tableau VII.16 : calcul des armateurs horizontaux.

Etage	$\emptyset_h$	S_h	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	A_{Final} cm^2	$A_{Final} \geq A_{min}^{RPA}$
RDC	10	15	15	3.9	(23HA10)*2	18.06	cv
1	10	15	15	3.9	(23HA10)*2	18.06	cv
2	10	15	15	3.9	(23HA10)*2	18.06	cv

VII.2.1.3. Armatures transversales

Tableau VII.17 : diamètre des armateurs transversaux.

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	épingles $\emptyset_t$
HA 8 à HA 16	HA6



130 m

Figure VII.7 : Disposition des armatures du voile.

VII.2.2. Ferraillage paillasse et palier

VII. 2.2.1.Combinaison des charges

A l'E.L.U : Nu =1.35 G + 1.5 Q
A l'E.L.S : Nser = G + Q

Tableau VII.18 : Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Pu (KN/ml)	Pser (KN/ml)
Palier	5.31	4	13.17	9.31
Paillasse	7.44	4	16.04	11.44

VII.2.2.2.Détermination des efforts

A) ELU :

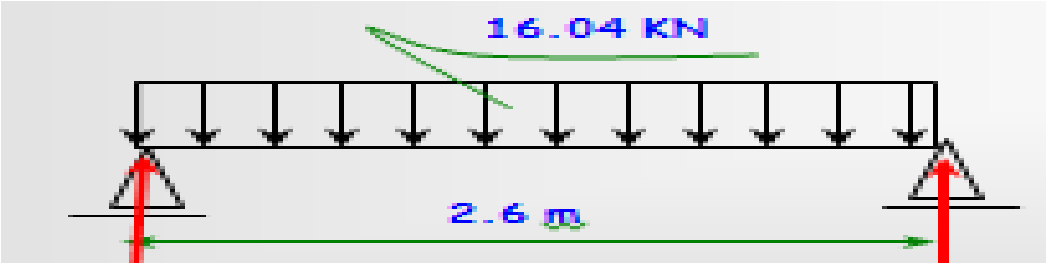


Figure VII.8 : Schéma statique de l'escalier.

A.1. Détermination des réactions : R_A et R_B

Conditions d'équilibre : $\begin{cases} \sum F = 0 \\ \sum M/_A = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{matrix} R_A = 20.85\,kN \\ RB = 20.85\,kN \end{matrix}$

A.2. Détermination de l'effort tranchant et du moment fléchissant :

A $\xrightarrow{x}$ B $\quad x \in [0, 2.6[$

L'effort tranchant :

$$T(x) = 20.85 - 16.04x\,.$$

Le moment fléchissant :

$$M(x) = 20.85x - 16.04\frac{x^2}{2}\,.$$

Position de x

T=0 →20.85-16.04.x =0 →x=1.3 M max=13.56 KN.m

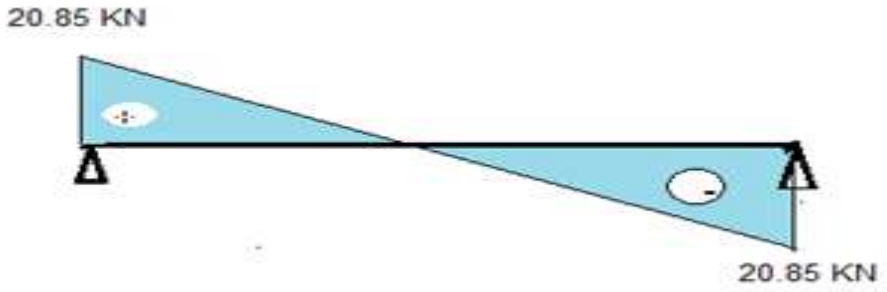


Figure VII.9 : Diagrammes des efforts.

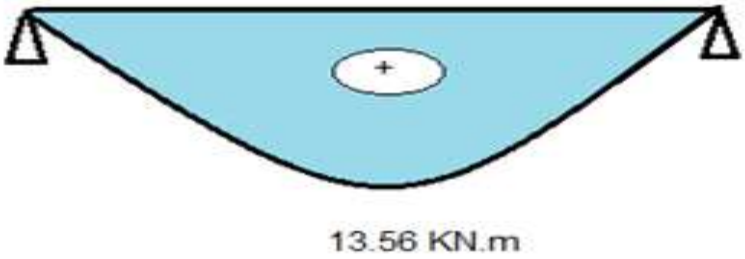


Figure VII.10 : Diagramme de moment fléchissant.

B) ELS :

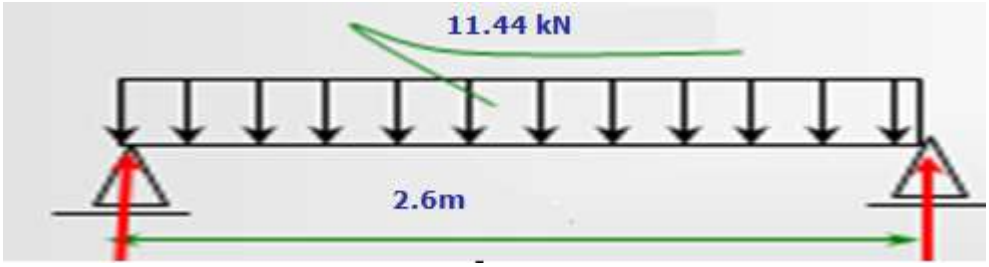


Figure VII.11 : Schéma statique de l'escalier ELS.

B.1.Détermination des réactions : R_A et R_B

Conditions d'équilibre : $\begin{cases} \sum F = 0 \\ \sum M/_A = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{matrix} R_A = 14.87\ kN \\ RB = 14.87\ kN \end{matrix}$

B.2.Détermination de l'effort tranchant et du moment fléchissant :

A $\xrightarrow{x}$ B $\quad x \in [0, 2.6[$

L'effort tranchant :

$T(x) = 14.87 - 11.44x$.

Le moment fléchissant :

$$M(x) = 14.87(x) - 11.44\frac{x^2}{2}.$$

Position de x

T=0 $\rightarrow$ 14.87-11.44.x =0 $\rightarrow$x=1.3 M max=9.66KN.m

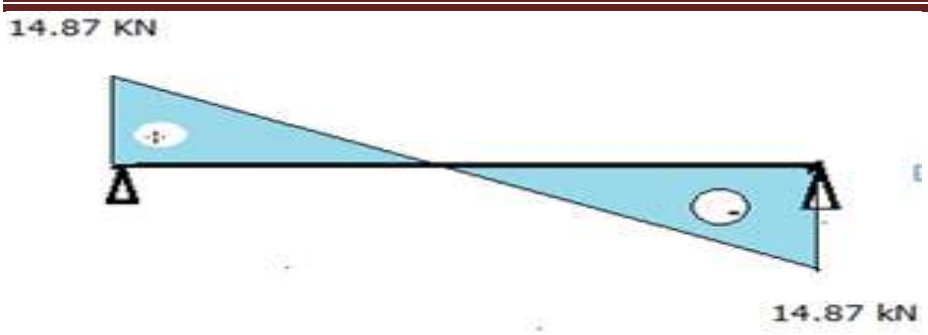


Figure VII.12 : Diagramme des efforts ELS

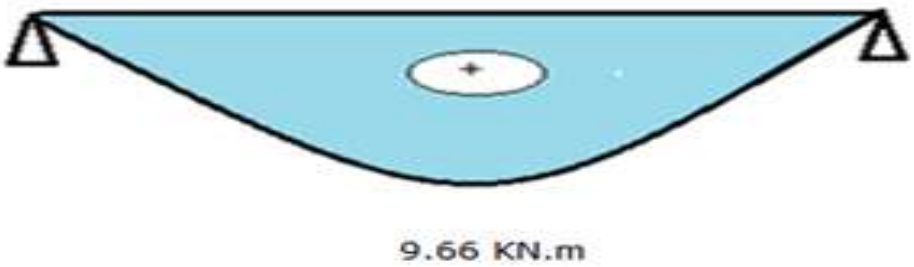


Figure VII.13 : Diagramme de moment fléchissant

Récapitulation

- ***ELU :***

T=20.85KN ***Mmax = 13.26 KN.m***

- ***ELS***

T=14.87 KN ***Mmax=9.66KN.m***

M_t= 0,85 M_{max} M_a = Max [0.6 M_{max} ; M_{Appuis}]

Tableau VII.19 : Récapitulation des résultats.

	M_t (kNm)	M_a (kNm)	T (kN)
Béton	11.27	7.97	20.85
Acier	8.21	5.79	14.87

VII.2.3. Calcul du ferraillage

Tableau VII.20 : les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 3 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=12 cm
Acier	FeE400	f_e=400MPa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau VII.21: Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	11.27	0.056	0.971	2.78	0	5HA12= 5.65
En appuis	7.97	0.038	0.981	1.95	0	4HA10= 3.14

VII.2.3.1. Condition de non fragilité

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 5.65\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1{,}50\ cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 3.14 cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1{,}50\ cm^2$ (c.v)

VII.2.3.2. Armature de répartition

Tableau VII.22 : Les armatures de répartition.

	A_r (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41$	5 HA 8 = 2.31cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79$	5HA 8 = 2.31 cm²

VII.2.3.3. Condition d'espacement

Tableau VII.23 : Vérification de l'espacement.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	St=20 cm ≤ min[3h=54cm;33cm]=33cm	St=20cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm
En appuis	St=25 cm ≤ min[3h=54cm;33cm]=33cm	St=20 cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm

VII. 2.3.4.Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \le \overline{\tau}_u = 0.15\frac{F_{c28}}{1.5} = 0.15\times\frac{25}{1.5} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{14.87.10^3}{1000.120} = 0{,}12MPa$$

$$\tau_u = 0{,}12\,\text{MPa} \le \overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa} \qquad \text{(OK)}$$

VII.2.3.5. Vérification à l'Etat Limite de Service

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$ et $\sigma_s \le \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\, f_{c28} = 0.6\times 25 = 15\,\text{MPa}$$

Tableau VII.24: Vérification à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm^2)	5.65	3.14
M_{ser} (kN.m)	8.21	5.78
Y (cm)	$30y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 3.74$	$30y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 2.92$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 7526.08$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 4713.14$
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 4.08$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 3.59$
$\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

VII .2.6.Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{260} = 0.058 \leq \frac{1}{20} \times \frac{8.21}{5.78} = 0.07 \qquad \text{(CNV)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.004 \geq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad \text{(CNV)}$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire. On doit passer au calcul des flèches.

VII 2. 6 .1. Calcul de la flèche

Les règles CBA 93 (ANNEXE D) permet de calculer la flèche.

M_{ser} = 8.21 KN.m ; A= 5.65cm^2

- **Détermination de l'axe neutre**

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8.1\,cm$$

- **Moment d'inertie de la section totale**

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 18805.96cm^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \quad ; \quad \rho = 0{,}470\ \% \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0{,}896 \text{ (Tableau).}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 135.15 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} \quad \text{(Déformation instantanée)}$$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i$ (Déformation de longue durée).

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \qquad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Module de déformation longitudinal instantanée $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$

Module de déformation longitudinale de longue durée $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}} \qquad f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}} \qquad \Delta f_t = f_v - f_i$$

$$L = 2.60\text{m} < 5\text{ m} \Rightarrow \quad F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{2600}{500} = 5.2\text{ mm}$$

Tableau VII.25 : La valeur de la flèche.

A (cm²)	**M_{ser} (KN.m)**	**ρ**	**σs (MPa)**	**μ**	**Y_G (cm)**	**I_0 (cm⁴)**
5.65	8.21	0.470%	135.15	0.987	8.1	18805.96
I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
19814.71	20320.78	0.85	2.55	1.7	5.2	Oui

VII.3 .FEEAILLAGE DES FODATIONS

VII.3. 1.INTRODUCTION

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

- **Type de fondations de structure existante *(*Semelles filantes sous voile)**

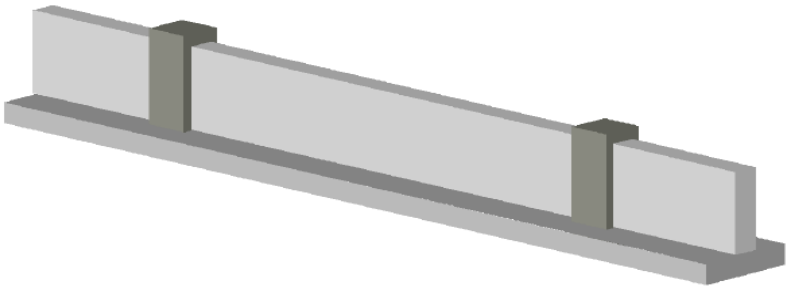


Figure VII.14 : semelle filante sous voiles

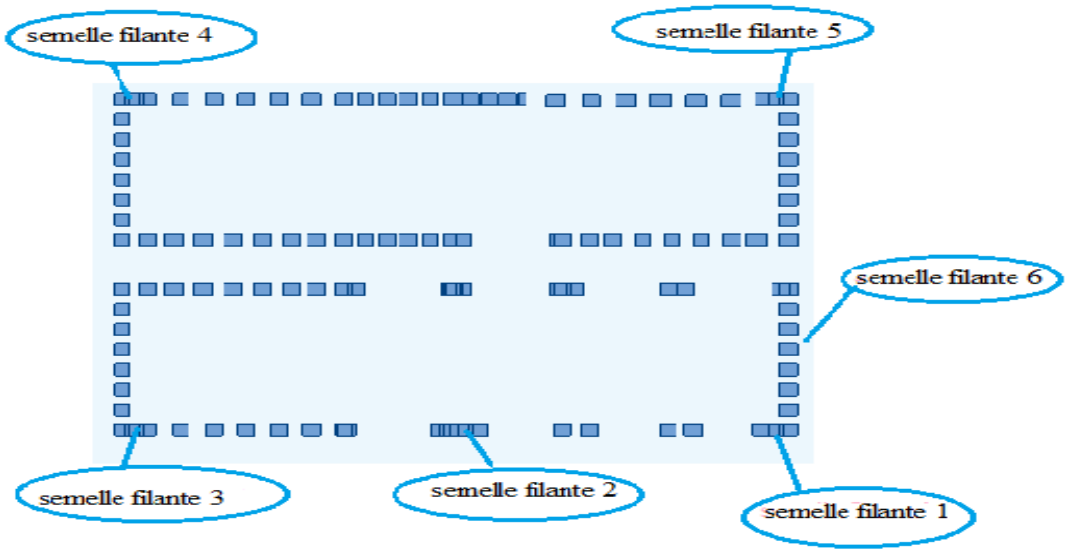


Figure IIV.15 : les semelles filante.

a) Calcul de la surface de la semelle filante SF

La surface de la semelle est donnée comme suit : $S = \frac{N}{\sigma_{SOL}}$

N : effort normal

σ_{sol} : La contrainte admissible du sol (σ_{sol}=1.5MPa)

- **La hauteur d**

La hauteur de la semelle est donnée par la relation d

$\mathbf{d} \geq \frac{B-b}{4} + 0.05$

- **La largeur B**

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Tel que :
$S=B \times L$
B : Largeur de la semelle.
L : Longueur de la file considérée.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Les Pour le calcul de semelle filante, il suffit de poser la dimension (A=1m) donc faire le calcul pour un mètre de langueur du mur et reprendre toutes les formules de dimensionnement et de ferraillage d'une semelle isolée.

résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau.VII26 : dimensionnement à l'ELU.

SEMELLE	Nu (kN)	S (m^2)	L (m)	d	B (m)	B ^{choisie}(m)
1	203.61	0.68	1	0.40	1.35	0.67
2	479.66	1.59	1	0.40	1.59	1.60
3	364.99	1.21	1	0.40	1.21	1.5
4	338.61	1.13	1	0.40	1.13	1.5
5	312.70	1.04	1	0.40	1.04	1.5
6	337.95	18.72	7.20	0.25	0.16	1

Tableau.VII.27 : dimensionnement à l'ELS.

SEMELLE	N S (kN)	S (m^2)	L (m)	d	B (m)	B ^{choisie}(m)
1	149.40	0.79	1	0.40	0.79	1
2	323.90	2.15	1	0.65	2.15	2.5
3	267.46	1.78	1	0.50	1.78	2
4	248.10	1.62	1	0.50	1.62	2
5	229.19	1.8	1	0.50	1.8	2
6	274.05	1.83	7.30	0.25	0.25	1

On adopte les résultats de l'ELS.

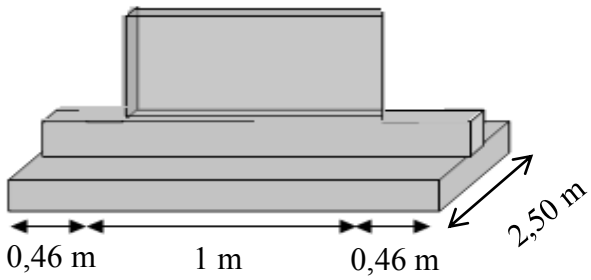


Figure IIV.16 : dimensions de semelle.

VII.3.2. Vérification des contraintes

La contrainte obtenue sera calculée par la plus défavorable des combinaisons cité ci- dessous :

- G+Q

L'excentricité de la résultante des efforts est : $e = \frac{M}{N}$

$e \leq B/6 \longrightarrow \sigma_M = \frac{N}{AB}(1+\frac{6e}{B}) \leq \bar{\sigma}_{sol}$ Diagramme des contraintes trapézoïdales

$e \geq B/6 \longrightarrow \sigma_M = \frac{2N}{3A(0.5B-e)} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ Diagramme des contraintes triangulaires

Tableau VII.28 : Vérification des contraintes.

Sem	N_{ELS} (KN)	M_y (KN.m)	B (m)	L (m)	e (m)	B/6 (m)	diagra	σ_M (KN/m²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (N/m²)	Vérification
SF1	323.90	21.15	2.50	1	0.065	0.33	Trap	149.7	150	CV
SF6	274.05	24.134	2.60	1	0.088	0.33	Trap	58.16	150	CV

VII .3.3. Ferraillages des semelles Filantes sous voile

➢ **A l'ELU**

$$N1 = N\left(1+\frac{3e}{B}\right) \qquad As = \frac{N1(B-b)}{8\,d\,\bar{\sigma}s}$$

Tableau VII.29. Ferraillages des semelles.

SEMELL	e (m)	B/6	METHODE	$N1$ (KN)	Ab (cm²)	Aa (cm²)
SF1	0.065	0.33	Bielle	517.07	6.93	4.33
SF6	0.088	0.16	Bielle	58.52	0.65	0.16

➢ **A l'ELS**

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e \ ,\ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\} = 196$$

Tableau VII.30. : Ferraillages des semelles.

e (m)	B/6	METHODE	$N1$ (KN)	Ab (cm²)	Aa (cm²)
0.065	0.33	Bielle	349.164	8.07	5.043
0.088	0.16	Bielle	41.56	0.84	0.21

On adopte les résultats de l'ELS pour semelles filant 1.

A_b= 8HA12 avec espacement s =13cm.
A_a= 5 HA12 avec espacement s = 20cm.

- **condition de non fragilité (CBA 93)**

- Condition de non fragilité (SF6)

$$Au > B\frac{f_{t28}}{f_e} = 4.95cm^2$$

- **Etat limite de service (CBA 93)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

As $> \frac{B*ft28}{\sigma s}$ **=10.10** cm^2

On pendre

Donc on adopte Ab=10.10 cm^2 et Aa=2.56 cm^2

On a

A_b= 9 HA12 avec espacement s =11 cm.
A_a= 4 HA10 avec espacement s = 25cm.

- **Exercice de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{41.5610^3}{200.250} = 0{,}83\,MPa$$

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0{,}86\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.06\,MPa \qquad \text{(OK)}$$

CHAPITRE VII :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS

RENFORCE

Conclusion générale

Cette étude technique est un pas concret vers l'accumulation d'expérience et de développement de la réflexion.

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.

Dans cette optique, on a réparé et renforcé notre structure existante après vérification des éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

De manières globales, l'application de stratégies de renforcement comme étant une proposition justifiée par ses buts et ses moyens définis selon deux aspects principaux :

- **Aspect sécuritaire :** la solution a eu comme but d'assurer un niveau de sécurité adéquat à la nouvelle sollicitation générée par l'action sismique définie selon les deux règlements adoptés par notre solution **(RPA992003, CBA)** ce qui était vérifié pour la variante.

- **Aspect économique :** qui s'impose comme un critère majeur pour la détermination de la solution envisagée et par la suite du niveau de service à atteindre.

La conception et l'étude ont répondues aux quatre principaux critères : résistance, durabilité, la fonction et l'esthétique.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Evaluation de la résistance à la compression sur site des structures et les éléments Préfabriqués en béton, centre documentation-veille règlementaire : Norme algériennes, NA 17004 2008, Edition 1.

[2] Lorry-Alan MOALIC, Réhabilitation d'ouvrages en béton armé du diagnostic au Confortement, recueil de fiches méthodologiques diagnostic, réparation, protection, élève Ingénieur de 5ème année, Version 1 JUIN 2011.

[3] STAGE CTC : support de cours, septembre –SOCOTEC, 2002,52p.

[4] Mr : MAHFOUDI BRAHIM, Système expert Pour le diagnostic des structures bâtiment, Mémoire de magistere,Ecole Nationale polytechnique , soutenu 26/12/2006,26-40P.

[5] LYALL ADDLESON : Les défauts de la construction, prévention, diagnostic et remèdes des principales pathologies de la construction .De Boeck, London, 1990,181p.

[6] M.LECHANI : Pathologie et thérapeutique du béton arme en Algérie, Mémoire post-Graduation spécialisée, 1990, INFORBA, Alger, 100p.

[7] CONTROLS : appareils et matériels d'essai pour le bâtiment et les travaux publics 5eme édition, CONTROLS ,2000.

[8] M.H. EL Haddad, P.J. Pad more, A.S. Mohamed, R.N. Swamy. Corrosion Monitoring and Protection of Steel in Concrete Structures in the state of Qatar.

[9] UNITED NATIONS DEVELOPMENT PROGRAMME : building construction Under Seismic conditions in the Balkan region, Volume5 repair and strengthening of reinforced Concrete, stone and brick-masonry buildings, Vienna, 1983,227p.

[10] CTC CENTRE : séminaire sur la pathologie de la construction en Algérie. 22/11/1995, Alger 1995.

[11] VICTOR DAVDOVCI –Rapport Préliminaire séisme de Boumerdes, 21 mai 2003.

[12] CGS : Séisme de AIN TEMOUCHENT du 29 décembre 1999, Rapport n°2, Septembre 2000, Alger.

[13] Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

[14] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93

[15] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003.

[16] AMARNI Lynda,Durabilité des éléments en béton armé en milieu agressif corrosion des armatures,Mémoire de magistere,Université Mouloud mammeri de TIZI OUZOU,

[17]Evans U.R. J.Franklin Institut 208(1929),p.45cité dans ROBIN J,Introduction aux méthodes électrochimiques,Edition MASSON et C^{ie}(1967),357p.

[18]Wagner Taraud W, Uber die Deutung Von Korrosionvargangen durch Uberlagerung Von electrochemischen Teil vorgangen und ubre die potencialbidung Am Mischel Elektrochem.44(1938),pp.391-402

[19]Auyeung Y., Balaguru P., Chung L., Bond behaviour of corroded reinforcing bars, ACI Material Journal, vol. 97, no.2, p. 214-220, 2000.

[20]Paradis F., Lapointe V., Fellah S., Jolin M., Marchand J., Avancement des travaux sur l'étude de la corrosion des armatures à l'université Laval, Septième édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton,Toulouse-France, Juin 2006.

[21]Andrade C ,Alonso C, Garcia D, Rodriguez J, Remaining lifetime of reinforced concrete structures :Efect of corrosion on the mechnical properties of the steel, dans Int ,Conf, on life prediction of corrodible structures, NACE,12/1-12 /11, 1991.

[22]Berto L., Simioni P., Saetta A., Numerical modelling of bond behaviour in RC structures affected by reinforcement corrosion, Engineering structures, vol. 30, no. 5,p1375-1385.

[23]Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J., Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcements, Construction building and materials, vol. 11, no.4, p. 239-248, 1997.

[24]Houst Y.F, Diffusion de gaz ; carbonatation et retrait de la pâte de ciment durcie, Thèse N°1108 de l'école polytechnique Fédérale de Lausanne, 1992.

[25]Maaddawy T.E., Soudki K., A model for prediction of time from corrosion initiation to corrosion cracking, Cement & concrete Composites, vol. 29, no.3, p.168-175,2007.

[26]Weyers R.E., Service life model for concrete structures in chloride Laden environments, ACI Matériel Journal, vol. 95, no.4, p.445-453,1998.

[27]Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages, centre national de recherche appliquée en génie parasismique « C.G.S », co-édition o.pu /C.G.S.

[28]Un guide technique sur les méthodes de diagnostic des structures en béton est en cours d'élaboration (partenariat : CEFRACOR – OEILVIF – AFGC – STRRES).

[29] Laghouati Hanifa, Yahiaoui Affaf, renforcement d'un bâtiment à usage scolaire, thèse de master, Médéa, Joui 2010.