

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Aboubakr Belkaïd– Tlemcen –

Faculté de Technologie , Département de Génie Civil



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER en : Génie civil

Spécialité : Construction Métallique Et Mixte

Par : Mr BENMANSOUR Abdelhafid

Sujet

CONCEPTION D'UNE SOUS STRUCTURE METALLIQUE POUR LE RENFORCEMENT D'UN VIEUX BATIMENT (INTERACTIONS : STATIQUE ET DYNAMIQUE)

Soutenu, le 29 / 11 / 2020

Devant le jury composé de :

Mr BENYELLES Z.	Université de Tlemcen	Président
Mme DJAFOUR N.	Université de Tlemcen	Examinatrice
Mr BOUMECHRA N.	Université de Tlemcen	Encadreur
Mr HAMDAROU K.	Université de Tlemcen	Co-encadreur

2019-2020

REMERCIEMENT

Louange à ALLAH, le clément et le miséricordieux de m'avoir donné force et courage pour mener à bien ce modeste travail.

Mes chaleureux remerciements vont à mes chers encadreur :

Mr N. BOUMECHRA qui ne s'est guère ménagé pour me donner le meilleur de lui-même, aussi pour sa sagesse, sa générosité et ses consignes.

Mr HAMADAOU K. pour son soutien, sa modestie et son encouragement.

Mes profonds respects et remerciements vont aux membres du jury :

Mr BENYELLES Z. pour avoir accepté de présider ce jury.

Mme DJAFOUR N. pour avoir pris la peine d'examiner ce manuscrit.

Mes vifs remerciements vont aussi à tous les professeurs qui ont contribué à ma formation.

Mes remerciements vont également à tous ceux qui m'ont apporté de l'aide et de l'encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.

BENMANSOUR Abdelhafid

إِهْدَاء

أهدي عملي إلى من فضلهما كان
أهدي إليهما كل حرفه من دمي
كما ربياني على ضعفه في صغري
أهدي عملي إلى زوجي سعاد وأنس
وإخوتي محمد فعبد القادر ولحسن
أهدي عملي إلى أختي فتية ونجاة
أهدي عملي إلى كل من عرفه
على فضل الغيث على السهج
أبي وأمي التي توارت في التربج
أدعو لهما بالرحمة في كل الحقج
وإلياس، كل قرة عيني في الكرب
ذوو العقل و العلو في الرتبج
ذوات الدين والأفلاق والأدبج
صديقا كان أو من الأهل والنسبج

بن منصور عبد الحفيظ

Résumé :

Le vieux bâti colonial, connaît une situation alarmante, par le fait de leur vétusté très avancée et du manque d'entretien. A cause de leur délaissement durant une longue durée ce qui rend la sécurité des biens et des personnes non assurée.

Notre projet traite ce type de problème par l'étude de réhabilitation d'un vieil immeuble industriel au centre de la ville de Tlemcen. Pour cela, nous avons étudié les différentes pathologies qui ont altéré ce bâtiment pour. Qu'ensuite trouver une manière de renforcer sa structure par une énucléation de celle-ci en suivant une technique d'un processus appelé « façadisme ». Il consiste à remplacer son ancienne structure intérieure par une nouvelle en charpente métallique et qui répond aux nouvelles normes et aux nouvelles exigences fonctionnelles et de résistance en conservant ses façades d'origine.

Mots clés : acier, Diagnostic, Pathologie des bâtiments, Rénovation, Réhabilitation, Façadisme.

Abstract :

The old colonial buildings are in an alarming situation due to their very advanced dilapidation and lack of maintenance. Because of their neglect for a long time, which makes the security of goods and people uninsured.

Our project addresses this type of problem by studying the rehabilitation of an old industrial building in the center of the city of Tlemcen. To do this, we had studied the various pathologies that have altered this building so that we could then find a way to streng then its structure by enucleating it and by following a technique called "façadism". Which consists of replacing its old structure with a new one in metal frame wichr esponds to new standards and new functional requirements and resistance retaining its original facades.

Keywords: steel, Diagnosis, Building pathology, refurbishment, Rehabilitation, facadism.

ملخص:

المباني الاستعمارية القديمة في وضع ينذر بالخطر بسبب خرابها المتقدم للغاية بسبب إهمالها لفترة طويلة مما يجعل أمن هذه الممتلكات والأشخاص في وضع خطر. يعالج مشروعنا هذا النوع من المشاكل من خلال دراسة إعادة تأهيل مبنى صناعي قديم في وسط مدينة تلمسان . وللقيام بذلك ، قمنا بدراسة الأمراض المختلفة التي أصابت هذا المبنى ومن بعد ذلك قمنا بإيجاد طريقة لتقوية هيكله عن طريق افراغه استئصاله من الداخل وهذا باتباع تقنية تسمى "الواجهاتية" والتي تتمثل في استبدال هيكله القديم بهيكل معدني جديد يلبي المعايير الجديدة والمتطلبات الوظيفية والمقاومية الجديدة مع الاحتفاظ بواجهاته الأصلية.

الكلمات المفتاحية: فولاذ ، تشخيص ، أمراض المباني ، إعادة تأهيل ، الواجهاتية.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	13
Chapitre I RENFORCEMENT DES OUVRAGES ANCIENS PAR OSSATURES METALLIQUES	2
I.1. INTRODUCTION	3
I.2. Définitions et Notions	4
I.2.1. Préservation	4
I.2.2. Réparation	5
I.2.3. Renforcement	6
I.2.4. Restructuration	7
I.3 techniques de renforcement	9
I.3.1 Importance du diagnostic en réhabilitation	12
I.3.2. Étayer, soulever et soutenir	14
I.3.3. S'accrocher sur des bâtis existants	15
I.3.4. Consolider temporairement ou définitivement	17
I.3.5. Renforcer des poutres et des planchers	18
I.3.6. Renforcement de poutres en acier et poutres de renfort en acier	21
I.3.7. Renforcement des Structures en béton armés	22
I.3.8. Renforcement des Structures métallique	24
I.3.9. renforcement des ouvertures	26
I.3.10. renforcement des structures en maçonnerie	27
I.3.11. Contreventement séismique	29
I.3.12. Réhabilitation des façades	31
I.4. Conclusion :	36
Chapitre II ETAT DES LIEUX	37
II.1. INTRODUCTION	38
II.2. SITUATION DE L'OUVRAGE	39
II.3. ETAT DE LIEUX	40
II.3.1. Façades	41
II.3.2. L'intérieur	43
II.3.3 : Toiture	47
II.3.4. Fondations	48
II.4. CONCLUSION	48
Chapitre III EVALUATION DES CHARGES	49

III.1. INTRODUCTION	50
III.2.PRESENTATION DE LA STRUCTURE	50
III.2.1.LES PLANCHERS	51
III.2.2.L'OSSATURE DU BATIMENT :	53
III.3.2. Le béton :	55
III.4. LES ASSEMBLAGES :	55
III.4.1. Boulonnage :	55
III.4.2. Soudage :	55
III.5. LES CHARGES	55
III.5.1. Charge permanente :	56
III.5.2.CHARGES D'EXPLOITATION	57
III.6.LES CHARGES CLIMATIQUE :	57
III.6.1. LA NEIGE	57
III.6.2. LE VENT	58
Chapitre IV DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE	72
IV.1. Introduction	73
VI.2. Classification des sections transversales selon le CCM97	73
IV.3. Coefficient partiels de sécurité	74
IV.4. Valeurs limites des flèches.....	75
IV.5. Sollicitation de calcul.....	75
IV.6. Pré dimensionnement.....	75
IV.6.1. Les poutrelles	75
IV.6.2.dimenssionement des poutres principale	81
IV.6.3.Pré dimensionnement des poteaux	84
IV.6.3.2.Condition de résistance	86
IV.7. Conclusion	87
Chapitre V ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE	89
V.1. INTRODUCTION	90
V.2. PRINCIPE DE LA METHODE MODALE SPECTRALE	91
V.3. CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99 VERSION 2003 ^[13]	91
V.4. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE	91
V.4.1. Modélisation de la structure.....	92
V.4.2. Spectre de réponse de calcul	92
V.4.3. Analyse modale spectrale	94

V.5. VERIFICATION DE LA STRUCTURE	96
V.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure	96
V.5.2. Vérification de la force sismique à la base	97
Chapitre VI TECHNIQUE DU FAÇADISME	99
VI.1. INTRODUCTION	100
VI.2. Phase 1 : l'étaielement des murs de la façade	101
VI.3. Phase 2 : Démolition de l'intérieur de l'immeuble.....	103
VI.3. Phase 3 : construction de la nouvelle structure	104
VI.3.1. Interventions sur les murs	104
VI.3.2.les planchers	111
VI.4. CONCLUSION.....	112
CONCLUSION GENERALE	113
Références bibliographiques	116
ANNEXES.....	119

LISTES DES FIGURES

Figure I.1 Toit provisoire protégeant le site pendant les travaux de restauration (Athènes, Grèce)	4
Figure I.2 : restauration de Big Ben	5
Figure I.3 : chemisage d'un poteau	6
Figure I.4 : Contreventement dissipatif dans les cadres de façade en béton armé une fois les travaux terminés.	7
Figure I.5.a : Restructuration de l'église santa maria(vue extérieur)	8
Figure I.5.b : Restructuration de l'église santa maria (vue intérieure).....	8
Figure I.6 Vérins hydrauliques à pompe distante ou intégré.....	14
Figure I.7 quelques type d'étais et de calles	15
Figure I.8 : ancrages par boulon	16
Figure I.9 différent types de chevilles	17
Figure I.10 renforcer une poutre en BA	18
Figure I.11 : renforcer une poutre en BA	18
Figure I.12 : renforcer une poutre en BA	19
Figure I.13 Techniques de renforcement des planchers en bois.....	20
Figure I.14 Techniques de renforcement des planchers en acier ancien	22
Figure I.15 consolidation des poteaux en béton arme	23
Figure I.16 : cerclage de poteau en BA avec des profilés laminés à froid	23
Figure I.17 renforcements des nœuds poteaux poutres	24
Figure I.18 : Renforcement de sections par soudage ou boulonnage d'éléments en acier..	25
Figure I.19 : Transformation d'un assemblage poteau-poutre, de semi-rigide à rigide	26
Figure I.20 : Transformation d'un assemblage poteau-poutre, de articulé à rigide	26
Figure I.21 : Détails d'une structure en acier autour d'une nouvelle fenêtre	27
Figure I.22 : consolidation de poteaux en maçonnerie.....	28
Figure I.23 : exemple de renforcement avec des cerclages	29
Figure I.24 : Différents systèmes de contreventements en acier pour les structures en BA30	
Figure I.25 : Détail de liaison des systèmes de contreventement.....	30
Figure I.26 : Liaison directe	32
Figure I.27 liaisons indirectes.....	33
Figure I.28 : Liaisons indirectes	33
Figure I.29 : Chevalet de maintien d'une façade néogothique à Cologne	34

Figure I.30 : étaieement interne d'une façade historique des usines Renault a Boulogne Billancourt – France	35
Figure II.1 –Vue en plan de la minoterie (Google Maps)	39
Figure II.2 Agrandissement du site en 3D (Google maps).....	40
Figure II.3 : situation du Bâtiment	40
Figure II.4.a : les deux façades de l'immeuble.....	41
Figure II.4.b : façade principale	41
Figure II.5 : Dégradation de l'enduit de la façade.....	42
Figure II.6: Gravure sur la porte d'entrée.....	43
Figure II.7 : Poteaux du RDC en maçonnerie de briques ou en fer.	43
FigureII.8 : Dalle du RDC	44
Figure II.9 : Etat de lieu du rez-de-chaussée	44
FigureII.10 : Etat des lieux à l'étage.	45
Figure II.11 : poteau reposant sur pierre de taille.....	45
Figure II.12.a : Type du profilé de la poutre	46
Figure II.12.b : Type du profilé de la poutre	46
Figure II.13 : Etat de lieu des étages	47
FigureII.14 : Couverture de la toiture du dernier étage.....	47
Figure III.1 : les différents niveaux du bâtiment	50
Figure III.2 : plancher mixte avec une dalle collaborant.....	51
Figure III.3 : Construction d'un plancher courant.....	52
Figure III.4 : Construction d'un plancher terrasse.....	52
Figure III.5.a : vue en plan de la structure.....	53
Figure III.5.b : vue de la structure en 3D	54
Figure III.6 : pression dynamique de pointe exercée sur la structure.....	62
Figure III.7 : sens du vent sur la structure	63
Figure III.8 : légende pour paroi verticale.....	64
Figure III.9 : légende pour les toitures plates.....	65
Figure III.10 : légende pour paroi verticale.....	68
Figure III.11 : légende pour les toitures plates	69
Figure IV.1 :Lois types de comportement moments-rotation correspond à chaque classe.	74
Figure IV.2 : la poutre la plus sollicitée	81
Figure IV.3 : poteau le plus sollicité au RDC	84
Figure IV.4 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.	85

Figure IV.5 : Structure finale.....	88
Figure V.1 : carte du zonage sismique du territoire nationale.....	91
Figure V.2 : Valeurs du spectre de réponse.....	95
Figure VI.1 : emplacement de la clôture du chantier et de la grue.....	101
Figure VI.2 :Washington, aux États-Unis. L'hôpital Saint-Elizabeth.....	102
Figure VI.3 : matériels légers utiliser pour la démolition	103
Figure VI.4 : Remplacement des parties endommagées d'un mur.....	104
Figure VI.5 : Réfection d'une fissure	105
Figure VI.6 : colmatage des fissures par injection	106
Figure VI.7 : Technique de rejointoiement	106
Figure VI.8 : gunitage.....	107
Figure VI.9 : renforcement du mur par des armatures	108
Figure VI.10 : Tirants	108
Figure VI.11 : Boulons d'ancrages pour clouage.....	109
Figure VI.12 : exemples d'application de sikacarbodure.....	110
Figure VI.13 : renforcement d'un mur avec des lamelles de carbone.....	110
Figure VI.14: accrochage d'une dalle mixte dans un mur existant-coupe-.....	111
Figure VI.15: accrochage d'une dalle mixte dans un mur existant-vue en plan-.....	111
Figure VI.16: exemple des cas d'accrochage sur un mur existants.....	112

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : récapitulation de l'utilisation de l'acier dans la réhabilitation	10
Tableau I.2 : nature des produits en acier utilisé en fonction des travaux à effectuer	11
Tableau III.1 : Valeurs de la pression dynamique de référence.	59
Tableau III.2 : Définition des catégories de terrain.	60
Tableau III.3 : coefficient de rugosité	61
Tableau III.4 : Coefficient d'exposition au vent	62
Tableau III.5 : pression dynamique de pointe	62
Tableau III.6 : valeurs du coefficient Cpe pour une paroi verticale.	64
Tableau III.7 : valeurs du coefficient Cpi pour une paroi verticale	65
Tableau III.8 : valeurs du coefficient Cpe pour une toiture plate avec acrotère	65
Tableau III.9 : valeurs du coefficient Cpi pour une toiture plate avec acrotère	66
Tableau III.10 : valeurs de la pression aérodynamique W au RDC	66
Tableau III.11 : valeurs de la pression aérodynamique W au 1 ^{er} étage.	66
Tableau III.12 : valeurs de la pression aérodynamique W au 2eme étage	67
Tableau III.13 : valeurs de la pression aérodynamique W au 3eme étage	67
Tableau III.14 : valeurs de la pression aérodynamique W au toiture	67
Tableau III.15 : valeurs du coefficient Cpe pour une paroi verticale.	68
Tableau III.16 : valeurs du coefficient Cpi pour une paroi verticale	69
Tableau III.17 : valeurs du coefficient Cpe pour une toiture plate avec acrotère	69
Tableau III.18 : valeurs du coefficient Cpi pour une toiture plate avec acrotère	70
Tableau III.19 : valeurs de la pression aérodynamique W au RDC	70
Tableau III.20 : valeurs de la pression aérodynamique W au 1 ^{er} étage.	70
Tableau III.21 : valeurs de la pression aérodynamique W au 2eme étage	71
Tableau III.22 : valeurs de la pression aérodynamique W au 3eme étage	71
Tableau III.23 : valeurs de la pression aérodynamique W au toiture	71
Tableau IV.1 : Valeurs limites des flèches.	75
Tableau IV.2 : Caractéristiques du profilé IPE200	76
Tableau IV.3 : Caractéristiques du profilé IPE400	82
Tableau V.1 : Valeurs de Pq en fonction du critère de qualité ^[13]	94

LES ABREVIATIONS

Les charges :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

Sn : Surcharge climatique de la neige.

Wn : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profiles en I ou H :

b : la longueur de la semelle

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t_f : Epaisseur d'une semelle de profile.

t_w : Epaisseur de l'âme de profile.

L : longueur de l'élément.

N_{br} : Nombre des éléments

Majuscules latines :

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C : Cohésion.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

M : Moment de flexion.

M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{Ply} : Moment plastique suivant l'axe des y.

$M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement .

$N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

N_{Sd} : Effort normal sollicitant.

$N_{t,sd}$: Effort normale de traction.

N_{csd} : Effort normal de compression.

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

R : Coefficient de comportement de la structure.

σ : Contrainte normale.

F_0 : Effort de calcul normal à la section.

L_0 : Largeur effective du côté normal à l'effort.

τ : Contrainte tangente.

T : Épaisseur

V_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort tranchant

$V_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

N_{Ed} : Valeur de calcul de l'effort de traction

$N_{t,Rd}$: Valeurs de calcul de résistances à la traction

$F_{T,Ed}$: Valeur de conception de la force de tension

$F_{T,Rd}$: Tension de résistance de conception d'une semelle du tronçon en T

$M_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance à la flexion

M_{Ed} : Valeur de calcul du moment fléchissant.

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{pl,rd}$: valeur de calcul de résistance plastique au cisaillement.

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

V_m : Vitesse moyenne du vent

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.

f_{max} : La flèche maximal.

f_{adm} : La flèche admissible.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

L_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

$n_{l,x}$: Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent.

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

ϕ_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement

Indice :

crit : Critique.

adm : admissible

eff : efficace.

fr: Frottement.

m : Moyenne.

réf: Référence.

max : Maximum.

min : Minimum.

corresp : Correspondante.

e : Externe.

i : Interne.

x : Sens x.

y : Sens y.

INTRODUCTION

GENERALE

Le patrimoine de la wilaya de Tlemcen, particulièrement les vieux bâtis, connaît une situation inquiétante et alarmante, par le fait de sa vétusté très avancée.

C'est le cas d'une ancienne minoterie sise au boulevard AKID LOTFI (ex boulevard national lors du colonialisme français) au centre de la ville de Tlemcen.

Cet ouvrage est sous la disponibilité d'ALGERIE TELECOM qui a pour projet de le transformer en direction opérationnelle de télécommunication de cet établissement (DOT).

Cet édifice était construit en 1901. Il est composé de deux parties, une partie qui donne vers la façade, conçu avec une ossature métallique et des murs porteurs en pierre à sa périphérie et une deuxième partie, en aval, construite en béton armé et qui ressemble à une extension de la première partie.

Le but de notre étude est de consolider la structure de cet immeuble par une sous structure métallique en gardant l'aspect architectural des façades afin de ne pas déranger l'harmonie esthétique du boulevard et en se basant sur une méthodologie qui nous permettra d'établir un diagnostic sur l'état des lieux et par suite de donner une variante de réaménagement sans autant négliger les différentes interactions statique et dynamique sur le bâti.

A cette fin un premier chapitre sera élaboré sur l'étude de différentes méthodes et techniques de réhabilitation des anciens ouvrages par renforcement de sa structure avec une ossature métallique. Il est suivi d'un deuxième chapitre concernant l'état de lieux du bâtiment à étudier pour but d'évaluer les différentes pathologies qui ont pu l'altérer et par suite suggérer la méthode de la réhabilitation adéquate au cas de ce bâtiment. Le troisième chapitre sera consacré à l'évaluation des charges, statique et climatique, pour nous permettre d'entamer un quatrième chapitre concernant le dimensionnement de la sous structure destinée au renforcement du bâti. Ensuite un cinquième chapitre sera destiné au calcul sismique pour enfin finir avec un sixième chapitre concernant la technique de façadisme destiné aux différents processus de réalisation de ce confortement.

Chapitre I

**RENFORCEMENT DES OUVRAGES
ANCIENS PAR OSSATURES
METALLIQUES**

I .1. INTRODUCTION :^[1]

L'évolution du secteur de l'habitat en Algérie reste incontestablement marquée par l'histoire du pays. Une grande partie de ce parc immobilier est édifée durant la période coloniale, sur un modèle européen. En effet c'est suite à la colonisation française qu'un paysage urbain inédit commence à se dessiner avec l'apparition d'éléments typologiques nouveaux (façades sur rue richement décorées, balcons, etc.) tout en conservant quelques techniques anciennes et des procédés ornementaux du répertoire traditionnel du pays. Oscillant entre continuité d'un héritage ancien et rupture de tradition avec la modernité, la production constructive en Algérie de l'époque coloniale témoigne d'un grand renouvellement artistique et de la présence d'influences croisées.

L'Algérie a hérité d'un patrimoine architectural et urbain (habitat) qui date de la période coloniale 19^{ème} et 20^{ème} siècle, cette tranche de patrimoine riche et diversifiée localisée beaucoup plus dans la plupart des centres urbains occupe une place importante dans le parc national d'immobilier et se trouve actuellement dans un état de dégradation très avancé. Vue cet état vétuste dans lequel se trouve ce cadre bâti, des interventions urgentes telles que des opérations de réhabilitation sont nécessaires afin d'améliorer en premier lieu les conditions de vie des occupants et en fin assurer sa pérennité dans le temps pour le transmettre aux générations futures. Nous estimons que la réussite d'une opération de réhabilitation ne peut se concrétiser que lorsque les occupants des espaces sont associés et consultés.

I.2. Définitions et Notions :^[2]

Les vieux bâtiments font souvent l'objet de réhabilitation pour conserver leur fonctionnalité, dans ce sens plusieurs techniques et plusieurs matériaux de constructions ont été développés au fil du temps pour permettre de consolider ses vieux bâtis.

Quatre techniques ont été élaborées pour la consolidation des vieux bâtiments, on cite :

*préservation

*réparation

*renforcement

*restructuration

I.2.1. Préservation :

C'est le plus bas niveau de consolidation il consiste à prendre des mesures préventives et sécuritaires pour le public ou pour le site à protéger. Ce système est temporaire il nécessite une rapidité de mise en œuvre (montage et démontage), il peut être constitué d'éléments lourds en acier boulonnés ou soudés (figure I.1) ou être sous forme d'échafaudage (figure I.2).



Figure I.1 Toit provisoire protégeant le site pendant les travaux de restauration (Athènes, Grèce)



Figure I.2 : restauration de Big Ben

I.2.2.Réparation :

C'est le deuxième niveau de consolidations, la consolidation se fait de manière permanente. Les réparations des éléments lésés sont finales. Ce qui veut dire que les éléments ajoutés pour reconforter la structure existante ne seront pas enlevés, et ce sans qu'il y ait un renforcement supplémentaire.

L'exemple typique d'un simple poteau en cours de réparation (Figure I.3): après avoir subi une déformation de ses armatures originales et l'éclatement de son béton, il s'est littéralement écrasé sur lui-même. Des nouvelles armatures sont placées, avant sablage et projection du micro-béton.



Figure I.3 : chemisage d'un poteau

I.2.3.Renforcement :

Le renforcement c'est le troisième type de consolidation, c'est un niveau plus élevé que la réparation, il consiste à améliorer les performances de la structure à consolider en agissant sur une partie ou la totalité de cette structure et sans affecter son schéma statique. De cette façon des éléments peuvent être rajouté aux éléments existants pour améliorer leur comportement statique et dynamique ou bien corriger des défauts d'exécution ou des erreurs de dimensionnement. (Figure I.4)



Figure I.4 : Contreventement dissipatif dans les cadres de façade en béton armé une fois les travaux terminés.

Italie, Pescara, école municipale de Largo Madonna.

I.2.4.Restructuration :

C'est le plus haut niveau de consolidation, elle est caractérisée par un changement grandiose dans sa structure (figure I.5a et I.5.b) ; on distingue quatre types de restructuration :

I.2.4.1.l'énucléation :

C'est le remplacement total ou partiel de la partie intérieure du bâtiment par une nouvelle structure. On l'effectue lorsque des raisons architecturales et/ou urbanistiques exigent la conservation complète des façades du bâtiment tandis que la configuration intérieure est modifiée pour des raisons fonctionnelles.



Figure I.5.a : Restructuration de l'église santa maria(vue extérieur)



Figure I.5.b : Restructuration de l'église santa maria (vue intérieure)

The Church of S. Maria di Paganica à L'Aquila après le séisme du 2009

I.2.4.2.l'insertion :

C'est l'introduction de nouvelles structures ou de nouveaux éléments structurels dans les dimensions volumétriques existantes. Des planchers intermédiaires ou mezzanines supplémentaires sont créés pour augmenter la surface utile dans les limites d'un volume donné.

I.2.4.3.l'addition :

Provient de nouvelles exigences fonctionnelles, et correspond à l'augmentation à l'horizontale ou à la verticale du volume original du bâtiment.

I.2.4.4.l'allègement :

Par opposition à l'addition verticale, est la suppression d'un ou de plusieurs niveaux supérieurs par nécessité de réduire les charges pesant sur la structure.

On peut y parvenir par le biais de mesures telles que le remplacement des planchers et/ou d'autres éléments structurels par des matériaux neufs plus légers. Le remplacement de planchers lourds en bois par des poutrelles en acier I est très fréquent, tout comme le remplacement des toits anciens par des charpentes métalliques.

I.3 techniques de renforcement :^[3]

Quelle que soit l'époque, quel que soit le matériau et quelle que soit la technique de construction, l'idée de la réparation, du renforcement, est sous-jacente au geste de construire.

Aucune construction appelée à durer ne peut a priori ignorer la réalité de sa réhabilitation. L'histoire de la construction est émaillée d'exemples de renforcements et de réparations. Des monuments historique aux plates-formes offshore en passant par les ponts et les halles industrielles, les exemples qui montrent que l'acte de bâtir doit logiquement prévoir celui de réparer ou de reconverter. Toutes les techniques et tous les matériaux ne sont pas égaux devant cette nécessité de prolonger ou d'inventer une autre vie à un ouvrage. Certaines constructions, mais surtout certains matériaux comme l'acier, se prêtent mieux à cet exercice.

Les causes les plus fréquentes qui conduisent à un renforcement structurel ou à une réhabilitation avec l'acier, peuvent être résumées comme suit (tableau I.1) :










	Type d'intervention à entreprendre	Localisation de l'action de réhabilitation
1.	Ajout ou consolidation de fondations, mise hors d'eau provisoire ou permanente.	 Fondations ou sois situés sous, ou au voisinage d'une construction existante devant être renforcée ou temporairement protégée contre l'afflux de l'eau pour une réparation (fondations immergées).
2.	Renforcements locaux d'éléments à caractères structuraux.	 Poutres, poteaux, et planchers existants en bois, en acier, en béton armé ou précontraint ; murs en maçonnerie ou en béton armé.
3.	Surélévation de constructions, ajout d'étages supplémentaires	 Constructions au-dessus d'un bâtiment existant dans le but d'accroître sa surface utile.
4.	Extension par juxtaposition de bâtiments complémentaires.	 Constructions nouvelles juxtaposées à un existant pour accroître la surface utile du bâtiment.
5.	Conservation des façades avec reconstruction de l'intérieur.	 Murs externes classés de constructions existantes avec intervention pour consolider la façade et pour reconstruire l'intérieur du bâtiment.
6.	Renforcement aux tassements et aux actions sismiques des structures.	 Structures à renforcer en zones sismiques ou terrains d'affaissement pour prendre en compte des situations nouvelles exceptionnelles.
7.	Réparation de la corrosion, mise aux normes du bâti à l'incendie.	 Éléments structuraux corrodés et/ou nouvellement exposés ou soumis au feu à la suite d'une nouvelle exploitation ou d'un nouveau scénario d'incendie.
8.	Rénovation des enveloppes des façades et des toitures.	 Les façades et les toitures des bâtiments existants où la rénovation de l'enveloppe est nécessaire pour restaurer les fonctions initiales de la peau et en améliorer les performances.
9.	Construction de verrières et d'écrans sur des bâtis existants.	 Espaces résiduels situés au-dessus de cours internes de bâtiments ou générés par un agrandissement des combles...

Tableau I.1 : récapitulation de l'utilisation de l'acier dans la réhabilitation [3]

	Points principaux à étudier Niveau de difficulté de 1 à 10* * 1 le plus bas, 10 le plus haut	Nature des produits en acier utilisés
1 à 10	Faire une analyse soignée de la nature du sol support de l'environnement de la fondation et des évènements postérieurs à sa construction avant d'entreprendre une consolidation.	Pieux HP, palplanches, tubes pétroliers, profils de sections IPE, HE, PRS, ● ou ■ pleins.
1 à 5	Renforcer des éléments structuraux pour réduire les contraintes et les déformations sous de nouveaux paramètres de chargement.	Toutes sections laminées, PRS, tubes à froid et à chaud plaques d'acier doux ou inoxydable...
1 à 10	Transférer les nouvelles charges via l'existant ou via des poteaux nouveaux en acier.	Ces ajouts sont des bâtiments neufs greffés à des bâtis existants où toutes les solutions acier légères et flexibles sont utilisées.
1 à 2	Assurer la liaison et l'étanchéité entre la partie nouvelle et l'existant du bâtiment.	
1 à 5	Assurer la stabilité de la façade existante durant la construction et fournir des solutions pour les planchers et les structures internes.	Échafaudages, structures de soutien en profilés, poutres, poteaux et planchers pour la structure neuve.
1 à 10	Adapter les structures aux séismes ou aux affaiblissements de sol en ajoutant des éléments de renforts de résistance et/ou de stabilité.	Sections laminées ou PRS, poteaux, poutres et/ou planchers mixtes liés à la structure initiale.
1 à 6	Évaluer le degré de corrosion pour traiter les éléments structuraux. Établir les nouvelles exigences de résistance à l'incendie.	Systèmes anticorrosion de protection, produits projetés, peintures intumescents (incendie). Sections pleines de renforcement en acier.
1 à 6	Étudier une nouvelle enveloppe esthétique, compatible avec l'existant, avec les fonctions d'isolation acoustique et thermique requises.	Produits en aciers minces revêtus ou en acier inoxydable, isolation.
1 à 7	Étudier la reprise des descentes de charges sur l'existant, le raccord d'étanchéité et l'écoulement des eaux de la verrière.	Sections d'acier laminé ou PRS en acier ou acier inoxydable, tôle pliée.

Tableau I.2 : nature des produits en acier utilisé en fonction des travaux à effectuer

Des défauts de structure non visibles doivent être réparés (ferrailage mal placé ou insuffisant, mauvais choix de l'essence du bois, nuance d'acier inadaptée, dimensions des sections insuffisantes...).

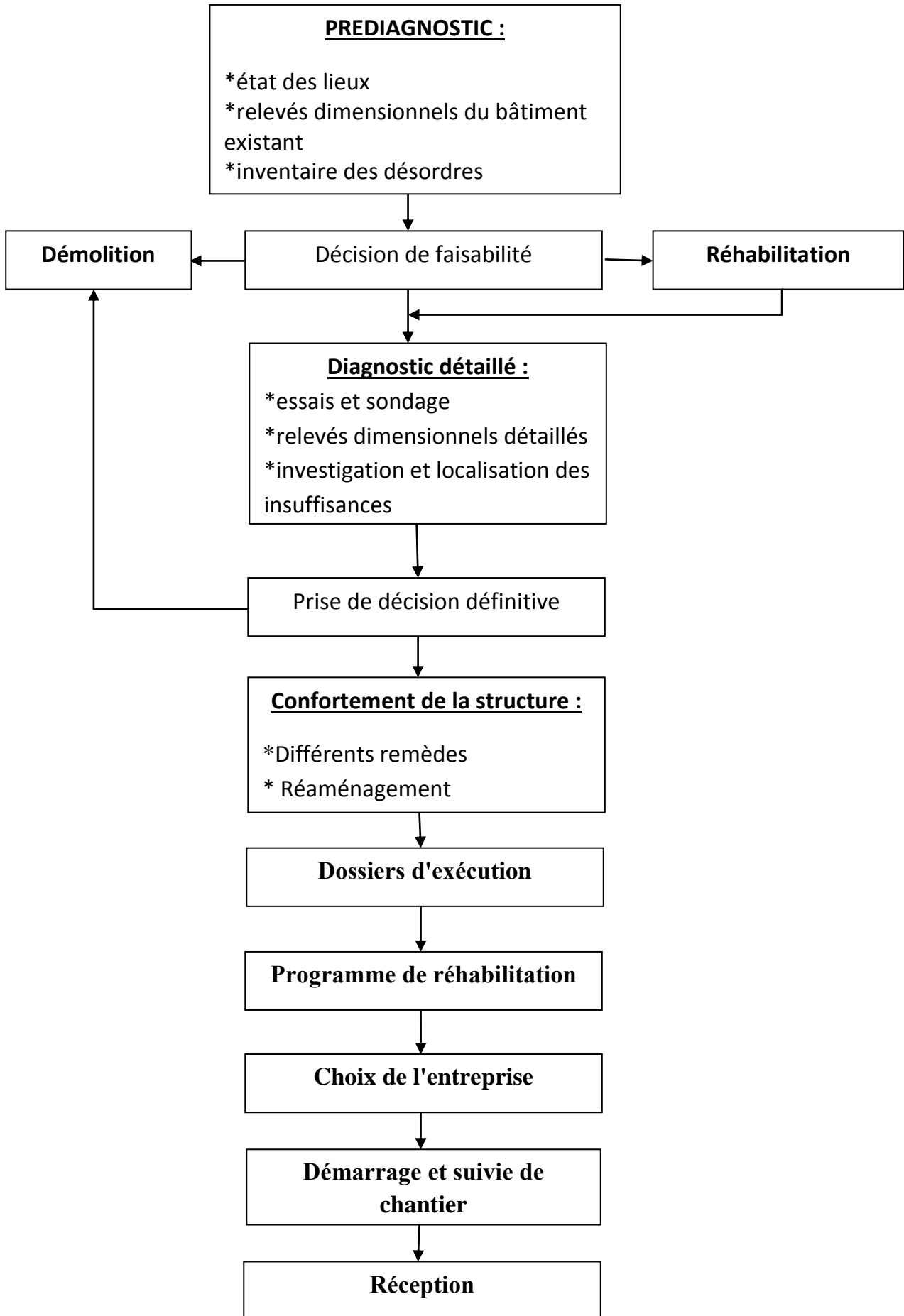
- de nouvelles sollicitations sont appliquées (vibrations, actions sismiques ou tassements...), le modèle de calcul initial est erroné, les matériaux de structure ont vieilli...
- des poteaux, piliers, murs porteurs ayant été supprimés, la portée des poutres est augmentée ou des trémies ont été ouvertes pour y placer des escaliers ou des ascenseurs... .
- les surcharges dues à la reconversion sont plus importantes.
- Transformation de logements en bureaux, de bureaux en archives.
- Augmentation de l'activité.
- les sections se trouvent réduites à cause de la corrosion et/ou de l'usure, des dégâts ont été créés par des charges d'impacts, des séismes, une explosion, des tassements différentiels ou un incendie qui ont affaibli les structures d'origine... ;

– une réduction des déformations aux états limites de service (ELS statiques ou dynamiques) est nécessaire pour réduire la flèche active ou l'amplitude des contraintes (fatigue)...

I.3.1 Importance du diagnostic en réhabilitation :[3]

Le champ des actions dans lequel se place l'ingénieur ou l'architecte qui entreprend une réhabilitation est très large. Réparations, confortements, restructurations, adjonctions ou greffes, surélévations, remises aux normes... sont autant d'interventions qui entrent dans la sphère de cette pratique. Un diagnostic préliminaire est nécessaire, il donne l'état réel de la construction avant d'entreprendre des travaux. Le diagnostic est un outil d'aide à la décision qui permet au client d'apprécier les faisabilités techniques et économiques d'une opération et, le cas échéant, d'envisager une autre alternative. Le cout du diagnostic est variable suivant l'importance du projet, mais il évite des déconvenues et doit faire l'objet d'un temps d'étude réel et suffisant.

L'état des lieux, c'est-à-dire la vérification de l'existant, est plus ou moins compliqué suivant l'importance des structures existantes à analyser et la nature du ou des matériaux constitutifs.



Procédure d'élaboration d'une étude de réhabilitation^[1]

I.3.2. Étayer, soulever et soutenir : [3]

Les actions de réhabilitation nécessitent des composants et des outils adaptés. Les conditions d'accès restreintes des bâtiments anciens et leur état de conservation dégradé, forcent souvent les professionnels à imaginer des solutions originales où les moyens de levage et d'intervention lourds utilisés pour les chantiers neufs sont ici impossibles ou du moins à éviter.

Les vérins hydrauliques (figure I.6) sont utiles pour mettre en place des éléments de soutien. Leur encombrement dépend de la charge à développer mais aussi de leur hauteur qui détermine l'amplitude du piston. Les vérins plats sont efficaces pour les espaces réduits ou dans le cas d'un placement définitif. Leur amplitude de 25 à 35 mm en fait des outils puissants que l'on peut loger dans des espaces de quelques centimètres pour développer des charges allant de 50 à 5 000 kN pour des diamètres de 100 à 600 mm.



Figure I.6 Vérins hydrauliques à pompe distante ou intégré

Les étais, les cales de support et les poutres de pontage doivent être choisis et mis en place avec soin.

Le choix de ces équipements est fait en fonction des charges à reprendre (figure I.7). Il faut également tenir compte du déroulement des travaux et notamment de l'accessibilité des parties à étayer ou à soulever avec les outillages qui sont prévus. Une improvisation de ces outils, au cas par cas, durant le chantier, peut engendrer des désordres graves durant l'exécution.



Figure I.7 quelques type d'étais et de calles ^[3]

Il est donc conseillé d'étudier les scénarios possibles des opérations et de prévoir un minimum d'équipements immédiatement disponibles sur site (étais, cales, poutres de pontage, vérins utilisés au fil du déroulement et des besoins (figures 7b et 7c).

La capacité nécessaire de tous ces outils est donnée par une note de calcul. Cette analyse prend en compte les différentes étapes de la méthodologie d'intervention (report de charges, ordre de chargement, etc.).

I.3.3. S'accrocher sur des bâtis existants : ^[4]

L'intensité des charges transmises dans les liaisons entre constructions anciennes et constructions neuves requiert souvent des performances élevées et des solutions techniques fiables.

Les pattes de scellement ou les boulons à queue de carpe constituent des solutions d'attachement possibles dans le cas de liaisons travaillant uniquement au cisaillement. L'usage de ces dispositifs est délicat pour les pièces sollicitées à l'arrachement lorsqu'elles participent au dispositif de stabilité d'une construction. Il faut alors adapter les systèmes classiques tels que les ancrages à crosses ou à têtes marteau (figure I.8).



ANCRAGE A CROSSE



ANCRAGE A TETE DE MARTEAU

Figure I.8 : ancrages par boulon

L'utilisation de chevilles mécaniques et chimiques est devenue très courante. La figure I.9 montre les trois types génériques de chevilles pour charges lourdes et leur niveau indicatif de performances. Les principaux fabricants de ces chevilles sont Fisher, Hilti, Sika et Spit. Les charges admissibles sont établies par essais et un guide de mise en œuvre donne la méthodologie à suivre.

Type de chevilles	Représentation	Résistance en traction	Résistance au cisaillement
Chevilles métalliques à verrouillage de forme		800 daN	1 500 daN
Cheville métalliques à expansion		3 400 daN	6 700 daN
Chevilles chimiques		5 500 daN	3 600 daN



Figure I.9 différents types de chevilles

I.3.4. Consolider temporairement ou définitivement

La première phase d’une réhabilitation comporte très souvent un volet de soutènement, de consolidation, et/ou de mise hors d’eau des structures de fondation pour les réparer et/ou les consolider. Ces techniques facilitent largement la stabilisation définitive d’ouvrages anciens dont les structures enterrées ont été fragilisées, soit par des conditions de construction défailtantes, soit par une altération de celles-ci provoquée par des tassements différentiels, des variations de la nappe phréatique ou des interventions antérieures mal maîtrisées.

L’intérêt de ces solutions réside aussi dans le fait qu’elles sont souvent le seul moyen de mener à bien des opérations de réparation et de confortement qui sont impossibles avec d’autres techniques traditionnelles.

Souvent, les composants en acier comme les palplanches, les micro pieux, les pieux pré fondés ou les tirants injectés, sont des éléments structuraux essentiels des travaux préliminaires de réhabilitation. Ces travaux sont généralement indispensables à la pérennité des ouvrages que l'on veut modifier ou restaurer.

Par exemple, la rapidité de mise en place des palplanches pour créer des rideaux étanches ou les possibilités d'accès et de mise en œuvre dans des conditions difficiles pour les micropieux.

I.3.5. Renforcer des poutres et des planchers : ^[5]

I.3.5.a. Poutres et planchers en béton armé :

Le renforcement des structures en béton armé est nécessaire lorsqu'il faut réparer des erreurs de conception ou d'exécution (calculs, enrobage, qualité du béton...), mais aussi dans les cas de dégradation des armatures (corrosion, incendie) ou d'augmentation des charges à équilibrer. Le percement de trémies avec interruption d'éléments porteurs nécessite également la mise en place de renforts. L'acier est très efficace dans la consolidation des planchers en béton armé car il offre une grande facilité de mise en œuvre.

Les techniques présentées ici résument quelques interventions possibles. Le moilage permet le renfort et éventuellement l'accrochage de la poutre interrompue dans le cas de trémies. Le renforcement par engraissement avec encaissement de profilés compacts est une autre solution (figures I.10 , figure I.11 et figure I.12).

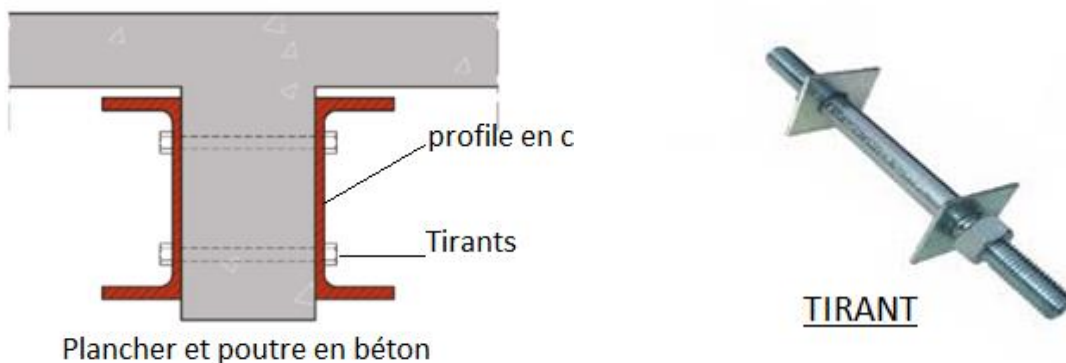


Figure I.10 renforcer une poutre en BA

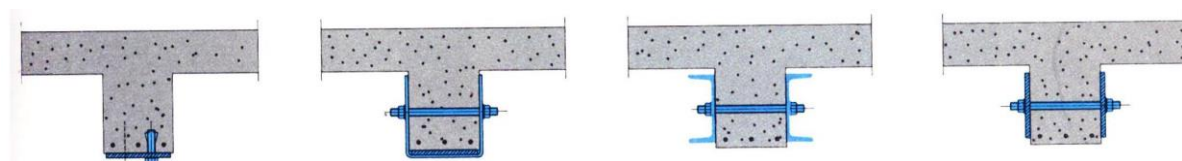


Figure I.11 : renforcer une poutre en BA

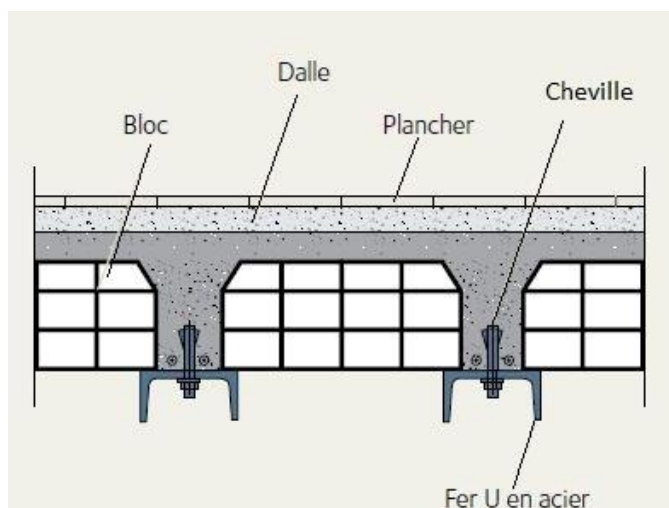


Figure I.12 : renforcer une poutre en BA

I.3.5.b. Renforcement de planchers en bois :^[5]

Les bâtiments en maçonnerie sont généralement intégrés par des structures de plancher en bois. C'est très souvent nécessaire pour renforcer les pièces en bois (poutres et terrasse) car elles sont généralement en mauvais état de conservation.

De nombreux systèmes ont été proposés pour améliorer la capacité de flexion des poutres (Figure I.13.). Deux principales voies peuvent être suivies, selon qu'il est pratique d'introduire par le bas ou du haut des poutres les éléments en acier supplémentaires.

Dans le premier cas, les armatures en acier peuvent être ajoutées sous différentes formes, à partir de la simple plaque en bas (Figure I.13A) aux profilés double T laminés à chaud (Figure I.13D) ou aux profilés plus avancés, l'utilisation de profilés formés à froid, qui peuvent être conçus au cas par cas selon la caractéristique du structure à consolider (Figure I.13B et E). Lorsque la forme originale de la poutre doit être conservée car elle présente un intérêt particulier du point de vue historique, il faut suivre la seconde voie, à savoir en opérant sur le haut de la poutre (Figure I.13C).

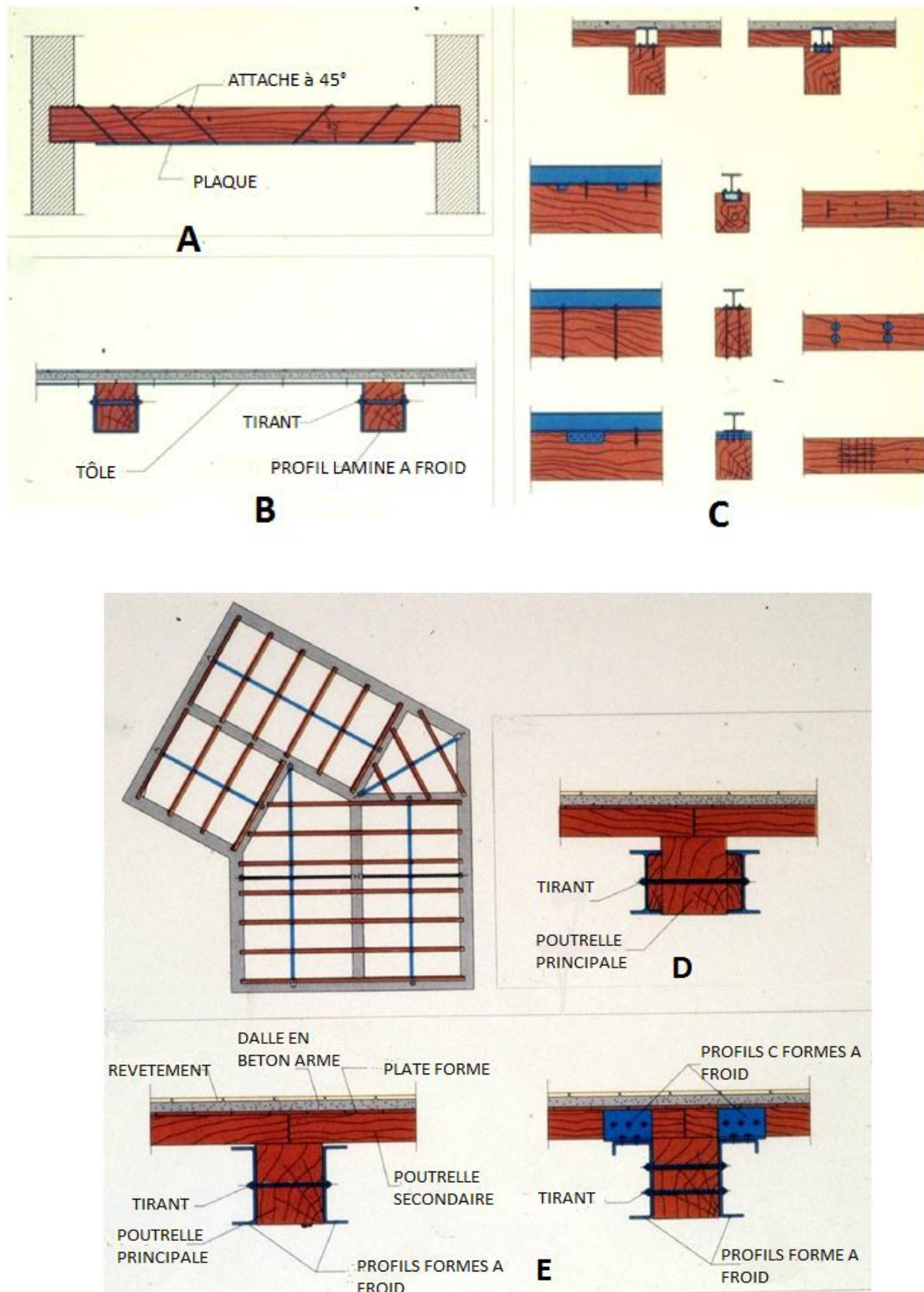


Figure I.13 Techniques de renforcement des planchers en bois

Le résultat final correspond à un système composite bois-acier, qui augmente considérablement résistance et rigidité de la structure d'origine. Dans tous les cas, une telle

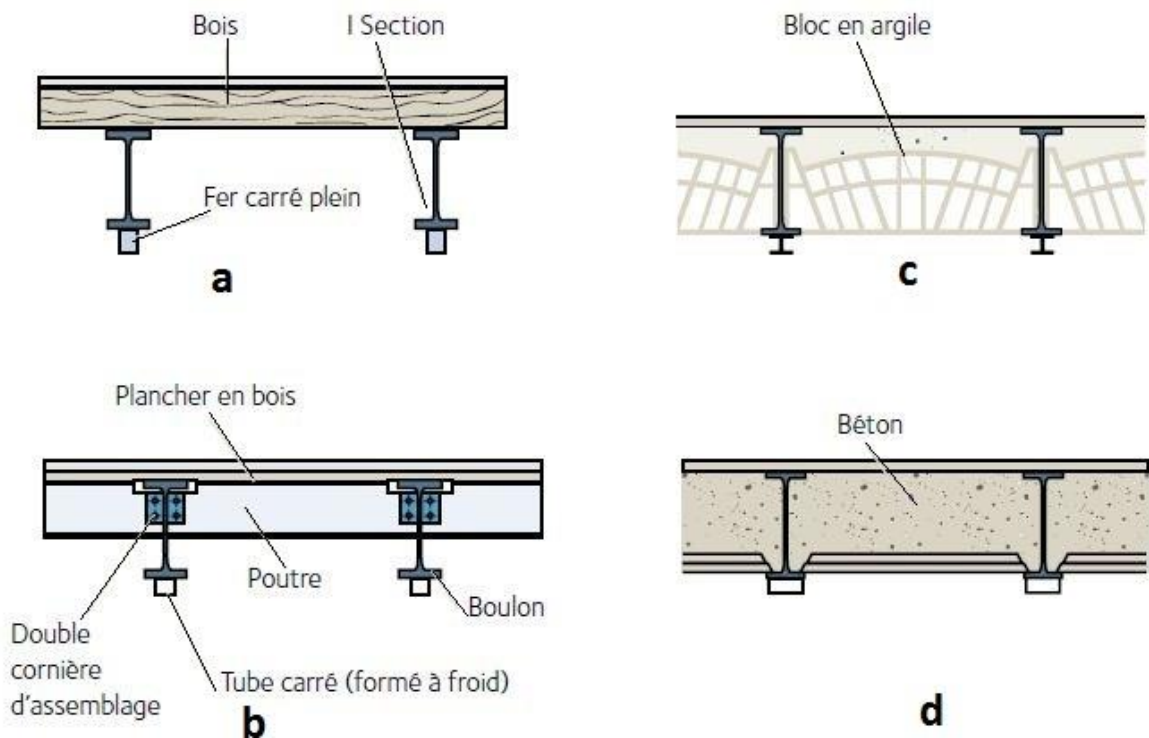
coopération entre les nouveaux et l'ancien matériel doit être garanti en utilisant des systèmes de connexion appropriés. (Mazzolani & Mandara, 1991).

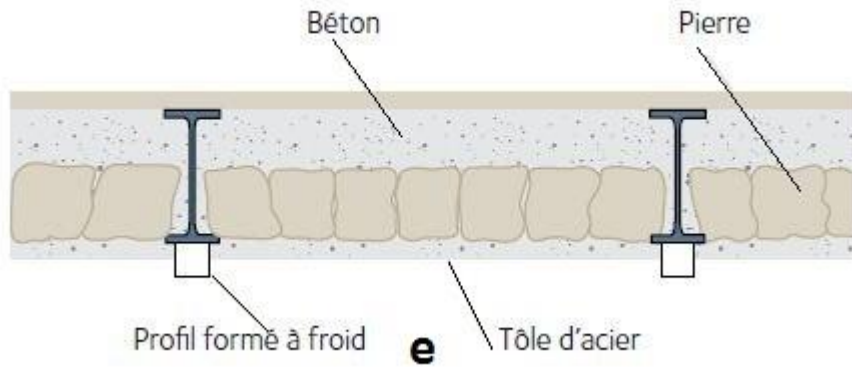
I.3.6. Renforcement de poutres en acier et poutres de renfort en acier :^[5]

Au début du 19^{ème} siècle, l'utilisation de poutres en bois pour les structures de plancher a été progressivement remplacé par les anciennes sections I (Figure I.14). Les poutres en acier ont été intégrées en premier par une terrasse en bois (Figure I.14 a et b) et, plus tard, par des blocs d'argile (Figure I.14c), du béton (Figure I.14 d) ou pierres (Figure I.14 e).

Dans tous ces cas, la nécessité d'augmenter le module de section peut être très facilement remplie par l'ajout des formes en acier appropriées à la semelle inférieure, sous forme de barres carrées, de profilés en T, profilés formés à froid de forme n ou profilés en caisson. Lorsqu'il n'est pas autorisé à fonctionner par le bas, l'élément en acier supplémentaire peut être raccordé à la semelle supérieure (Figure I.14 f).

La connexion entre l'ancien et le nouvel acier nécessite de porter une attention particulière à son état de conservation. Dans de nombreux cas, le soudage n'est pas autorisé en raison de la composition impure du matériel ancien dans ce cas l'utilisation du boulonnage sont donc recommandées.





Renforcement de poutrelles en acier par l'ajout d'éléments en acier à la semelle inférieure

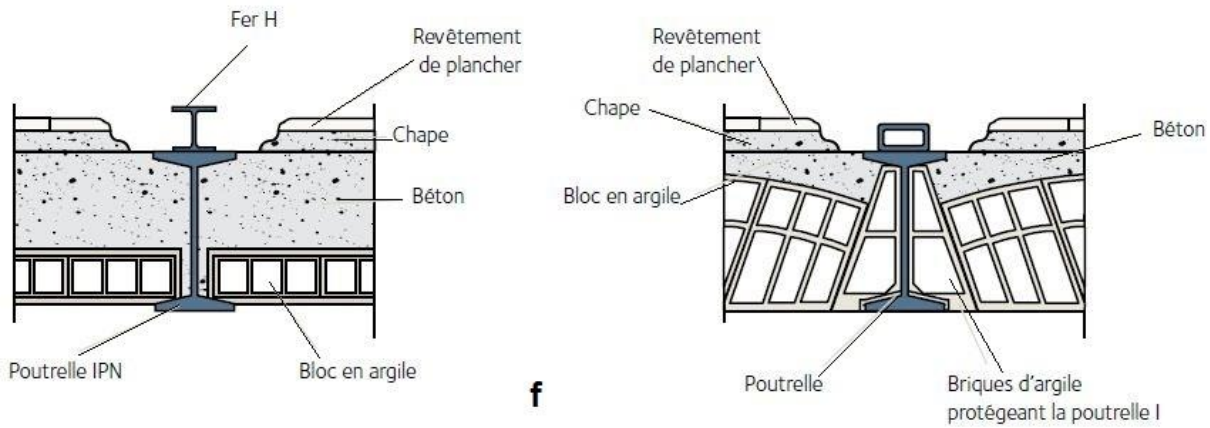


Figure I.14 Techniques de renforcement des planchers en acier ancien

I.3.7. Renforcement des Structures en béton armés :^[5]

L'augmentation de la charge portante des colonnes en béton armé peut être obtenue en ajoutant, en un ou en deux directions, quelques sections en acier laminées à chaud (Figure I.15), qui sont reliées entre elles par moyens de liens appropriés. L'utilisation de formes formées à froid (canaux, cornières et plaques) permet d'obtenir un périmètre résistant continu (Figure I.16), où l'effet de forçage est donné au moyen de boulons. Pour améliorer l'adhérence entre la surface du béton et la tôle d'acier externe, l'injection sous pression de matériaux de collage est recommandée.

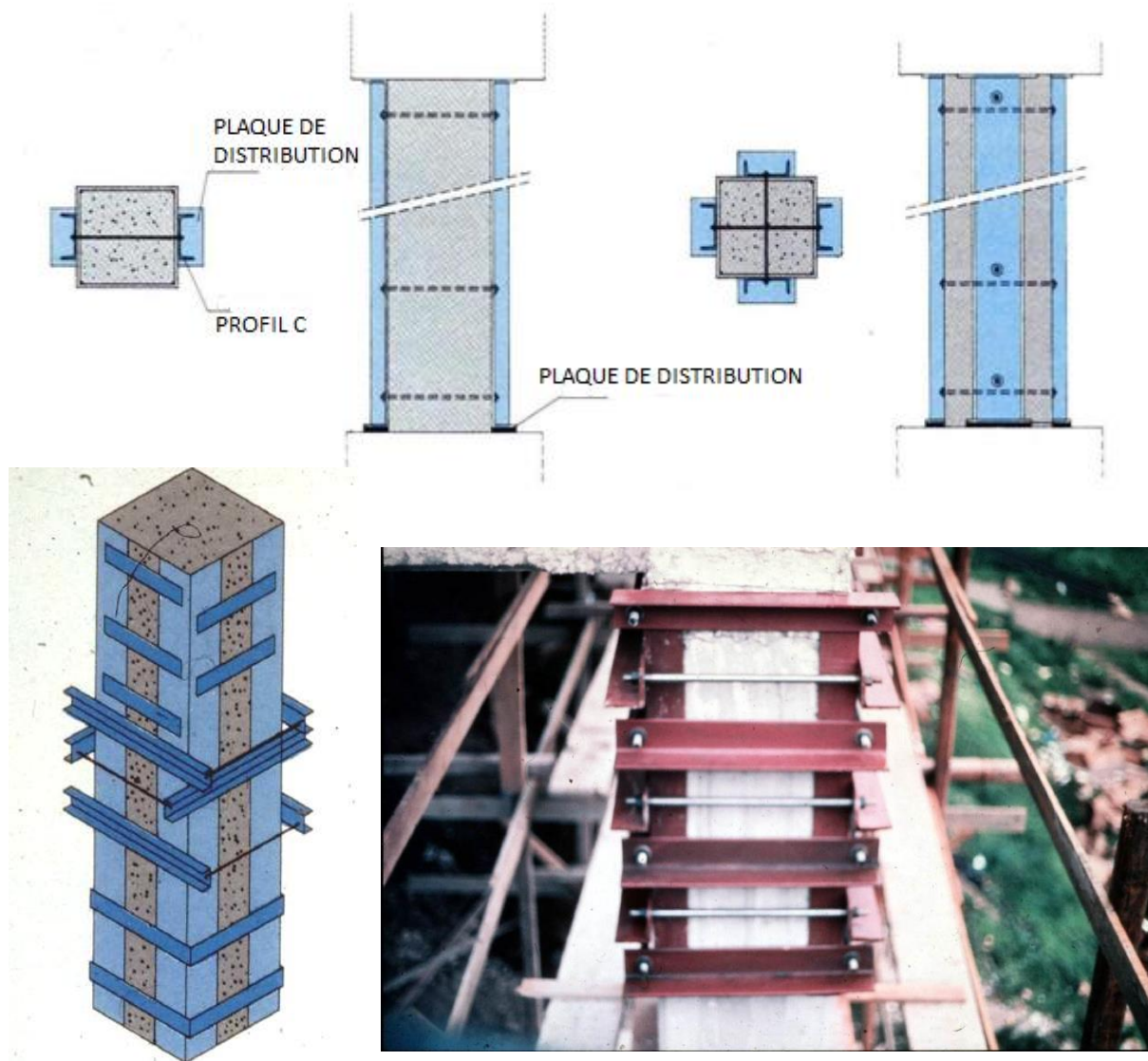


Figure I.15 consolidation des poteaux en béton arme

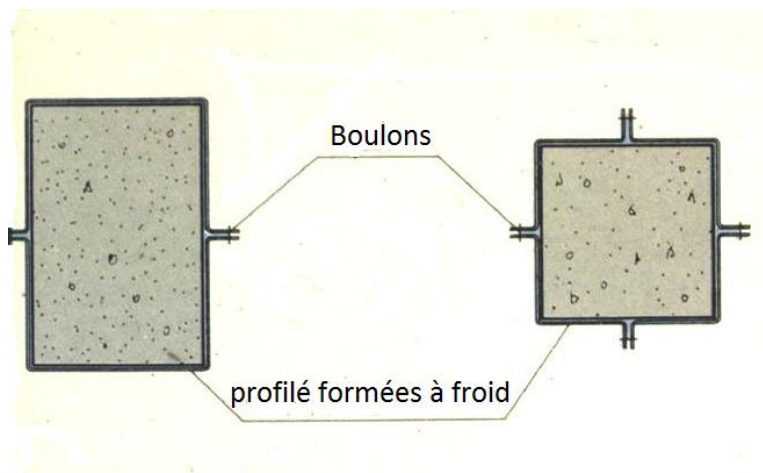


Figure I.16 : cerclage de poteau en BA avec des profilés laminés à froid

Le renforcement ainsi que la réparation des joints BA poutre/poteau sont généralement effectués en utilisant des cornières et des traverses, autour des éléments en BA (figure I.17).

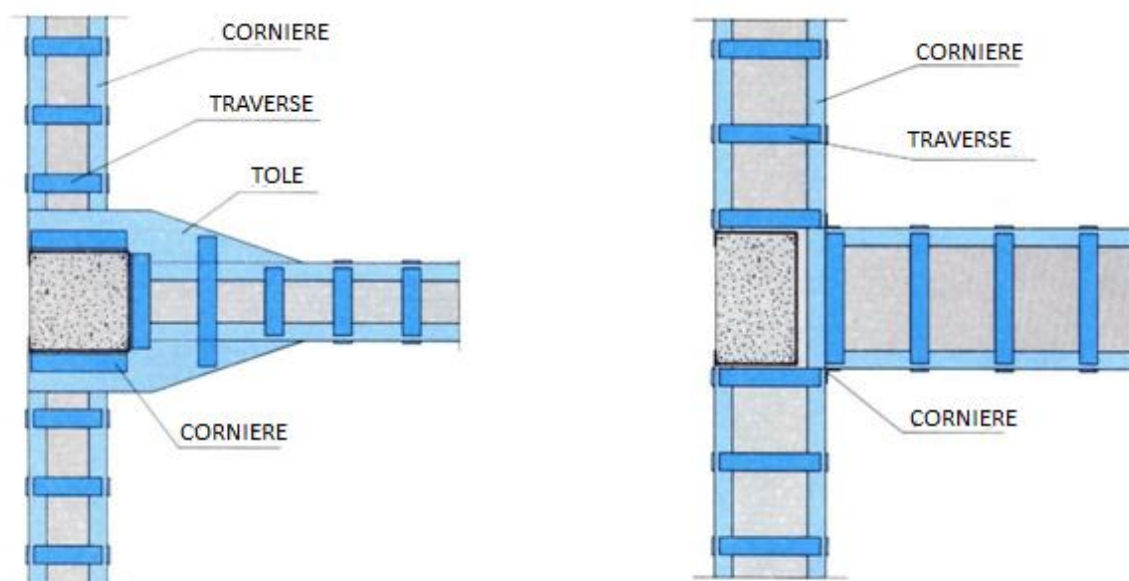


Figure I.17 renforcements des nœuds poteaux poutres

(Source :l'acier de la rénovation F.Mazzolani)

I.3.8.Renforcement des Structures métallique :^[5]

Utilisées à partir du 19e siècle les colonnes de fonte étaient vendues sur catalogue et produites en série pour supporter des planchers en maçonnerie, en fer ou en bois. Leurs sections réduites, offraient une grande résistance, un encombrement réduit, une exécution rapide et une esthétique adaptée aux goûts de l'époque. Le renforcement de ces poteaux se fait aisément, par adjonction de corsets, par chemisage ou tout simplement par substitution d'une section d'acier équivalente creuse ou pleine.

Pour assurer un transfert de charges additionnelles, l'ingénieur doit porter la plus grande attention aux liaisons en pied et en tête de la colonne. Le renforcement de la capacité portante des poteaux pose toujours le problème de la mise en charge et du transfert des efforts dans le nouvel ensemble.

Lors de l'examen du renforcement des poutres en acier existantes, diverses techniques peuvent être employées:

- les plaques ou les cornières peuvent être soudés aux semelles supérieures et inférieures.
- les canaux ou les doubles profilés en T peuvent être soudés sur les semelles.
- les plaques peuvent être soudées entre les semelles supérieure et inférieure pour former une section en caisson.
- en travaillant par le haut, une dalle en béton armé peut être coulée, jointe aux poutres inférieures par connecteurs adaptés (angles, profilés en T, barres, goujons, etc.) soudés à la semelle supérieure pour développer une action composite.

Dans tous les cas, le lien entre le nouveau et l'existant doit être soigneusement étudié. Si le boulonnage doit être utilisé pour la perte initiale de résistance de l'élément existant pendant que les trous de boulon sont foré devra être pris en considération, car cette condition temporaire peut s'avérer critique. Si l'alternative de soudage est utilisée, alors la spécification de la technique de soudage doit être compatible avec le matériel existant. Quelques règles de base à considérer sont:

- la fonte ne peut pas être soudée;
- le fer forgé peut être soudé, à condition que les recommandations appropriées soient suivies;

les aciers doux peuvent être soudés dans des conditions appropriées en utilisant des électrodes compatible (électrodes généralement à faible teneur en hydrogène).

L'utilisation de l'acier pour renforcer les aciers modernes est le cas le plus simple. En fait, c'est très facile pour ajouter des éléments intégratifs à la structure existante au moyen de la même connexion techniques. Le module de section des profils en double T de poutres ou de poteaux peut être augmentées de différentes manières par soudage ou boulonnage de plaques ou / et de formes (Figure I.18), qui transforme la section d'origine en fonction de la nouvelle capacité demandée (Mazzolani& Mandara,1991).

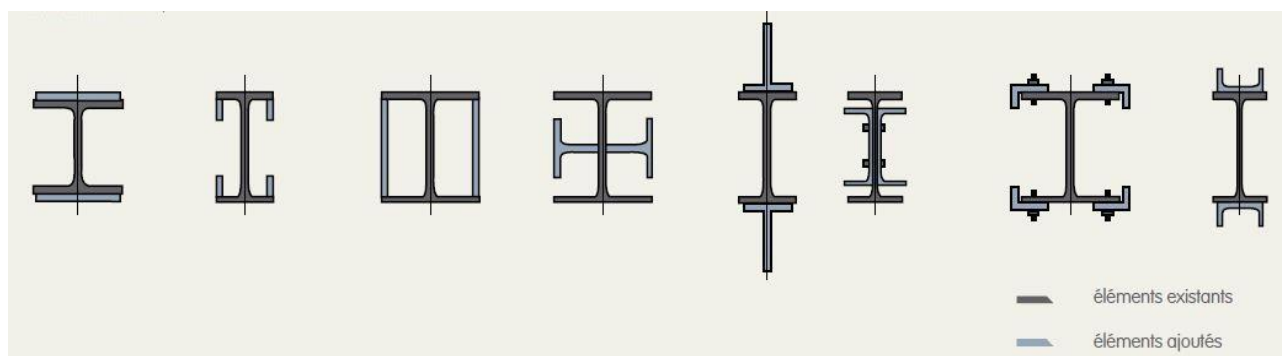


Figure I.18 : Renforcement de sections par soudage ou boulonnage d'éléments en acier

Il est également très facile d'améliorer un assemblage poteau-poutre et de transformer une articulation libre ou semi-rigide en un encastrement (figure I.19 et I.20).

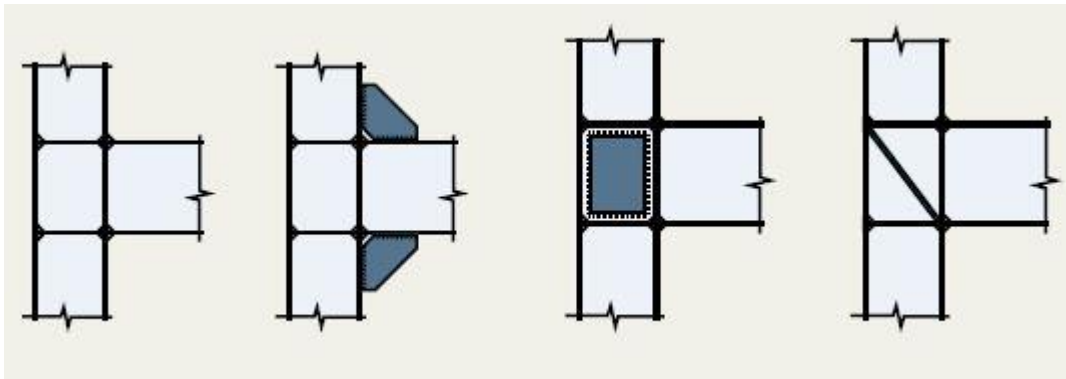


Figure I.19 : Transformation d'un assemblage poteau-poutre, de semi-rigide à rigide

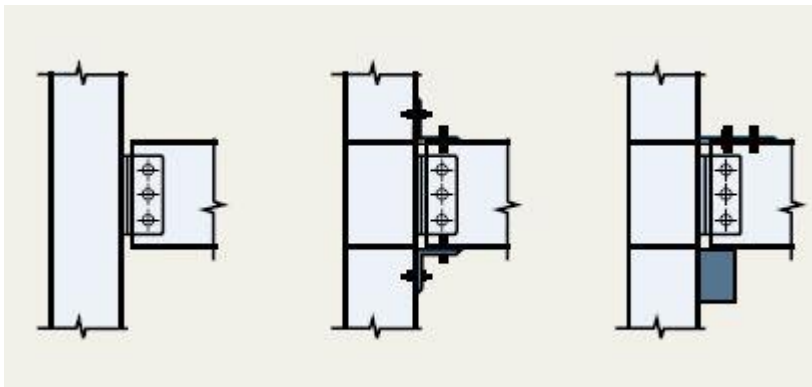


Figure I.20 : Transformation d'un assemblage poteau-poutre, de articulé à rigide

I.3.9. renforcement des ouvertures :

Le renforcement des ouvertures, des fenêtres, et des portes est presque toujours indispensable, quel que soit le type de structure de soutien destiné à être utilisé. Dans des zones périphériques, il existe une grande concentration de contraintes, ce qui entraîne généralement l'apparition de fissures. De plus si la façade a beaucoup de baies, elle devient un élément de faible rigidité, déformable, et donc assez instable.

Ainsi au vue des deux objectifs suivants (éviter l'apparition de nouvelles fissures et augmenter la rigidité de la façade) on peut utiliser des renforts avec des profilés métalliques. (Figure I.21)

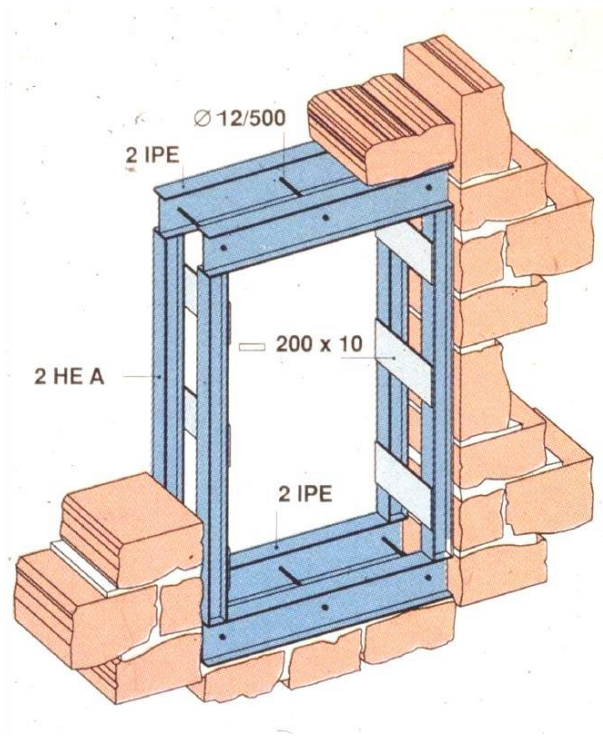


Figure I.21 : Détails d'une structure en acier autour d'une nouvelle fenêtre

I.3.10. renforcement des structures en maçonnerie : ^[2]

Les poteaux de maçonnerie endommagés sont généralement réparés à l'aide de cerclages métalliques. Le maintien latéral du matériau produit une augmentation notable de la capacité portante verticale (figure I.22).

Dans le cas de poteaux circulaires, les cerclages peuvent être faits de tôles verticales de section transversale rectangulaire, qui sont renforcées par des anneaux horizontaux en acier. Dans le passé, l'opération de précontrainte était faite par chauffe puis contraction des anneaux. De nos jours, deux demi-anneaux peuvent être précontraints à l'aide de boulons (figure I.23).

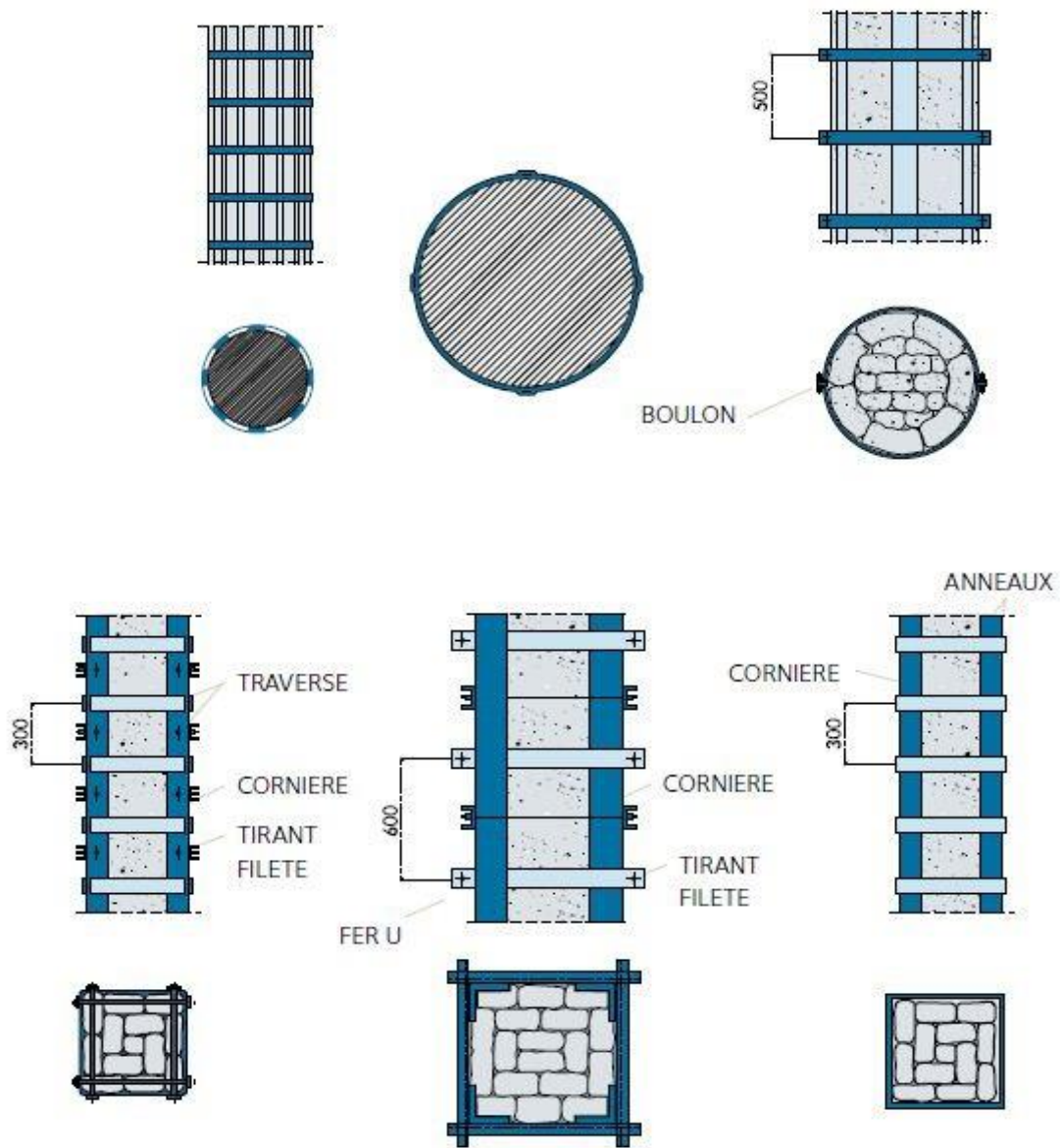


Figure I.22 : consolidation de poteaux en maçonnerie



Figure I.23 : exemple de renforcement avec des cerclages

(source :the use of steelwork in consolidation . federicoM.Mazzolani .university of naples)

I.3.11. Contreventement séismique :

L'utilisation de contreventements en acier est très efficace pour renforcer la maçonnerie et les tremblements de terre des structures en béton (Figure I.24). Il permet l'introduction de murs de contreventement avec treillis qui a le double objectif d'augmenter considérablement la résistance de la structure aux forces horizontales et en même temps équilibrer la répartition de la rigidité interne afin de minimiser les vibrations de torsion dangereuses.

Ces contreventements en acier peuvent être obtenus en insérant des profilés en acier reliés au périmètre des mailles du cadre en béton armé, à l'intérieur desquelles se trouvent des diagonales et des contre-diagonales disposés selon le motif classique de la "croix de Saint-André" (croix en X) ou selon d'autres motifs plus adaptés à l'utilisation du bâtiment. Si les croix de Saint-André sont faites à la hauteur de deux niveaux, la présence d'une seule

diagonale pour chaque panneau rectangulaire permet de prévoir des ouvertures telles que des portes ou des fenêtres (Figure I.24).

Plusieurs opérations de mise à niveau sismique ont été effectuées dans le monde entier au moyen d'introduction d'entretoises en acier dans les treillis d'ossature en béton armé (Mazzolani, I 994).

Le système de croix de Saint-André sur deux niveaux a été utilisé pour la modernisation de nombreux immeubles de grande hauteur ou des bâtiments en béton.

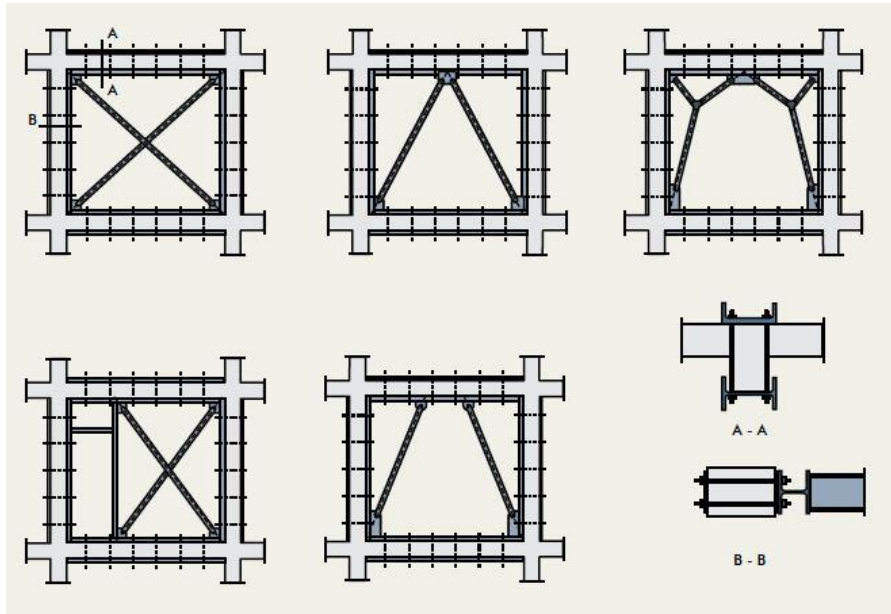


Figure I.24 : Différents systèmes de contreventements en acier pour les structures en BA

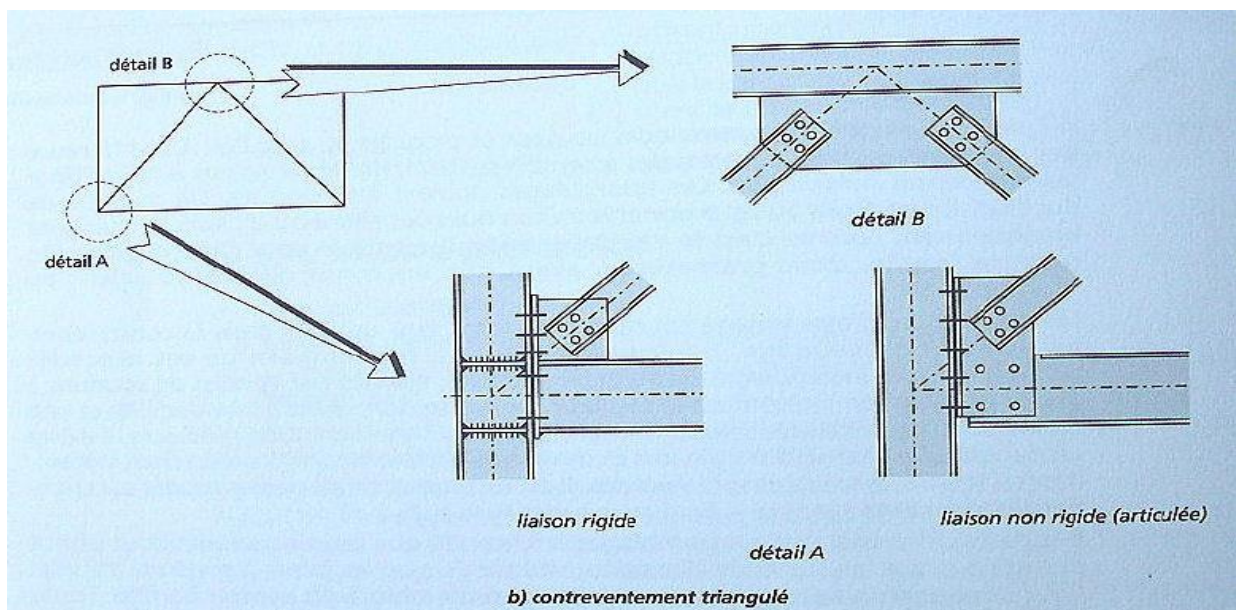


Figure I.25 : Détail de liaison des systèmes de contreventement

I.3.12. Réhabilitation des façades : [6]

La conservation des façades et des pignons d'immeubles anciens, dans une opération de rénovation ou de réhabilitation lourde, pose le problème de la stabilisation des murs qui les constituent et qui sont dans la plupart des cas en pierre de taille. Différents systèmes existent pour assurer la stabilité de la façade aux efforts du vent. Citons notamment :

- le système mixte d'échafaudage-étaie, formé d'éléments en charpente métallique avec des sections tubulaires en acier.
- le système employant uniquement l'étaie en ossature de charpente métallique à base de profilés du commerce qui semble le plus utilisé.

Quel que soit le système choisi par l'entreprise, le dimensionnement doit être réalisé suivant les normes en vigueur (eurocode 3), il peut être construit, soit du côté intérieur, soit du côté extérieur à la façade, en fonction des contraintes d'occupation des voiries adjacentes.

En général le soutènement de façades est l'option la plus chère et la plus lente, bien qu'elle puisse fournir de nombreux avantages :

- Lorsque la démolition de certains bâtiments n'est pas autorisée dans son ensemble à cause de son importance, son application peut signifier la récupération de l'édifice.
- La construction d'installations modernes derrière les façades historiques valorise l'immeuble.
- Les façades de certains bâtiments sont d'une période particulière ou d'un style architectural de telle sorte qu'elles ne peuvent être démolies.

I.3.12.1- Liaisons des systèmes aux murs :^[6]

En général le soutènement de façade extérieure est réalisé avec des portiques, des consoles ou des étauçons, tandis que par l'intérieur on utilise des caissons et des épingles pour les pignons. L'objectif principal qui est de fournir aux murs à conserver la stabilité et la résistance contre les actions auxquelles ils vont être soumis.

La structure d'appui n'est généralement pas directement fixée aux façades à retenir. Elle doit se connecter à un autre mécanisme de répartition des charges (profilés), qui à leur

tour, se lient à des murs. Il est intéressant de savoir comment se liaisonnent ces éléments entre eux.

Il existe deux différentes façons de faire les connexions :

- Liaison directe
- Liaison indirecte

Quel que soit le type de connexion utilisé, il est essentiel que ces points de liaison soient bien dimensionnés, de manière qu'ils résistent aux efforts auxquels ils vont être soumis.

Comme nous le verrons plus tard, une connexion indirecte est préférable à une connexion directe. Toutefois ce choix peut être conditionné par l'architecture du mur. Par conséquent, il est très courant d'utiliser les deux types de connexions, dans la même façade.

I.3.12.1.a. Liaison directe :^[6]

Comme son nom l'indique, cette technique consiste à relier directement au mur à soutenir des éléments métalliques comme les tiges, les boulons et les chevilles, qui transpercent les murs totalement ou partiellement. Ils sont fixés dans les ouvertures réalisées à l'avance, et scellés à posteriori avec un coulis de scellement (figure I.26).

C'est donc une méthode destructive du fait des ouvertures. Les liaisons doivent être soigneusement pensées et bien exécutées, et également méticuleusement retirées. Elles doivent être dimensionnées en fonction de la capacité portante du mur et des actions auxquelles elles vont être soumises.

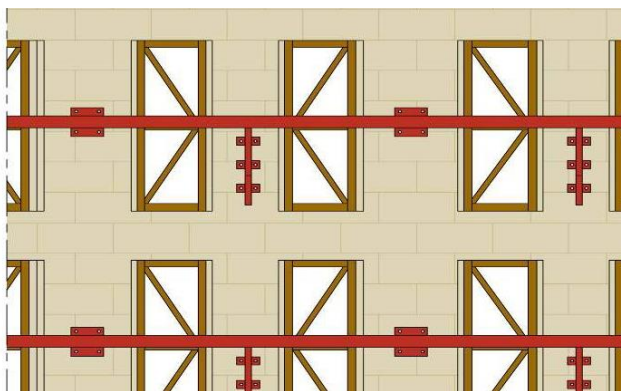


Figure I.26 : Liaison directe

I.3.12.1.b Liaison indirecte :^[6]

Le maintien de façades en l'état est généralement imposé pour des raisons patrimoniales. Le classement de tout ou d'une partie d'une façade historique impose immédiatement des contraintes drastiques de gestion du chantier. L'endommagement

accidentel d'une façade classée peut engendrer des incidences juridiques et financières lourdes pour le maître d'ouvrage et/ou l'entreprise. La liaison temporaire entre la façade conservée, généralement en maçonnerie de briques ou de moellons souvent pourvus d'éléments architectoniques sculptés et sa structure de maintien doit être réalisée avec soin afin de ne pas dégrader ses modénatures. Pour ce faire, des calles de frettage en bois, parfois complétées par des matériaux plus souples, sont utilisées pour ne pas abîmer les modénatures. (Figure I.27 et I.28)

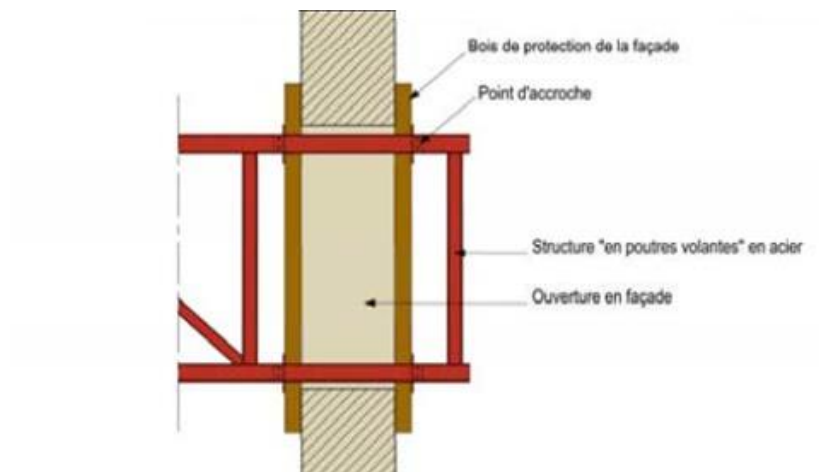


Figure I.27 liaisons indirectes

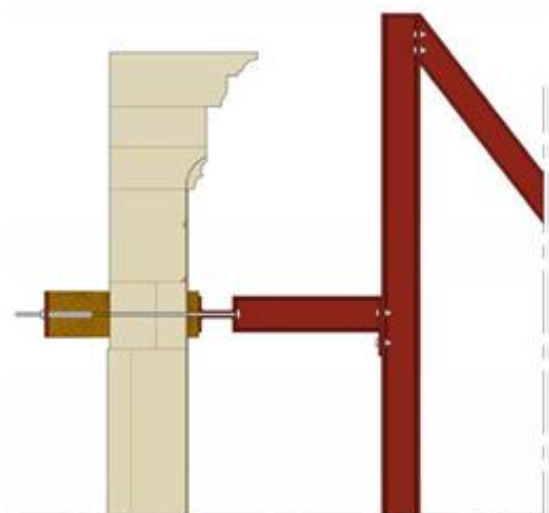


Figure I.28 : Liaisons indirectes

I.3.12.2. Étaieement Extérieur : ^[6]

Dans la plupart des cas les façades sont les éléments à garder lors d’une démolition, un étaionnement par l’extérieur est donc préférable, en évitant de placer des éléments à l’intérieur qui provoquent des difficultés lors des travaux de terrassement, et de construction. (Figure I.29)

Toutefois, l’occupation extérieure est limitée et soumise aux règles des villes, afin de ne pas causer des désagréments aux piétons, et ou aux automobilistes, et dans certains cas les autorisations ne sont pas concédées.

En règle générale, ces structures sont assemblées avant même les travaux de démolition, ce qui est souhaitable, car cela limite les déplacements qui pourraient survenir lors de la démolition.

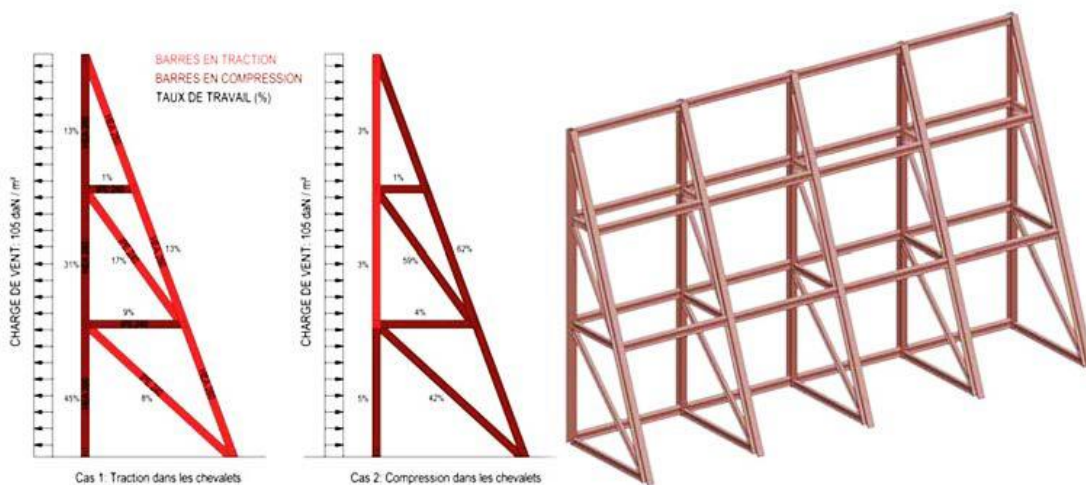


Figure I.29 : Chevalet de maintien d’une façade néogothique à Cologne

I.3.12.3. Étaieage Intérieur : ^[6]

Parfois, en raison de la facilité d'exécution ou tout simplement parce que la zone extérieure ne peut être occupée, l'option est de placer les structures de soutien dans l'espace intérieur des bâtiments (figure I.30).

Cette méthode a l'avantage de ne pas occuper les trottoirs et les voies adjacentes, mais impose des restrictions très importantes au cours des travaux, de démolition, de terrassement et de reconstruction.

Ainsi il y a une corrélation entre la mise en place de la structure intérieure et la démolition par rapport à l'état d'avancement. La structure est assemblée par phases de haut en bas au fur et à mesure que l'intérieur du bâtiment est démolit en substituant les appuis démolis.

Dans cette méthode, la conception de la structure de soutien est très variable, étant très sensible aux caractéristiques de chaque bâtiment et de l'environnement (nombres de murs à préserver, distance entre eux, existence ou pas de bâtiments voisins, état de conservation des murs et bâtiments avoisinants...). Ainsi nous avons des structures très différentes pour des façades isolées, perpendiculaires ou parallèles, avec ou sans bâtiments adjacents.

La solution doit être conçue de manière à provoquer le moins de gêne pour les travaux de reconstruction, ainsi que sa mise en place en toute sécurité.



Figure I.30 : étaieage interne d'une façade historique des usines Renault à Boulogne Billancourt – France

I.4.Conclusion :

La réhabilitation d'un bâtiment est un geste très compliquée qui passe de l'étude de l'état de lieux vers un autre état final et qui peut aller d'un simple confortement à un changement radicale de l'aspect et de la fonctionnalité du bâti.

Plusieurs techniques de réhabilitations sont mises au porté de l'ingénieur ou de l'architecte. Et parmi ces méthodes on trouve le renforcement avec des structures métallique qui s'est avéré, vu c'est innombrables avantages et sa très large utilisation au quatre coin du globe, un matériau très efficace dans la réparation et la réhabilitation des bâtis.

Chapitre II

ETAT DES LIEUX

II.1. INTRODUCTION :

Avant d'entamer toute planification de travaux de réhabilitation, nous devons réaliser l'état des lieux du bâtiment et de ses alentours. Et ça ce sera le point de départ pour l'analyse des données de conception et de construction (dessins, calculs, matériaux,) ainsi que les changements et interventions ultérieurs et les techniques et méthodes utilisées dans sa construction.

La collecte d'informations devrait également inclure une connaissance des contraintes du patrimoine historique si cela est le cas.

Après l'état des lieux, on peut poursuivre avec une minutieuse inspection visuelle qui permet une compréhension globale de la structure et une analyse des divers aspects tel que :

- La géométrie du bâtiment.
- Le système de fondation.
- L'état de conservation des divers éléments qui le composent.
- Les matériaux qui le composent.
- L'existence de bâtiments voisins, l'état de conservation de ces derniers et leur relation avec l'étude du dit bâtiment.
- L'environnement.
- Les actions et les charges.

Cette inspection peut être complétée par une série d'essais qui peut nous fournir des données sur :

- La caractérisation géotechnique des sols.
- Le niveau de dégradation de l'immeuble.
- Les caractéristiques des matériaux.
- La capacité des charges.

Le résultat de l'état des lieux, de l'inspection visuelle ainsi que des essais précédents, sont très importants, car ils permettent de prendre certaines décisions comme :

- La technique de construction.
- La structure de soutènement la plus adaptée.
- La méthode de démolition la plus appropriée.

II.2. SITUATION DE L'OUVRAGE :

La structure étudiée de la minoterie et située entre la rue de la paix où sur son côté se trouve l'ancien palais de justice et le boulevard du colonel Lotfi en face la direction de la douane algérienne de la wilaya de Tlemcen (figure II.1 et figure II.2)



Figure II.1 –Vue en plan de la minoterie (Google Maps)



Figure II.2 Agrandissement du site en 3D (Google maps)

II.3. ETAT DE LIEUX :

L'immeuble est constitué de deux parties : une première partie est construite avec des éléments en acier ; la deuxième partie est construite avec une ossature en béton armé. Notre étude de réhabilitation concerne la première partie de l'immeuble. Cette partie est en forme de L, composée d'un rez-de-chaussée et deux (02) étages et un sous-sol de 8.75m×7.0m. La façade donne sur le boulevard AKID LOTFI. (Figure II.3)

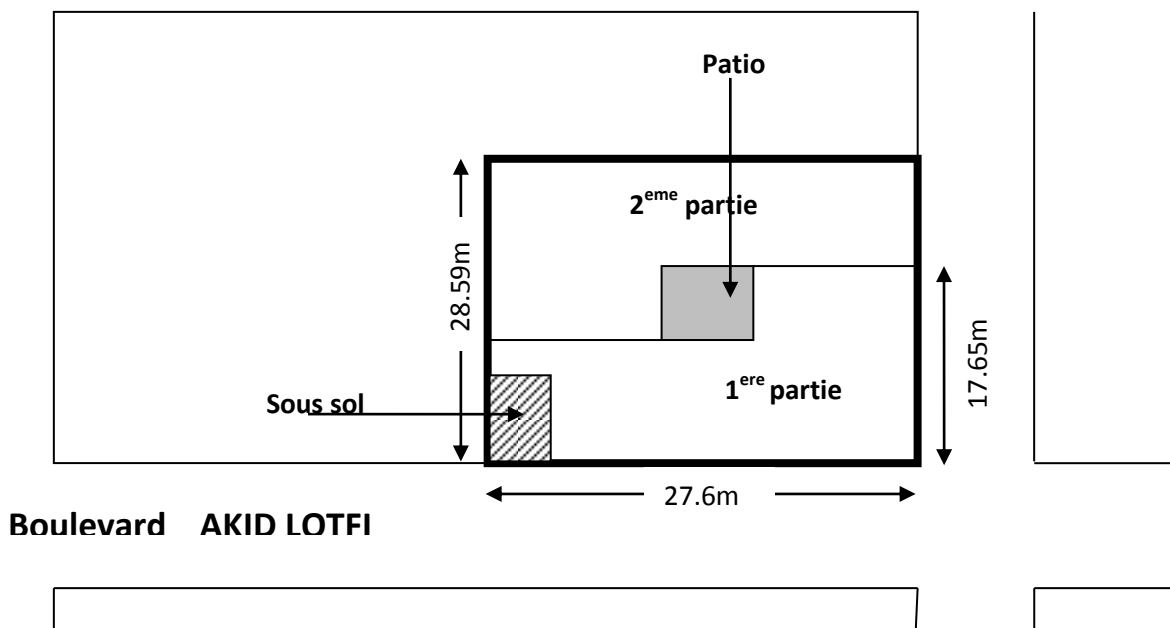


Figure II.3 : situation du Bâtiment

II.3.1. Façades :

Cet immeuble date de la période coloniale mais son architecture diffère de l'architecture haussmannienne de l'époque .Ses façades sont sans aucune décoration, ni ornement, ni balcons, puisqu'il s'agit d'un bâtiment industriel (minoterie) et non pas d'un immeuble à usage d'habitation. Sur les murs, on trouve des bandeaux d'étage et des dais des fenêtres (figure II.4.a et II.4.b).



Figure II.4.a : les deux façades de l'immeuble

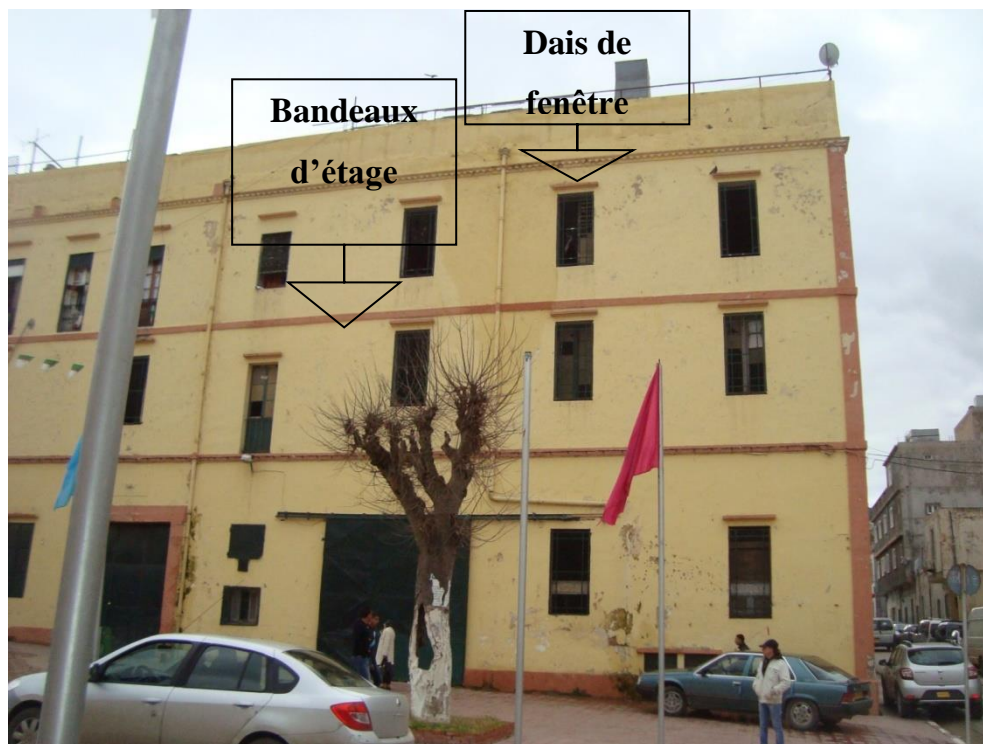


Figure II.4.b : façade principale

a) Bandeaux d'étage :^[7]

Bien souvent l'immeuble colonial est doté d'une bande filante horizontale de 15-20cm, qui marque la limite de chaque étage appelée « bandeau d'étage ». Ces lignes forment ensemble une trame horizontale que l'on peut appeler « trame de niveau », des lignes parallèles qui marquent une tendance à l'horizontale de l'immeuble qui contraste avec la trame parcellaire et la forme verticale des fenêtres.

b) Les dais :^[7]

C'est une dalle saillante qui couronne le haut d'une fenêtre, d'une porte ou de tout autre élément architectural. Les dais ont été utilisés au moyen âge, à l'intérieur des édifices religieux et civils, pour couvrir des statues que l'on ne trouvait pas convenable d'exposer à la pluie ou à la poussière. Ils font souvent partie de la décoration des édifices Haussmanniens à la période coloniale, mais beaucoup plus présents dans les immeubles classiques ainsi que dans les édifices officiels.

Ces façades ne sont pas beaucoup altérées et gardent encore leur aspect architectural à l'exception de quelques endroits où l'enduit est altéré par l'humidité et les moisissures à cause de l'écoulement des eaux pluviales dues à la dégradation des tuyaux des descentes pluviales (figure II.5).



Figure II.5 : Dégradation de l'enduit de la façade.

Une gravure sur la porte d'entrée indique que cette minoterie a été construite en 1901 (Figure II.6).



Figure II.6: Gravure sur la porte d'entrée

Les façades sont constituées principalement de murs porteurs en maçonnerie constitués eux même de moellons et de briques pleines assurant les appuis périphériques des éléments porteurs horizontaux.

II.3.2.L'intérieur :

a) Le rez-de-chaussée :

Au rez-de-chaussée, on trouve des poteaux en fonte appuyés sur des pierres de tailles et enrobés avec une gaine en béton armé travaillant comme des appuis intermédiaires, les façades intérieures sont dégradées par endroits (figure II.7).



Figure II.7 : Poteaux du RDC en maçonnerie de briques ou en fer.

La dalle du RDC est une dalle en voutain en briques creuses supportées par des poutrelles en acier qui reposent sur des poutres principales (figure II.8).



FigureII.8 : Dalle du RDC

Le plancher est dans un mauvais état à cause du vieillissement des matériaux qui le constituent comme la corrosion des éléments en aciers et des perforations dans le plancher faites pour faire passer le matériel utilisé dans les opérations de mouture (figure II.9).



Figure II.9 : Etat de lieu du rez-de-chaussée

b) Les étages :

Les étages sont constitués de poteaux circulaires métalliques appuyés aussi sur des pierres de taille (figure II.10 et figure II.11).



Figure II.10 : Etat des lieux à l'étage.



Figure II.11 : poteau reposant sur pierre de taille

Les planchers sont des dalles en voutains avec des poutrelles métallique reposant sur des poutres métalliques jumelées en IPN220 (gravé sur l'âme des poutres) et portant des briques creuses formant ainsi des voutes.(Figure II.12.a et .b)

Des traces de rouille sont décelables sur les éléments métalliques. Le plancher lui aussi en mauvaise état et comporte des perforations (figure II.13).

Les murs sont altérés par l'usure et par le délaissement que l'immeuble a subi. On trouve des traces de moisissure dû aux dépôts des salissures et des infiltrations des eaux pluviales.



Figure II.12.a : Type du profilé de la poutre

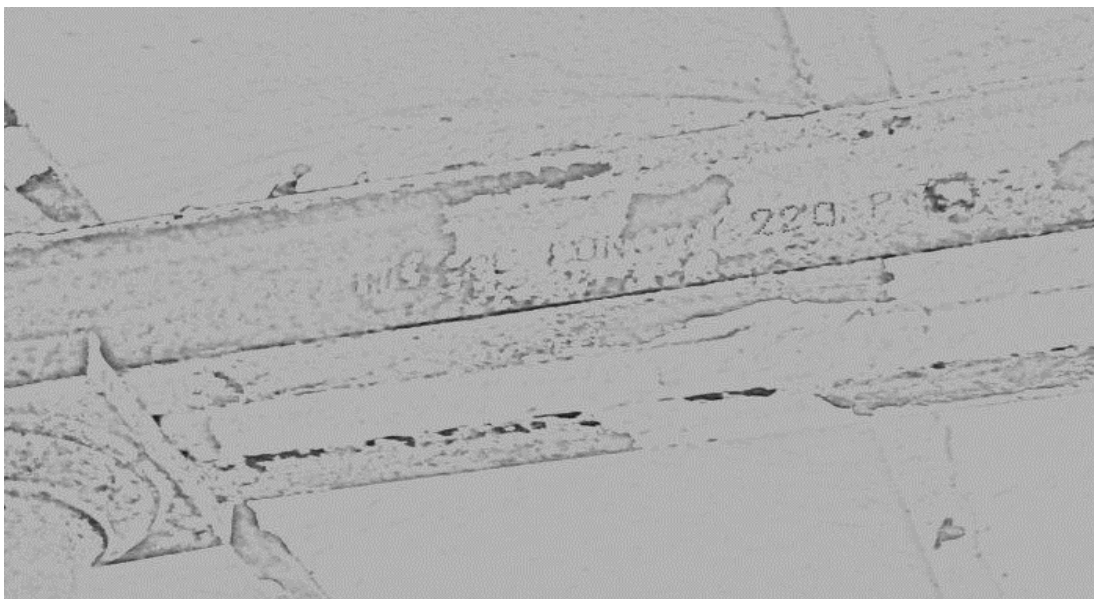


Figure II.12.b : Type du profilé de la poutre



Figure II.13 : Etat de lieu des étages

II.3.3 : Toiture :

La toiture est constituée de poutres en treillis en N de type Pratt, posées sur les murs porteurs ; et comme le reste de la structure ses éléments sont sujets au phénomène de la corrosion et ses éléments sont déformées.

La couverture est faite de tôles sinusoïdales. Elle comporte plusieurs perforations et aussi l'absence de quelques tôles de couverture par endroits (Figure II.14).



Figure II.14 : Couverture de la toiture du dernier étage.

II.3.4.Fondations :

Le bâti repose sur une fondation en maçonnerie, néanmoins on sait que le sol où sont placés les poteaux est consolidé puisque l'immeuble n'as pas subi de désordres notables de l'ordre de tassement ou d'affaissement durant sa période d'exploitation ou sa durée de vie de 120 ans jusqu'à ce jour.

II.4.CONCLUSION :

Vu les désordres avérés, relevés lors de notre visite, qu'a subi la structure dû à l'altération des matériaux qui la constitue, la meilleure solution pour la réhabilitation est de procéder à une énucléation par éventrement du bâtiment et ensuite injecter une nouvelle structure métallique qui procédera au renforcement du bâti et qui répondra aux exigences des normes de construction en vigueur.

A cet effet, on a positionné les poteaux métalliques en H de la nouvelle structure à la place des anciens poteaux et on gardera les murs extérieurs pour des raisons historique et architecturale de la ville de Tlemcen.

Chapitre III

EVALUATION DES CHARGES

III.1. INTRODUCTION :

Avant d'entamer toute étude et de procéder à tout calcul il est nécessaire de faire une évaluation des charges et des surcharges (statique et dynamique) qui sont appliqués sur la structure. Ces derniers sont évalués en prenant compte de l'architecture de la structure, de sa géométrie et de sa situation. Les charges permanentes et les charges d'exploitations sont tirées du document technique DTR.BC.2.2.

Sa situation nous permettra d'évaluer l'effort dû au vent en exploitant le document technique DTR.BC.2.47 (Règlement Neige et Vent « RNV99/ version 2013) et des charges dynamique dû au séisme en utilisant le document technique DTR.BC.2.48 (Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 »).

Pour la conception de la structure on appliquera les recommandations du document DTR.BC.2.44 qui a pour objet de donner les règles de conception des Structures en aciers «CCM97 ». Et enfin pour le calcul des éléments en béton armé on usitera du règlement du béton armé aux états limites « BAEL 91 ».

III.2.PRESENTATION DE LA STRUCTURE :

La structure est réalisée avec des éléments métallique qui offrent plusieurs atouts dont on site, la légèreté, la rapidité lors de la réalisation et surtout que c'est un matériau qui a fait ses épreuves comme un moyen de réhabilitation des vieux bâtiments.

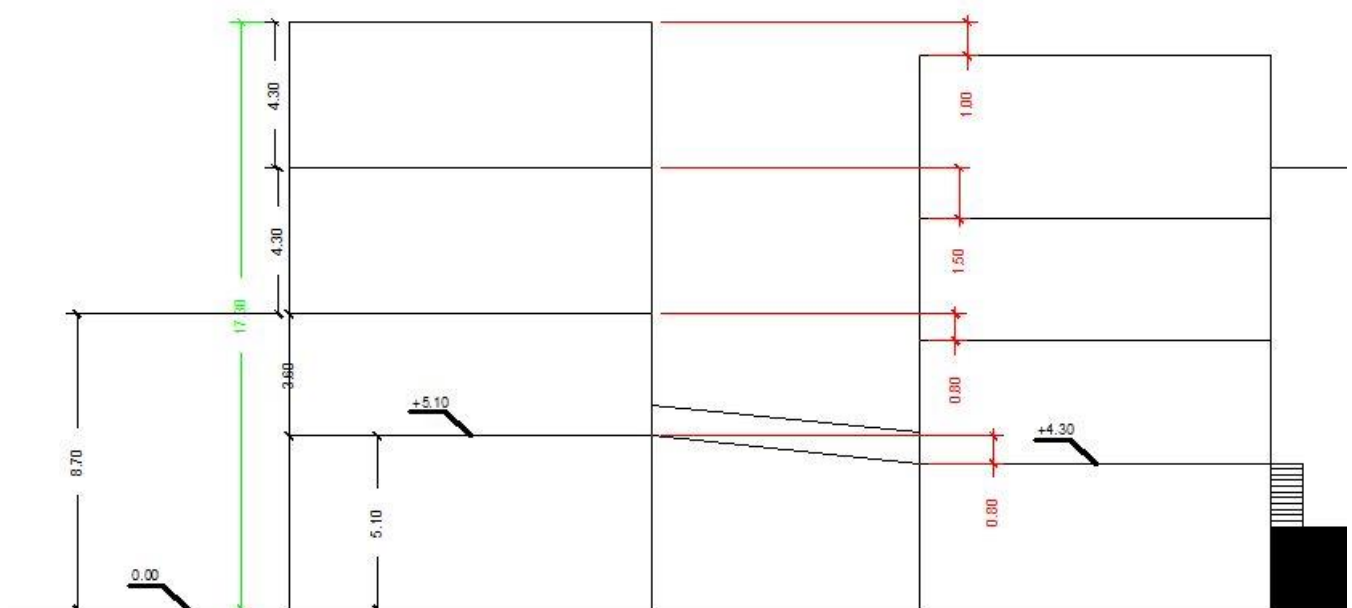


Figure III.1 : les différents niveaux du bâtiment

III.2.1.LES PLANCHERS :^[16]

Les planchers des différents étages sont conçus avec des planchers collaborant qui auront des tôles ondulées Hi-Bond 55 comme coffrage perdue.

Les planchers collaborant, aussi appelé plancher mixte, est **un plancher composé de deux matériaux différents, à savoir l'acier et le béton.** (Figure III.2)

Il représente plusieurs avantages dont on cite :

- Un plancher collaborant n'ajoute pas beaucoup de charges sur les fondations. Pour cette raison qu'il est vivement conseillé en rénovation.
- Un plancher mixte bénéficie d'une grande résistance à la traction (grâce à l'acier) et à la compression (grâce au béton). Il est donc solide et durable.
- Ce plancher est moins épais qu'un plancher traditionnel, ce qui s'adapte mieux dans un projet de rénovation où la hauteur du bâtiment est limitée.
- La mise en place d'un plancher métallique est plus simple et plus rapide que la pose d'un plancher traditionnel.
- Cette solution peut être compatible avec la mise en place d'un chauffage par le sol.
- Utiliser des planchers collaborant peut accélérer la construction d'un bâtiment à plusieurs étages. Il est en effet possible de poser uniquement l'acier, et de s'occuper du bétonnage du plancher en dernier lieu grâce à une pompe à béton.

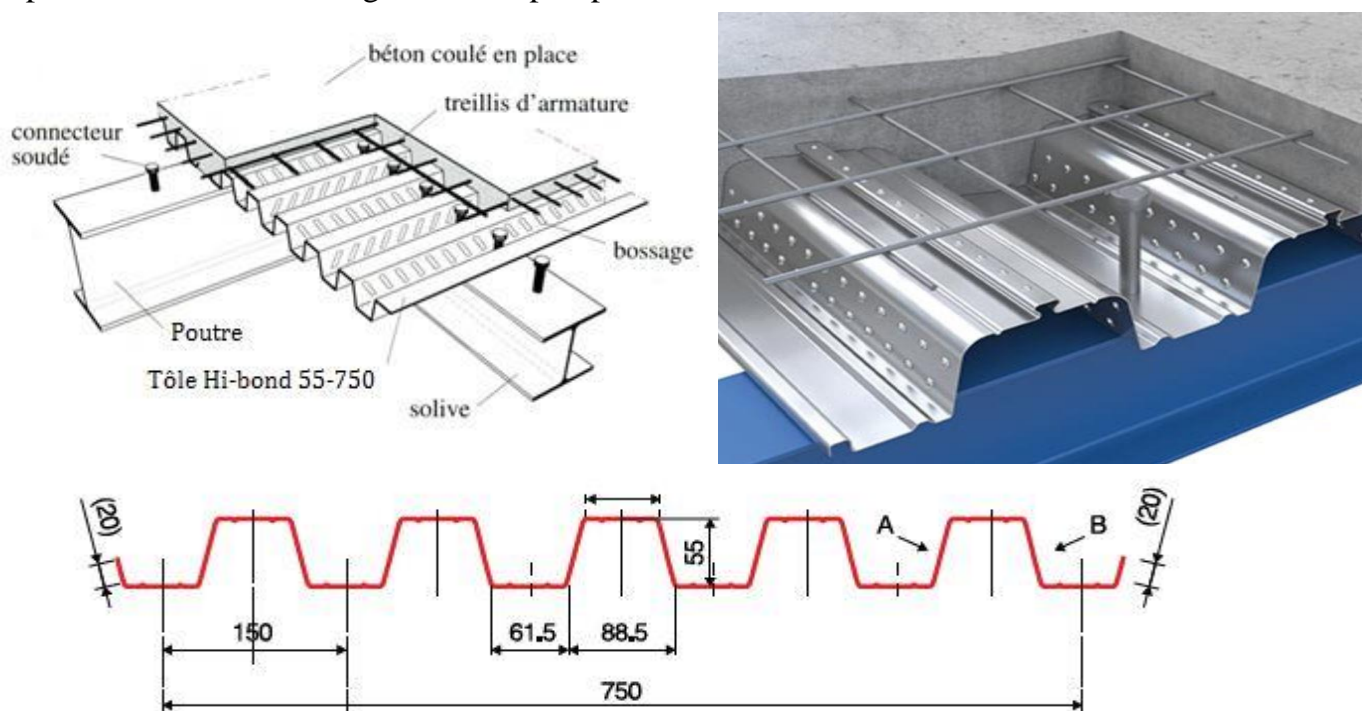


Figure III.2 : plancher mixte avec une dalle collaborant

On a deux types de planchers, le plancher courant et le plancher terrasse

III.2.1.1. Plancher courant :

Situés au niveau : +5.10 m ; +8.70m et +1 3.00m

Pour cette construction, concernant les planchers courants on a choisi des planchers dont la composition est :

- Les bacs aciers sont de type Hi-bond 55.750, galvanisée et dont l'épaisseur est de 0.88cm.
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde est de 11cm.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- Le plancher est revêtu avec du carrelage assuré par un mortier de pose et un lit de sable comme l'indique la (figure III.3)

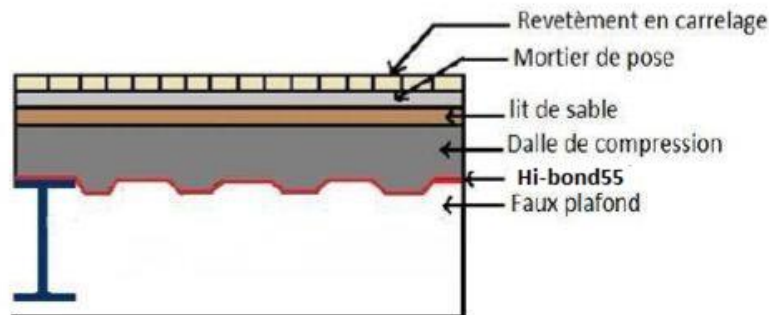


Figure III.3 : Construction d'un plancher courant.

III.2.1.2. Plancher terrasse :

Il se trouve au niveau +17.30 m, il est identique aux planchers courants sauf qu'il comprend des couches supplémentaires (isolation thermique, forme de pente, étanchéité et protection gravillon roulé) (figure III.4).

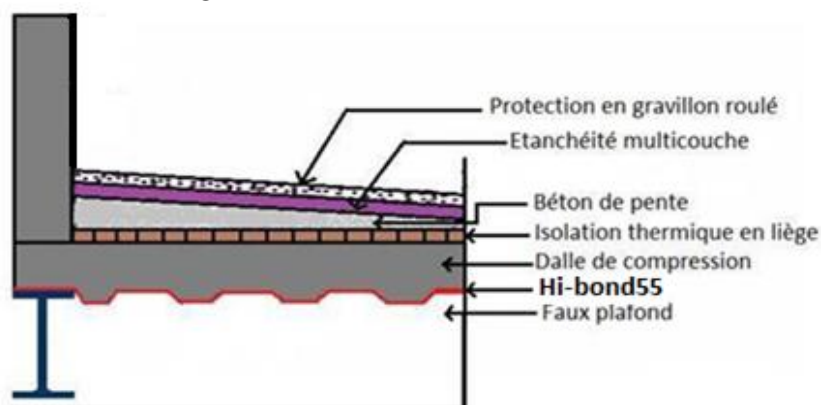


Figure III.4 : Construction d'un plancher terrasse

III.2.2.L'OSSATURE DU BATIMENT :

Une vue en plan de la figure 40 montre les différents éléments de la nouvelle ossature injecter au sein de l'immeuble à réhabiliter. Constitué de poutrelles espacées avec un pas de 01metre. Ces poutrelles sont supportées par de poutres principales qui viennent se poser sur poteaux métallique de façon à transmettre leur poids vers les fondations. (Figure III.5.a et III.5.b)

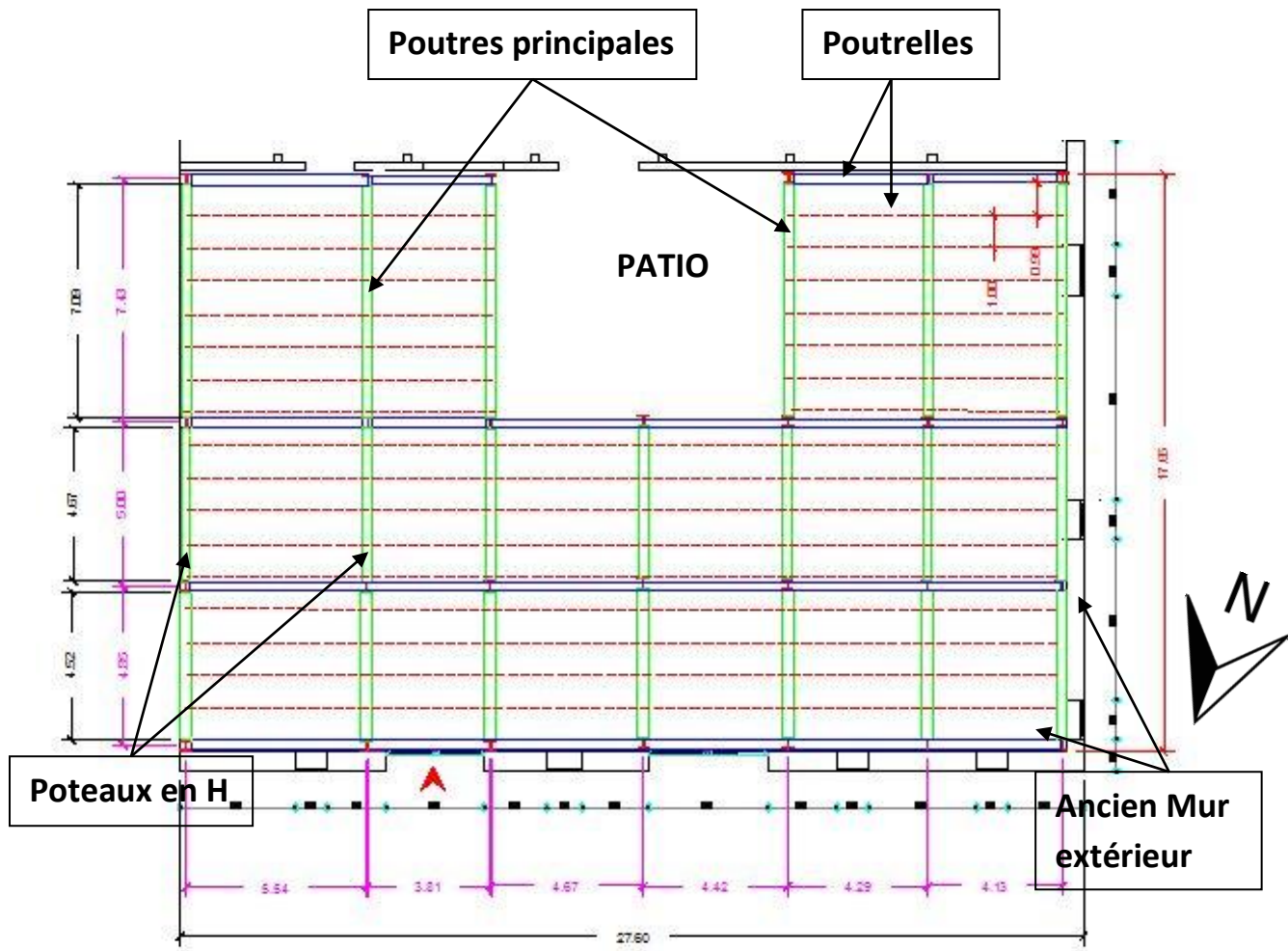


Figure III.5.a : vue en plan de la structure

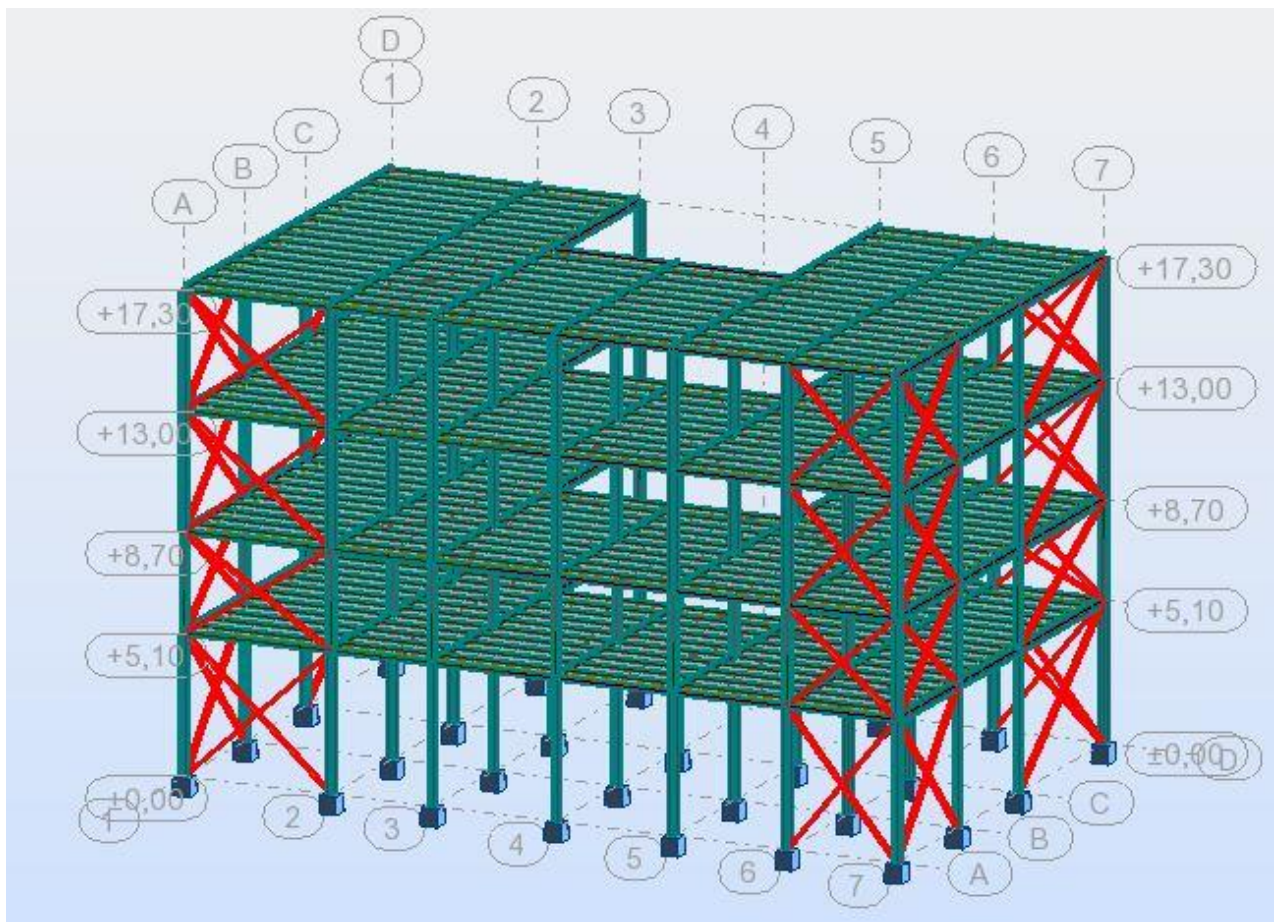


Figure III.5.b : vue de la structure en 3D

III.3. MATERIAUX UTILISE:

III.3.1. L'acier de construction :

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone (dans des proportions comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone), pour se type de bâtiment on utilisera l'acier de nuance **S235** qui a pour caractéristique :

- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000 \text{ MPa}$.

III.3.2. Le béton :

Le béton est une pierre artificielle composé de gravier, de sable et un liant généralement du ciment. Les caractéristiques utilisées pour ce projet sont :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$.
- Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$.

III.4. LES ASSEMBLAGES :

L'assemblage se fait par :

III.4.1. Boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) pour les assemblages rigides des portiques auto stable.

Boulon HR comporte une tige fileté, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance et deux rondelles.

III.4.2. Soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à connecter deux parties du même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport qui sert de liaison entre les deux pièces à assembler.

III.5. LES CHARGES

Les différentes charges agissantes sur les différentes surfaces de la structure se résument par l'action des charges permanentes, d'exploitation et les effets climatiques.

A cet effet, on usitera des normes du document technique DTR.B.C2.2 (charges et surcharges) qui nous donnera les valeurs des charges permanentes et d'exploitations. Ainsi que du règlement neige et vent RNV99 version 2013 pour l'étude des charges climatique.

III.5.1. Charge permanente :

Les charges permanentes sont notées par « G ». Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

III.5.1.1. Les planchers :^[10]

Le plancher mixte collaborant aura une épaisseur moyenne de 8cm et repose sur un coffrage perdu (HI-bond 55.750).

a) Plancher d'étage courant :

- Dalle de compression en béton armé (ép moyenne= 8 cm) 200 daN/m²
- Revêtement plancher y compris mortier de pose 120 daN/m²
- Lit de sable (ép = 2 cm) 34 daN/ m²
- Tôle d'acier nervuré HI-bond 55 (coffrage perdu) 11.3 daN/m²
- Faux plafond (ép = 2 cm) 20 daN/m²

G_{étage}= 384.3 daN/m²

b) Plancher de terrasse (inaccessible)^[10]

- Gravillon de protection 20 daN/m²
- Etanchéité multicouche (ép = 2 cm) 12 daN/m²
- Isolation thermique (blocs de liège : ep = 4cm) 16 daN/ m²
- Forme de pente (dalle flottante, ép = 10 cm) 220 daN/m²
- Dalle de compression (ép moyenne = 8 cm) 200 daN/m²
- Tôle d'acier nervuré HI-bond 55 (coffrage perdu) 11.3 daN/m²
- Faux plafond (ép = 2 cm) 20 daN/m²

G_{terrasse}= 499.3 daN/m²

III.5.2.CHARGES D'EXPLOITATION ^[10]:

Les charges d'exploitation notées « Q », correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela il y'a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique (DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation).

- Plancher terrasse inaccessible 100 daN/m²
- Plancher étage courant 250 daN/m²

III.6.LES CHARGES CLIMATIQUE :

Cette partie a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV 99 version 2013).

III.6.1. LA NEIGE :

Le règlement RNV 99 version 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante^[11] :

$$S = \mu S_k[\text{KN/m}^2]$$

- S_k est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4 (RNV99 version 2013), en fonction de l'altitude et la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donnée au paragraphe 6 (RNV99 version 2013).

a. Charge de neige au sol (S_k)

Le bâtiment en question est situé à la wilaya de Tlemcen c'est-à-dire en zone de neige : groupe I, zone A et à une altitude d'environ de 800 m.

$$S_k = (0.07H + 15) / 100 = (0.07 \times 800 + 15) / 100 = 0.71 \text{ KN/m}^2$$

b. Coefficient d'ajustement (μ)

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 0^\circ$. Et d'après le tableau 6.1. (RNV version 2013) on a : $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow \mu = 0,8$

$$S = 0.8 \times 0.71 = 0.568 = 56.8 \text{ daN/m}^2$$

III.6.2. LE VENT ^[11] :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- L'intensité.
- La direction.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure

Le but du calcul de la pression du vent et d'évaluer l'intensité des pressions agissant sur la structure.

- **Principes du DTR RNV (version 2013) :**

Le règlement impose d'étudier le vent dans toutes les parois de la structure.

Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois.

Sens V1 : Façade latérale droite.

Sens V2 : Façade principale.

D'après le tableau A1 du RNV 2013 le bâtiment est classé en catégorie **II**

$$V_{\text{réf}} = 27 \text{ m/s}$$

- **Données relatives au site** ^[11]:

D'après le tableau A2 du règlement RNV 2013 du Tlemcen se trouve en zone **II**.

Zone	$q_{\text{réf}}$ (N/m ²)
II	435

Tableau III.1 : Valeurs de la pression dynamique de référence.

Avec :

$q_{\text{réf}}$ (N/m²) : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée d'utilisation supérieur à 5ans).

Catégories de terrain IV : (Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m).

Catégorie de terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
IV	0,234	1	10	0,67

Tableau III.2 : Définition des catégories de terrain.

K_t : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimal.

ϵ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient.

III.6.2.1. Coefficient d'exposition au vent (C_e)^[11] :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

$$C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) * [1 + 7I_v(z)].$$

Avec :

C_t : Coefficient de topographie. (§ 2.4.4 du RNV 2013)

C_r : Coefficient de rugosité. (§ 2.4.5 du RNV 2013)

I_v(z) : I 'intensité de la turbulence. (§ 2.4.6 du RNV 2013)

Z (m) : La hauteur considérée.

a) Coefficient de rugosité $C_r(z)$:

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il définit la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$C_r(z) = K_T * \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z < 200m$$

$$C_r(z) = K_T * \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z < Z_{min}$$

K_T : facteur du terrain est donné par le tableau 2.4 du rNV2013 ; dans notre cas il s'agit d'un terrain de catégorie IV qui nous donne les valeurs :

$$K_T=0.234$$

$$Z_0=1$$

$$Z_{min}=10$$

$$\varepsilon =0.67$$

Les valeurs de $Cr(z)$ est comptabilisés dans le tableau :

niveau	Hauteur (m)	Z (m)	Max(Z ;Zmin)	Cr(z)
RDC	5.10	2.55	10	0.538
1 ^{er} étage	3.60	6.90	10	0.538
2eme étage	4.30	10.85	10.85	0.558
3eme étage	4.30	15.15	15.15	0.636

Tableau III.3 : coefficient de rugosité

b) Coefficient de topographie $C_t(z)$:

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci est sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées...

$$C_t(z) =1 \text{ pur (Site plat) } .(\S 2.4.5 \text{ du RNV 2013)}$$

c) intensité de la turbulence (I_v) :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z \leq Z_{min}$$

niveau	Zj(m)	Cr	Ct	Iv	Ce
RDC	2.55	0.538	1	0.434	1.168
1 ^{er} étage	6.9	0.538	1	0.434	1.168
2eme étage	10.85	0.558	1	0.419	1.224
3eme étage	15.15	0.636	1	0.368	1.446

Tableau III.4 : Coefficient d'exposition au vent

III.6.2.2 Pression dynamique de pointe q_p :

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e) \quad [N/m^2]$$

avec : q_{ref} : valeur de la pression dynamique de référence = 435 N/m²

$Z_e(m)$: la hauteur de référence

niveau	Z_e	$C_e(Z_e)$	$q_p(Z_e) [N/m^2]$
RDC	2.55	1.168	508.08
1 ^{er} étage	6.9	1.168	508.08
2eme étage	10.85	1.224	532.44
3eme étage	15.15	1.446	629.01

Tableau III.5 : pression dynamique de pointe

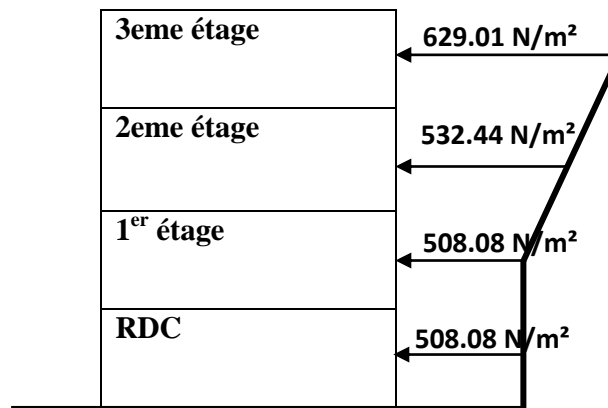


Figure III.6 : pression dynamique de pointe exercée sur la structure

III.6.2.4. Détermination de la pression aérodynamique W:

La pression dynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi, où l'une des deux faces est à l'extérieur et l'autre à l'intérieur, est obtenue à l'aide de la formule :

$$w(z_j) = q_p(Z_e) * (Cp_e - Cp_i) \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{\S}2.5.2. \text{RNV99 version 2013})$$

Avec : Cp_e : coefficient de pression à l'extérieur

Cp_i : coefficient de pression à l'intérieur

Les deux sens où le vent peut entrer en action sont montrés dans la figure III.7 puisque les deux faces restantes sont masquées par des constructions.

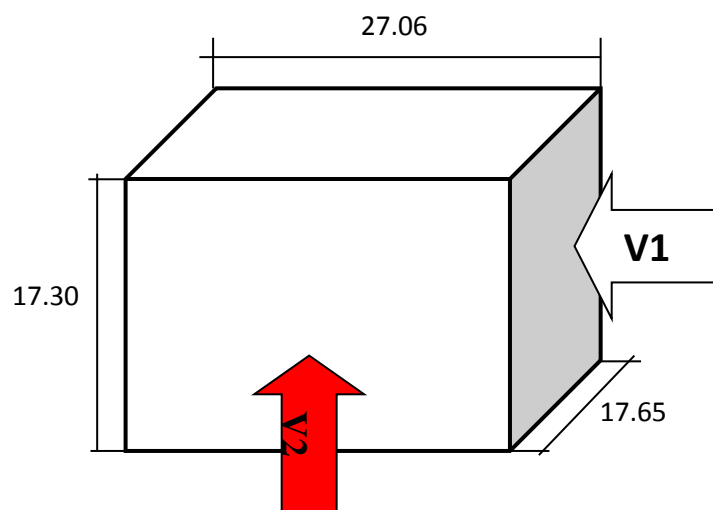


Figure III.7 : sens du vent sur la structure

- **Détermination de coefficient de pression :**

a) Calcul des coefficients de pressions extérieures Cp_e :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$Cp_e = Cp_{e.1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$Cp_e = Cp_{e.1} + (Cp_{e.10} + Cp_{e.1}) * \log_{10} S \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$Cp_e = Cp_{e.10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Donc : **$Cp_e = Cp_{e.10}$**

1) la direction du vent V1 :

a) Paroi verticale :

Il convient de la diviser comme l'indique la figure III.9 (§5.1.2. RNV99 version2013)

$$e = \min(b ; 2h) = 17.65 \text{ m}$$

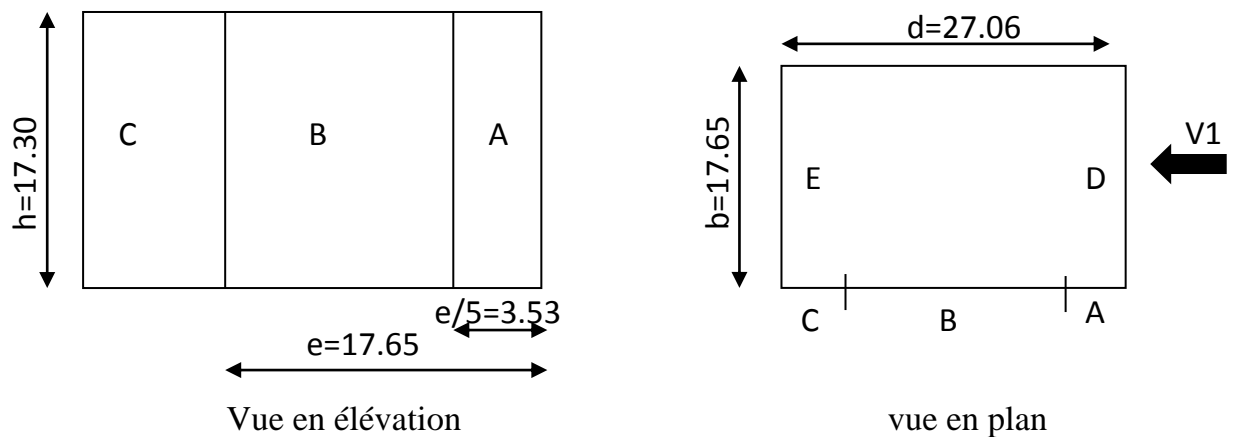


Figure III.8 : légende pour paroi verticale

• Détermination du coefficient Cpe :

Les valeurs de Cpe seront données par le tableau : (tableau 5.1 RNV2013)

	A	B	C	D	E
Cpe,10	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau III.6 : valeurs du coefficient Cpe pour une paroi verticale

• Détermination du coefficient Cpi

Dans le cas d'un bâtiment ayant une face dominante où l'aire des ouvertures dans la face dominante est égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces :

$$C_{pi} = 0.75 C_{pe} \quad (\text{§5.2.2.1 RNV2013})$$

	A	B	C	D	E
C _{pi}	-0.75	-0.6	-0.375	+0.6	-0.225

Tableau III.7 : valeurs du coefficient C_{pi} pour une paroi verticale

b) Toiture :

Nous somme en présence d’une toiture plate (angle de la pente est égale ou inferieur à 5°), la surface est partagée selon la figure III.9.

$e_{min}=(b ;2h)=17.65m$

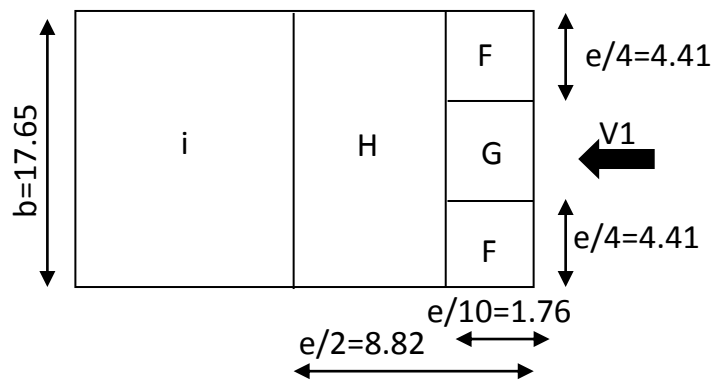


Figure III.9 : légende pour les toitures plates

• **Détermination du coefficient C_{pe} :**

Les valeurs du coefficient C_{pe} sont données par le tableau :

		F	G	H	I
		C _{pe.10}	C _{pe.10}	C _{pe.10}	C _{pe.10}
Avec acrotères	hp/h=0.025	-1.6	-1.1	-0.47	±0.2

Tableau III.8 : valeurs du coefficient C_{pe} pour une toiture plate avec acrotère

- Détermination du coefficient C_{pi} :

Les valeurs du coefficient C_{pe} sont données par le tableau :

		F	G	H	I
		C_{pi}	C_{pi}	C_{pi}	C_{pi}
Avec acrotères	$h_p/h=0.025$	-1.2	-0.825	-0.352	± 0.15

Tableau III.9 : valeurs du coefficient C_{pi} pour une toiture plate avec acrotère

La pression aérodynamique W est donnée par les tableaux :

niveau	Zone	q_p [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(Z_j)$
RDC	A	508.08	-1.0	-0.75	-0.25	-127.02
RDC	B	508.08	-0.8	-0.6	-0.2	-101.60
RDC	C	508.08	-0.5	-0.375	-0.125	-63.51
RDC	D	508.08	+0.8	+0.6	+0.2	101.60
RDC	E	508.08	-0.3	-0.225	-0.075	-38.106

Tableau III.10 : valeurs de la pression aérodynamique W au RDC

niveau	Zone	q_p [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(Z_j)$
1 ^{er} étage	A	508.08	-1.0	-0.75	-0.25	-127.02
1 ^{er} étage	B	508.08	-0.8	-0.6	-0.2	-101.60
1 ^{er} étage	C	508.08	-0.5	-0.375	-0.125	-63.51
1 ^{er} étage	D	508.08	+0.8	+0.6	+0.2	101.60
1 ^{er} étage	E	508.08	-0.3	-0.225	-0.075	-38.106

Tableau III.11 : valeurs de la pression aérodynamique W au 1^{er} étage

niveau	Zone	q_p [N/m ²]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(Z _j)
2eme étage	A	532.44	-1.0	-0.75	-0.25	-133.11
2eme étage	B	532.44	-0.8	-0.6	-0.2	-106.49
2eme étage	C	532.44	-0.5	-0.375	-0.125	-66.55
2eme étage	D	532.44	+0.8	+0.6	+0.2	+106.49
2eme étage	E	532.44	-0.3	-0.225	-0.075	-39.93

Tableau III.12 : valeurs de la pression aérodynamique W au 2eme étage

niveau	Zone	q_p [N/m ²]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(Z _j)
3eme étage	A	629.01	-1.0	-0.75	-0.25	-157.25
3eme étage	B	629.01	-0.8	-0.6	-0.2	-125.80
3eme étage	C	629.01	-0.5	-0.375	-0.125	-78.62
3eme étage	D	629.01	+0.8	+0.6	+0.2	+125.80
3eme étage	E	629.01	-0.3	-0.225	-0.075	-188.70

Tableau III.13 : valeurs de la pression aérodynamique W au 3eme étage

niveau	Zone	q_p [N/m ²]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(Z _j)
Toiture	F	629.01	-1.6	-1.2	-0.4	-251.60
Toiture	G	629.01	-1.1	-0.825	-0.275	-172.98
Toiture	H	629.01	-0.47	-0.352	-0.118	-74.22
Toiture	I	629.01	±0.2	±0.15	±0.05	-31.45

Tableau III.14 : valeurs de la pression aérodynamique W au toiture

2) la direction du vent V2 :

a) Paroi verticale :

Il convient de la diviser comme l'indique la figure III.10 (§5.1.2. RNV99 version2013)

$$e = \min(b ; 2h) = 27.06 \text{ m}$$

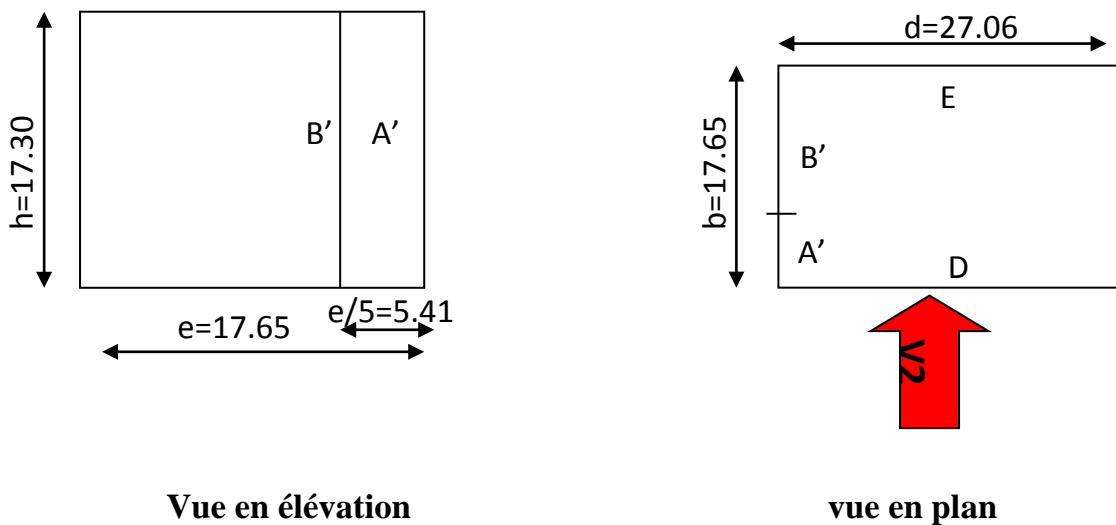


Figure III.10 : légende pour paroi verticale

- Détermination du coefficient Cpe :

Les valeurs de Cpe seront données par le tableau : (tableau 5.1 RNV2013)

	A'	B'	D	E
Cpe,10	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau III.15 : valeurs du coefficient Cpe pour une paroi verticale

• Détermination du coefficient Cpi

$C_{pi} = 0.75 C_{pe}$ (§5.2.2.1 RNV2013)

	A'	B'	D	E
Cpi	-0.75	-0.6	+0.6	-0.225

Tableau III.16 : valeurs du coefficient Cpi pour une paroi verticale

c) Toiture :

$e_{min}=(b ; 2h)=27.06m$

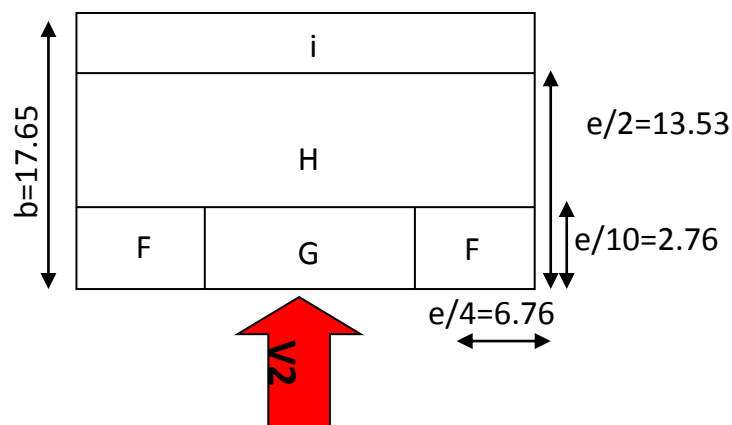


Figure III.11 : légende pour les toitures plates

• Détermination du coefficient Cpe :

Les valeurs du coefficient Cpe sont données par le tableau :

		F	G	H	I
		Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10
Avec acrotères	hp/h=0.025	-1.6	-1.1	-0.47	±0.2

Tableau III.17 : valeurs du coefficient Cpe pour une toiture plate avec acrotère

• Détermination du coefficient C_{pi} :

Les valeurs du coefficient C_{pe} sont données par le tableau :

		F	G	H	I
		C_{pi}	C_{pi}	C_{pi}	C_{pi}
Avec acrotères	$h_p/h=0.025$	-1.2	-0.825	-0.352	± 0.15

Tableau III.18 : valeurs du coefficient C_{pi} pour une toiture plate avec acrotère

La pression aérodynamique W est donnée par les tableaux :

niveau	Zone	q_p [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(Z_j)$
RDC	A'	508.08	-1.0	-0.75	-0.25	-127.02
RDC	B'	508.08	-0.8	-0.6	-0.2	-101.60
RDC	D	508.08	+0.8	+0.6	+0.2	101.60
RDC	E	508.08	-0.3	-0.225	-0.075	-38.106

Tableau III.19 : valeurs de la pression aérodynamique W au RDC

niveau	Zone	q_p [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(Z_j)$
1 ^{er} étage	A'	508.08	-1.0	-0.75	-0.25	-127.02
1 ^{er} étage	B'	508.08	-0.8	-0.6	-0.2	-101.60
1 ^{er} étage	D	508.08	+0.8	+0.6	+0.2	101.60
1 ^{er} étage	E	508.08	-0.3	-0.225	-0.075	-38.106

Tableau III.20 : valeurs de la pression aérodynamique W au 1^{er} étage

niveau	Zone	q_p [N/m ²]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(Z _j)
2eme étage	A'	532.44	-1.0	-0.75	-0.25	-133.11
2eme étage	B'	532.44	-0.8	-0.6	-0.2	-106.49
2eme étage	D	532.44	+0.8	+0.6	+0.2	+106.49
2eme étage	E	532.44	-0.3	-0.225	-0.075	-39.93

Tableau III.21 : valeurs de la pression aérodynamique W au 2eme étage

niveau	Zone	q_p [N/m ²]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(Z _j)
3eme étage	A'	629.01	-1.0	-0.75	-0.25	-157.25
3eme étage	B'	629.01	-0.8	-0.6	-0.2	-125.80
3eme étage	D	629.01	+0.8	+0.6	+0.2	+125.80
3eme étage	E	629.01	-0.3	-0.225	-0.075	-188.70

Tableau III.22 : valeurs de la pression aérodynamique W au 3eme étage

niveau	Zone	q_p [N/m ²]	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(Z _j)
Toiture	F	629.01	-1.6	-1.2	-0.4	-251.60
Toiture	G	629.01	-1.1	-0.825	-0.275	-172.98
Toiture	H	629.01	-0.47	-0.352	-0.118	-74.22
Toiture	I	629.01	±0.2	±0.15	±0.05	-31.45

Tableau III.23 : valeurs de la pression aérodynamique W au toiture

Chapitre IV

**DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS
DE LA STRUCTURE**

IV.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement consiste à étudier les éléments portants de la structure constituée des éléments secondaires qui sont les poutrelles, et des éléments porteurs qui sont les poutres et les poteaux.

Le dimensionnement de chaque élément se fait par la satisfaction des trois Conditions :

- Vérification de la Condition de flèche.
- Vérification de la Condition de résistance.
- Vérification au cisaillement.

Le règlement CCM97 [12] a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et les vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier. Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu.

VI.2. Classification des sections transversales selon le CCM97: [12]

Utilisation de CCM97 a proposé la nuance minimale ($f_y = 235N/mm^2$) de classes de sections transversales :

- **Classe 1** : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- **Classe 2** : Sections transversales pouvant développer un moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- **Classe 3** : Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

- **Classe 4** : Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

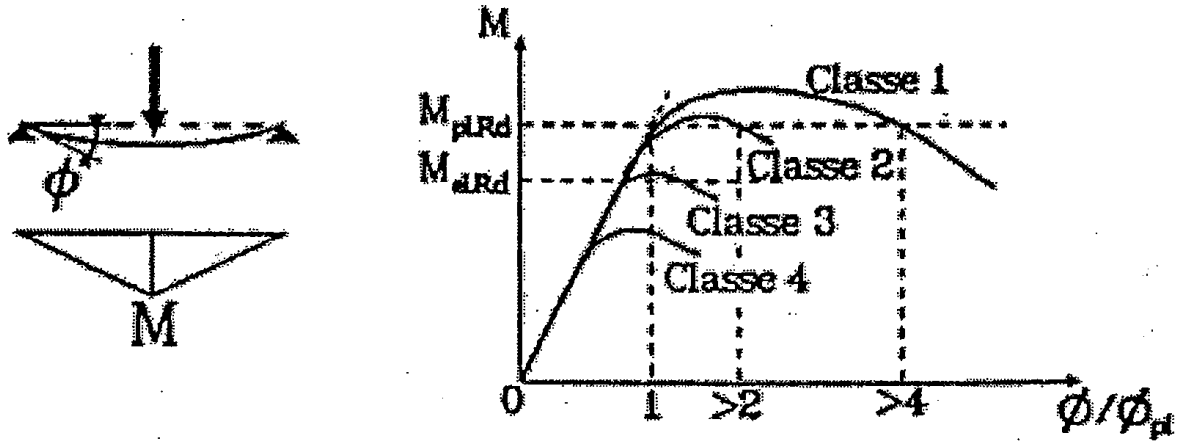


Figure IV.1 : Lois types de comportement moments-rotation correspond à chaque classe

IV.3. Coefficient partiels de sécurité^[12] :

Le coefficient partiel de sécurité pour les matériaux doit être prise égal aux valeurs suivantes :

- Section de classe (1, 2, 3) → $\gamma_{M0} = 1,1$.
- Section de classe 4 → $\gamma_{M1} = 1,1$.
- Section nette au droit des trous → $\gamma_{M2} = 1,25$.

IV.4. Valeurs limites des flèches : ^[12]

Conditions	(flèche dans l'état final)
Toiture en générale	$L/200$
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	$L/250$
Planchers en général	$L/250$
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	$L/250$
Planchers supportant des poteaux à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état Limite ultime	$L/400$
Cas où peut nuire à l'aspect du bâtiment	$L/250$

Tableau IV.1 : Valeurs limites des flèches.

IV.5. Sollicitation de calcul :

Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$.

Etat limite service : $G + Q$.

Etat limite accidentel : S_n (neige) + W_n (Vent).

IV.6. Pré dimensionnement :

IV.6.1. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des profils IPE qui travaillent à la flexion simple. L'écartement entre les poutrelles est déterminé par l'inéquation suivante :

$$0,7\text{m} \leq L \leq 1,50\text{m}$$

Dans notre cas on a pris cette valeur égale à 1.00 mètre.

Pour le pré dimensionnement des solives on adoptera Dans le cas le plus défavorables la plus grande portée des solives qui est égale à 5.54 mètres.

IV.6.1.1.poutrelle du plancher terrasse :

D'après le tableau IV.1 nous avons la valeur limite de la flèche (f_{adm}):

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{554}{250} = 2.2 \text{ cm}$$

La charge à l'état limite de service est égale à q_s :

$$q_s = G_{\text{terrasse}} + Q_{\text{terrasse}} = 499.3 + 100 = 599.3 \text{ daN/m}^2$$

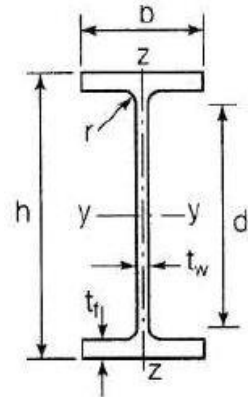
$$q = q_s \times \text{espacement} = 599.3 \times 1 \approx 600 \text{ daN/m}$$

pour une charge uniformément répartie sur le long de la poutrelle et appuyée sur deux appuis la flèche (f) est égale

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq f_{adm}$$

$$I \geq \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot f} \Rightarrow I \geq \frac{5 \cdot 600 \cdot 5.54^4}{0.022 \cdot 384 \cdot 21 \cdot 10^9} = 1580 \text{ cm}^4$$

On prendra des IPE200 $I_y = 1943 \text{ cm}^4$



Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE200	22,4	28,5	200	100	8,5	5,6	159	1943	142	220,6	44,61	8,26	2,24

Tableau IV.2 : Caractéristiques du profilé IPE200

Vérification de la flèche pour les IPE200:

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq f_{adm} \quad \text{avec } f_{adm} = 2.2 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \cdot 600 \cdot 5.54^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^9 \cdot 1943 \cdot 10^{-8}} = 1.8 \text{ cm} \leq 2.2 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Classe de la section transversale :

- a/semelle :

D'après le document DTR.BC.2.44 (CCM97) tableau 53.1 – feuille 03 , nous avons :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{50}{8.5} = 5.88 < 10 \varepsilon \quad \text{avec } c = \frac{b}{2} \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

- **b/ l'âme :**

D'après le document DTR.BC.2.44 (CCM97) tableau 53.1 – feuille 01 , nous avons :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 < 72\varepsilon \Rightarrow \text{classe 1}$$

La section globale est de classe 1, Ce que veut dire que le coefficient de sécurité

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

- **c) Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)**

D'après le document DTR.BC.2.44 (CCM97) paragraphe 5.4.5.1 on doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{ply}$$

$$\text{avec : } M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} \text{ et } M_{ply} = \frac{W_{Ply}}{\gamma_{M0}} * f_y$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit $P_p = 22,4 \text{ Kg/m} = 0,224 \text{ KN/m} \dots$ (tableau IV.2)

La charge permanente deviendra $G = G_{\text{terrasse}} + P_p = 499.3 + 22.4 = 521.7 \text{ daN/m}$

$q_u = 1.35G + 1.5Q_{\text{terrasse}} = 1.35 * 521.7 + 1.5 * 100 = 654.3 \text{ daN/m}$

$$M_{sd} = \frac{654.3 * 5.54^2}{8} = \underline{2510.2 \text{ daN/m}}$$

$$M_{ply} = \frac{220.6 * 10^{-6}}{1.1} * 235 * 10^5 = \underline{4712.82 \text{ daN/m}}$$

La condition est vérifiée

- **d) vérification de la résistance (effort tranchant) :**

D'après le document DTR.BC.2.44 (CCM97) paragraphe 5.4.6 on doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \text{où } V_{pl,rd} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} \text{ et } A_v : \text{aire de cisaillement}$$

$$A_v = A - 2b * t_f + (t_w + 2r) * t_f = 28.5 - 2 * 10 * 0.85 + (0.56 + 2 * 1.2) * 0.85 = \underline{14.016 \text{ cm}^2}$$

$$V_{sd} = q_u * L / 2 = 654.3 * 5.54 / 2 = \underline{1812.411 \text{ daN}}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{14.016 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^5}{\sqrt{3} \cdot 1.1} = 17287.7 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée

L' IPE 200 vérifie tout les condition bien que du point de vue cisaillement que du point de vue flexion.

• IV.6.1.2.poutrelle du plancher étage :

D'après le tableau IV.1 nous avons la valeur limite de la flèche (f_{adm}):

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{554}{250} = 2.2 \text{ cm}$$

La charge à l'état limite de service est égale à q_s :

$$q_s = G_{\text{etage}} + Q_{\text{etage}} = 384.3 + 250 = 634.3 \text{ daN/m}^2$$

$$q = q_s \times \text{espacement} = 634.3 \times 1 = 634.3 \text{ daN/m}$$

pour une charge uniformément répartie sur le long de la poutrelle et appuyée sur deux appuis la flèche(f) est égale

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq f_{adm}$$

$$I \geq \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot f} \Rightarrow I \geq \frac{5 \cdot 634.3 \cdot 5.54^4}{0.022 \cdot 384 \cdot 21 \cdot 10^9} = 1683.9 \text{ cm}^4$$

On prendrades IPE200 $I_y = 1943 \text{ cm}^4$

Vérification de la flèche pour les IPE200:

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq f_{adm} \quad \text{avec } f_{adm} = 2.2 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \cdot 634.3 \cdot 5.54^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^9 \cdot 1943 \cdot 10^{-8}} = 1.9 \text{ cm} \leq 2.2 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Classe de la section transversale :

- **a/semelle :**

D'après le document DTR.BC.2.44 (CCM97) tableau 53.1 – feuille 03 , nous avons :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{50}{8.5} = 5.88 < 10 \varepsilon \quad \text{avec } c = \frac{b}{2} \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

- **b/l'âme :**

D'après le document DTR.BC.2.44 (CCM97) tableau 53.1 – feuille 01 , nous avons :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 < 72 \varepsilon \Rightarrow \text{classe 1}$$

La section globale est de classe 1, Ce que veut dire que le coefficient de sécurité

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

- **c) Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)**

D'après le document DTR.BC.2.44 (CCM97) paragraphe 5.4.5.1 on doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{ply}$$

$$\text{avec : } M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} \text{ et } M_{ply} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{M0}} * f_y$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit $P_p = 22.4 \text{ Kg/m} = 22.4 \text{ daN/m}$... (tableau IV.2)

La charge permanente deviendra $G = G_{\text{etage}} + P_p = 384.3 + 22.4 = 406.7 \text{ daN/m}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q_{\text{etage}} = 1.35 \cdot 406.7 + 1.5 \cdot 250 = 924.05 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{924.05 \cdot 5.54^2}{8} = \underline{3545.07 \text{ daN/m}}$$

$$M_{ply} = \frac{220.6 \cdot 10^{-6}}{1.1} * 235 \cdot 10^5 = \underline{4712.82 \text{ daN/m}}$$

La condition est vérifiée

- **d) vérification de la résistance (effort tranchant) :**

D'après le document DTR.BC.2.44 (CCM97) paragraphe 5.4.6 on doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \text{où } V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad \text{et } A_v : \text{aire de cisaillement}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 28.5 - 2 \cdot 10 \cdot 0.85 + (0.56 + 2 \cdot 1.2) \cdot 0.85 = \underline{14.016 \text{ cm}^2}$$

$$V_{sd} = q_u \cdot L / 2 = 924.05 \cdot 5.54 / 2 = \underline{2559.62 \text{ daN}}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{14.016 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^5}{\sqrt{3} \cdot 1.1} = \underline{17287.7 \text{ daN}}$$

La condition est vérifiée

Les poutrelles IPE 200 pour les planchers étages et pour le plancher terrasse vérifient la condition du cisaillement et la condition de la flexion.

IV.6.2. dimensionnement des poutres principale :

Pour le pré dimensionnement des poutres on prendra la poutre la plus sollicitée. C'est la poutre la plus longue et qui supporte les deux travées de 5.54m et 3.81 m.

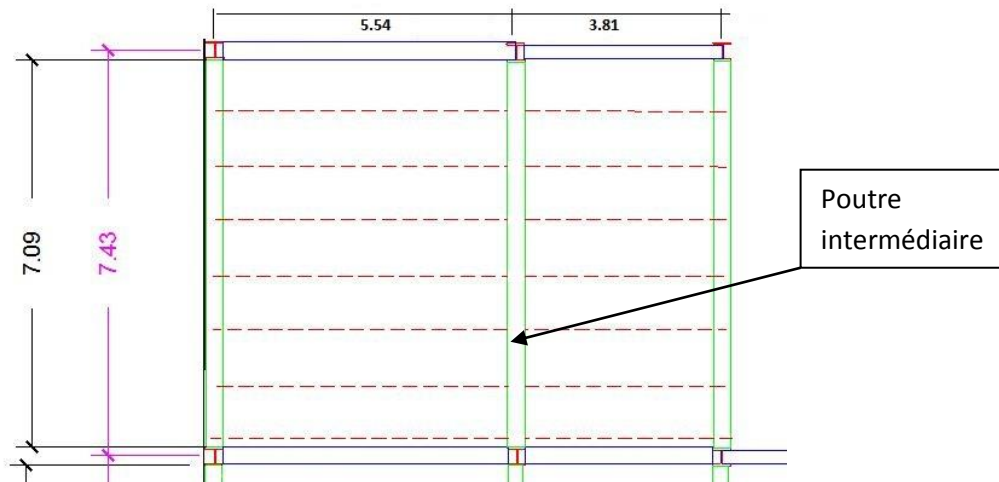


Figure IV.2 : la poutre la plus sollicitée

En fonction de l'espacement qui existe entre les poutrelles cette poutre sera sollicitée par des charges uniformément répartie.

La longueur de la poutre est de 7.09 m

Charges des poutrelles : $G_{poutrelle} = (P_p / \text{entre axe solive}) \times \text{nb de solives}$.

$$G_{poutrelle} = (22.4 / 1.00) \times 7 = 156.8 \text{ daN/m}^2$$

IV.7.2.1. poutre terrasse :

D'après le tableau IV.1 nous avons la valeur limite de la flèche (f_{adm}):

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{709}{250} = 2.83 \text{ cm}$$

La charge à l'état limite de service est égale à q_s :

$$G_{totale} = (G_{terrasse} + G_{poutrelle}) \times (5.54 + 3.81) / 2$$

$$G_{\text{totale}} = (499.3 + 156.8) * 4.67 = 3067.27 \text{ daN/m}$$

$$q_s = G_{\text{totale}} + Q_{\text{terrasse}} = 3067.27 + 100 = 3167.27 \text{ daN/m}^2$$

pour une charge uniformément répartie sur le long de la poutre et appuyée sur deux appuis la flèche(f) est égale

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} \leq f_{adm}$$

$$I \geq \frac{5 * q * L^4}{384 * E * f} \Rightarrow I \geq \frac{5 * 3167.27 * 7.09^4}{0.0283 * 384 * 21 * 10^9} = 17534.9 \text{ cm}^4$$

On prendra des IPE400 $I_y = 23128.4 \text{ cm}^4$

Profil	h	b	t _w	t _r	r	Mass e par mètre P	Aire de la section A	Moment quadratiq ue I _y	Module de résistance élastique à la flexion W _{el,y}	Rayon de giration i _y	2 × S _y		I _z	W _{el,z}	i _z	2 × S _z		A _{yy}
											Module plastique W _{pl,y}					Module plastique W _{pl,z}		
	mm	mm	mm	mm	m	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
400	400	180	8,6	13,5	21	66,3	84,5	23 128,4	1 156,4	16,55	1 307,1	42,7	1 317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	

Tableau IV.3 : Caractéristiques du profilé IPE400

Vérification de la flèche pour les IPE400:

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} \leq f_{adm} \text{ avec } f_{adm} = 2.83 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 * 3167.27 * 7.09^4}{384 * 21 * 10^9 * 23128.4 * 10^{-8}} = 2.14 \text{ cm} \leq 2.83 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Classe de la section transversale :

- a/semelle :

D'après le document DTR.BC.2.44 (CCM97) tableau 53.1 – feuille 03 , nous avons :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{90}{13.5} = 6.66 < 10 \varepsilon \quad \text{avec } c = \frac{b}{2} \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

- b/l'âme :

D'après le document DTR.BC.2.44 (CCM97) tableau 53.1 – feuille 01 , nous avons :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8.6} = 38.49 < 72 \varepsilon \Rightarrow \text{classe 1}$$

La section globale est de classe 1, Ce que veut dire que le coefficient de sécurité

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

- c) Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

D'après le document DTR.BC.2.44 (CCM97) paragraphe 5.4.5.1 on doit vérifier la condition :

$$M_{sd} \leq M_{ply}$$

$$\text{avec : } M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} \text{ et } M_{ply} = \frac{W_{Ply}}{\gamma_{M0}} * f_y$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit $P_p = 66.3 \text{ Kg/m} = 66.3 \text{ daN/m} \dots$ (tableau IV.2)

La charge permanente deviendra $G = G_{total} + P_p = 3067.27 + 66.3 = 3133.57 \text{ daN/m}$

$q_u = 1.35G + 1.5Q_{terrasse} = 1.35 * 3133.57 + 1.5 * 100 = 4380.32 \text{ daN/m}$

$$M_{sd} = \frac{4380.32 * 7.09^2}{8} = \underline{27523.8 \text{ daN/m}}$$

$$M_{ply} = \frac{1307.1 * 10^{-6}}{1.1} * 235 * 10^5 = \underline{27924.41 \text{ daN/m}}$$

La condition est vérifiée

- d) vérification de la résistance (effort tranchant) :

D'après le document DTR.BC.2.44 (CCM97) paragraphe 5.4.6 on doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \text{où } V_{pl,rd} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} \text{ et } A_v : \text{aire de cisaillement}$$

$$A_v = A - 2b * t_f + (t_w + 2r) * t_f = 84.5 - 2 * 18 * 1.35 + (0.86 + 2 * 2.1) * 1.35 = \underline{42.73 \text{ cm}^2}$$

$$V_{sd} = q_u * L / 2 = 4380.32 * 7.09 / 2 = \underline{15528.23 \text{ daN}}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{42.73 * 10^{-4} * 235 * 10^5}{\sqrt{3} * 1.1} = \underline{52704.47 \text{ daN}}$$

La condition est vérifiée

Les poutres IPE400 des planchers étages et du plancher terrasse vérifient les conditions vis-à-vis du cisaillement et de la flexion.

IV.6.3. Pré dimensionnement des poteaux:

Les poteaux sont des éléments verticaux en I ou en H qui reçoivent les charges et les transmettent aux fondations. Ils sont soumis à la compression et des fois à la flexion. Il convient d'utiliser on cas de compression des profiles en H de largeur d'ailles supérieur à celle de la poutre qui s y accroche.

Dans notre cas les poutres sont des IPE400 de largeur des ailles égale à 180mm.

La plus grande hauteur des poteaux de la structure est au rez-de-chaussée et égale à 5.10 m, le poteau le plus sollicité parmi eux est un poteau intermédiaire comme indiqué dans la figure IV.3.

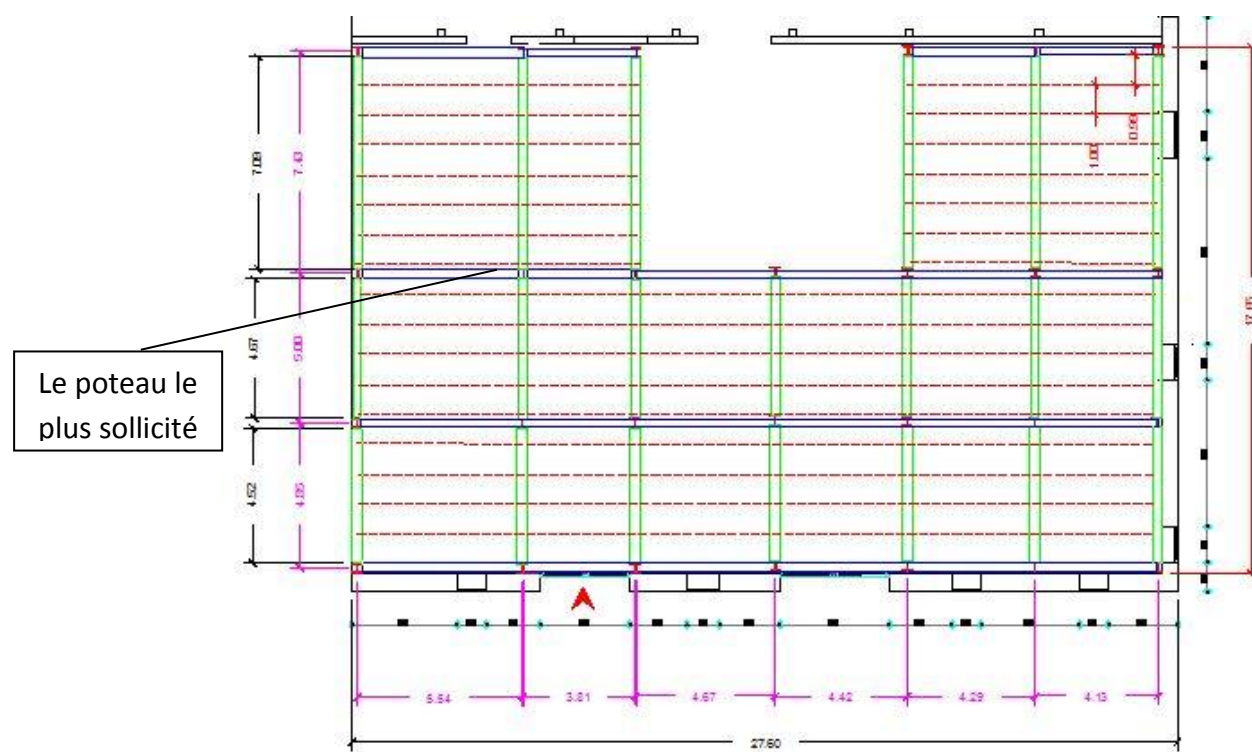


Figure IV.3 : poteau le plus sollicité au RDC

La surface du plancher reprise par le poteau le plus sollicité est :

$$S = 4.67 \times 6.21 = 29.00 \text{ m}^2 \quad (\text{Figure IV.4})$$

Le poteau supporte aussi les charges transmises par les poteaux des étages supérieurs.

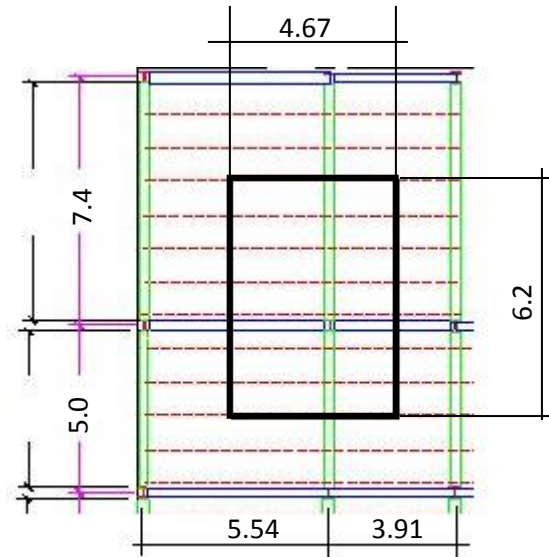


Figure IV.4 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

IV.6.3.1. chargement du poteau le plus sollicité :

a) Charge permanente G :

$$\text{Dalle terrasse} = 499.3 * 29 = 14479.7 \text{ daN}$$

$$\text{Dalle étage} = 384.3 * 29 = 11144.7 \text{ daN}$$

$$\text{Poutrelle} = 6 * 22.4 * 4.67 * 4.67 * 4 = 2510.6 \text{ daN}$$

$$\text{Poutre (IPE 400)} = 66.3 * 6 * 4 = 1646.9 \text{ daN}$$

$$\text{Poteau (HEA300)} = 88.3 * (4.3 + 4.3 + 3.6) = 1070.26 \text{ daN}$$

$$\mathbf{G = 30852.16 \text{ daN}}$$

b) Charge d'exploitation Q :

$$Q = (100 + 250 * 3) * 29$$

$$\mathbf{Q = 24650 \text{ daN}}$$

IV.7.3.2. calcul de l'effort sollicitant Nsd :

$$\mathbf{Nsd = 1.35G + 1.5Q}$$

$$Nsd = 1.35 * 30852.16 + 1.5 * 24650$$

$$\mathbf{Nsd = 78625.46 \text{ daN}}$$

IV.6.3.2. Condition de résistance : ^[12]

Pour les éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul Nsd de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :

$$N_{sd} \leq N_{c,rdy} \quad (\S 5.4.4 \text{ du CCM97})$$

$$N_{c,rdy} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_{\omega} \cdot A \cdot f_y}{\lambda_{m1}} \quad \text{Avec } \beta_{\omega} = 1 \quad \text{pour les classe 1,2 et 3}$$

χ_{lt} : Facteur de réduction pour le déversement

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\Phi_{lt} + \sqrt{\Phi_{lt}^2 + \bar{\lambda}_{lt}^2}} \quad \text{et} \quad \chi_{lt} \leq 1$$

Avec :

$$\Phi_{lt} = 0.5[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$$\alpha_{lt} : \text{Facteur d'imperfection } \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

Le poteau le plus sollicité au RDC a une hauteur de 5.10 mètres, la longueur de flambement pour un poteau considéré encasté –encasté est :

$$l_f = \frac{5.10}{2} = 2.55 \text{ m}$$

$$\text{Pour un HEA300 } i=12.7 \text{ cm} \quad \Rightarrow \lambda = \frac{2.55}{12.7 \cdot 10^{-2}} = 20.08$$

$$\lambda_k = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda} = \frac{20.08}{93.9} = 0.214$$

Le facteur d'imperfection α_{lt} correspond à la courbe de flambement appropriée, il est déterminé par le flambement 55.1 et 55.3 du CCM97

Pour les HEA300 on a $h/b=290/300=0.96 < 1.2$

$T_f=14\text{mm} \leq 100\text{mm}$

\Rightarrow **C'est la courbe « C » donc $\alpha_{lt} = 0.49$**

$$\phi_{lt} = 0.5[1 + 0.49(0.214 - 0.2) + 0.214^2] = 0.53$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{0.53 + \sqrt{0.53^2 + 0.214}} = 0.98$$

$$N_{c, rdy} = \frac{0.98 * 1 * 87 * 10^{-4} * 235 * 10^5}{1.1} = 182146.3 daN$$

⇒ $N_{sd} < N_{c, rdy}$

⇒ **Le profilé HEA300 vérifie la condition de résistance pour les poteaux**

IV.7. Conclusion :

Une fois les éléments de la structure (poteaux, poutres, poutrelles) ont été modélisés avec le logiciel robot structure analysis on procédera à la vérification des dimensionnement de chaque élément :

Après vérification on a trouvé que les poteaux HEA300 sont vérifiés. Néanmoins les poutres principale (IPE400) de la file 2 des planchers étages et du plancher terrasse ne sont pas vérifiées ainsi que plusieurs poutrelles dont le profilé est IPE200 (annexe 1).

On procédera alors à un redimensionnement des profilés :

Les IPE400 non vérifiés remplacés par des IPE450

Et les IPE200 remplacés par des IPE 240.

En résumé les éléments de la structure (figure IV.5) adoptés sont :

Poteaux : HEA300

Poutres : IPE450 et IPE400

Poutrelles : IPE240

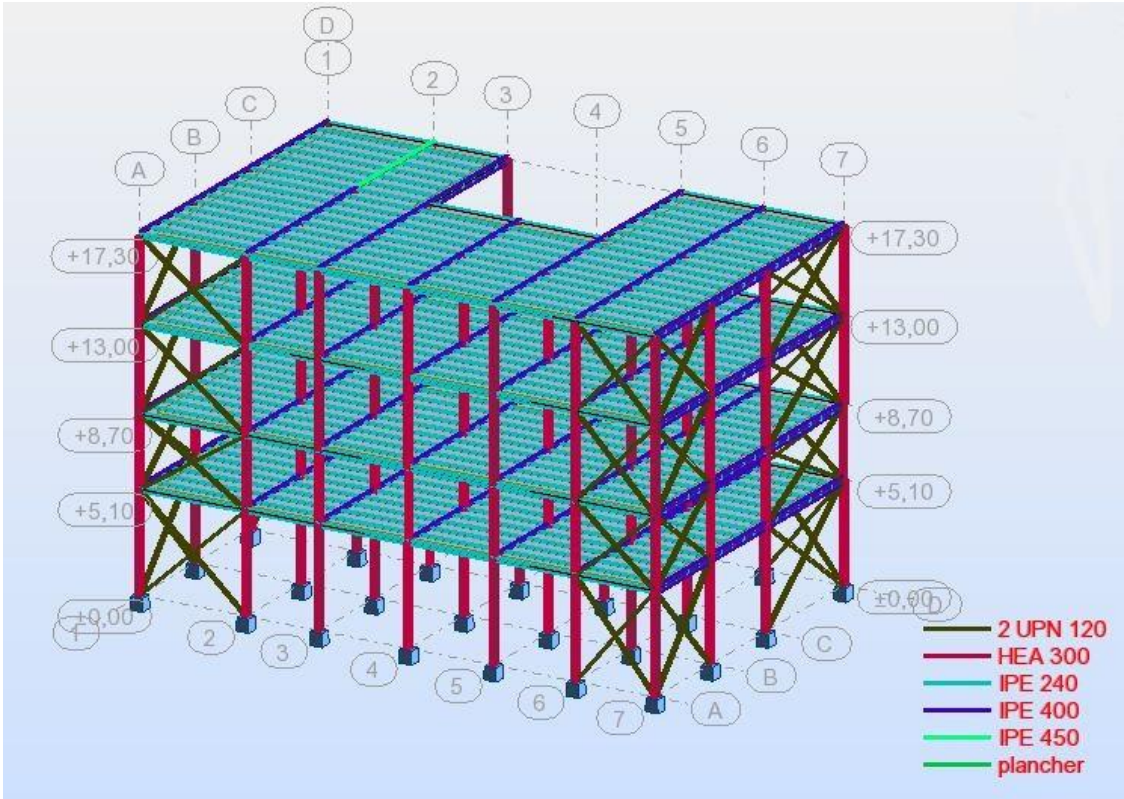


Figure IV.5 : Structure finale

Chapitre V

**ETUDE SISMIQUE DE LA
STRUCTURE**

V.1. INTRODUCTION :

Durant un séisme, les bâtiments subissent une déformation de leur structure, en particulier les immeubles de plusieurs étages. Les ondes sismiques entraînent des forces latérales au sol, occasionnant les déformations des bâtiments.

Des forces latérales fortes comme lors de puissants séismes peuvent abîmer, voire briser, des éléments fixés à la charpente d'un bâtiment. Dans des cas encore plus dramatiques, elles peuvent endommager la structure même de l'immeuble. Si jamais cette structure est trop endommagée, cela peut provoquer l'effondrement pur et simple du bâtiment.

Évidemment, si un bâtiment est vétuste dans un territoire fortement sismique, son assemblage ne pourra pas résister à la pression des forces latérales.

Les actions dynamiques les plus complexes appliqués sur un bâtiment, sont généralement des actions dus au séisme.

Ces actions sismiques induisent au niveau de la fondation des mouvements essentiellement horizontaux. Et à la superstructure des forces d'inertie qui s'oppose aux mouvements du sol, qui donnent des déplacements assez importants.

L'objectif est de déterminer tout d'abord des efforts sismiques sollicités la structure, et de vérifier après plusieurs paramètres.

Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 (D.T.R-B.C-2.48), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Ce règlement on le retrouve aussi parmi les préférences de la tâche du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.

Notre choix de la méthode de calcul s'est orienté vers la méthode d'analyse dynamique modale spectrale qui est une méthode utilisable dans tous les cas.

en vibration libre non amorti. Cela nous permet de calculer les périodes, les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

V.4.1. Modélisation de la structure

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum.

Pour une structure irrégulière en plan qui est sujette à la torsion plus les deux translations suivant X et Y, et qui est constituée de plancher rigide. Elle est modélisée en 3D avec un encastrement à la base et où les masses sont aux centres de gravités des planchers.

Le logiciel **AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014**, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et des ouvrages de génie civil, permet dans un premier temps de modéliser la structure réelle.

V.4.2. Spectre de réponse de calcul ^[13]

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25xAx \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2.5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ S} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T > 3.0\text{S} \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. (Tableau 4.1 du rpa99 v2003). Dans notre cas **A=0.15**

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. Donné par le tableau 4.3 du RPA99 V2003, en fonction du système de contreventement tel que défini en (§3.4 RPA99 V2003).

Dans notre cas : catégorie 9a: ossature contreventé par palées triangulées en X

R=4

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand $\xi = 5\%$ (acier dense), on a $\eta = 1$ (Tableau 4.2 valeur de $\xi\%$ RPA99 V2003).

T1 et T2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble **S3** (Tableau 4.7 RPA99 V2003)

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ Sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$$

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Critère de qualité « q »	Valeurs des pénalités « Pq »	
	Suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	$Q_x=1.05$	$Q_y=1.05$

Tableau V.1 : Valeurs de Pq en fonction du critère de qualité^[13]

V.4.3. Analyse modale spectrale^[13]

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- la sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres. L'analyse modale est basée sur les observations suivantes :
- la réponse d'une structure est prépondérante au voisinage de certaines fréquences, dites fréquences de résonance.
- le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.

La méthode modale spectrale peut être appliquée à tout type de structure (bâtiments irrégulier, ouvrages à risque spécial qu'ils soient réguliers ou irrégulier).

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique **I**
- Groupe d'usage **1A**.
- Site meuble (**S3**).
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
- Coefficient de comportement (**R = 4**).
- Facteur de qualité (**Q = 1.05**) suivant X.
- Facteur de qualité (**Q = 1.05**) suivant Y.

Les spectres de réponses suivant X et suivant Y sont identiques, leurs valeurs sont donnés par : (figure V.2)

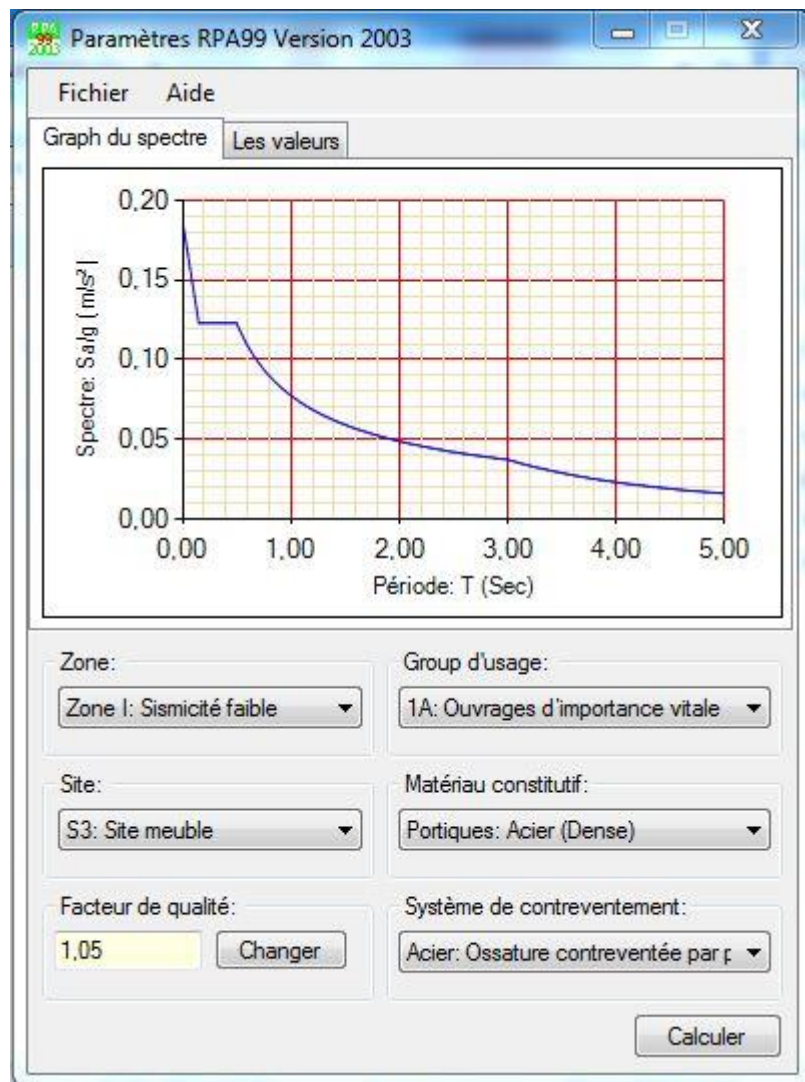


Figure V.2 : Valeurs du spectre de réponse

V.5. VERIFICATION DE LA STRUCTURE :

On vérifie les résultats collectés de l'analyse modale spectrale avec ceux la méthode statique équivalente :

V.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de T, calculée par le logiciel AUTODESK Robot, ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique majorée de 30%.

La période fondamentale obtenu par le logiciel ROBOT :

$$T = 0.33 \text{ s.}$$

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T_{RPA} = \min \begin{cases} C_T * H_N^{0.75} = 0.424 \text{ s} \\ 0.09 * \frac{H_N}{\sqrt{L_X}} = 0.300 \text{ s} \\ 0.09 * \frac{H_N}{\sqrt{L_Y}} = 0.377 \text{ s} \end{cases}$$

Avec : H_N : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T_{RPA} = 0.300 \text{ s}$$

Avec majoration de 30% on obtient une période de :

$$T_{RPA} = 0.300 * 1.3 = 0.390 \text{ s}$$

$$\Rightarrow T < T_{RPA} \text{ vérifié}$$

V.5.2. Vérification de la force sismique à la base

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site $T_2 = 0.50s$.

η : Facteur de correction d'amortissement. $\eta = 1$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen tirée de (§4.2.3 du RPA 99 version 2003) ,
pour notre cas $T=0.33 s \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow D=2.5 * \eta$

$D=2.5$

Q : facteur de qualité : $Q_x=1.05$ et $Q_y=1.05$

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du
système de contreventement en X : $R = 4$.

W : Poids total de la structure (calculée par ROBOT) $W = 344387.47 \text{ daN}$

$$V = \frac{0.15 * 2.5 * 1.05}{4} * 344387.47 = 33900.64 \text{ daN}$$

$$V = 33900.64 \text{ daN}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t 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 la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée^[13].

$$V_t > 0.8 * V$$

$$80\% V = 0.8 * 33900.64 = 27120.51 \text{ daN}$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	343,78	14,77	97,75	0,12	28,33	8,64
Barre	1	8	151	2	470	586
Noeud	1	16	16	4	156	6
Cas	13	13	13	13	13	13
Mode	CQC	CQC	CQC	CQC	2	CQC
MIN	-293,04	-13,59	-78,06	-0,09	-30,39	-8,58
Barre	17	8	151	2	470	586
Noeud	33	16	16	4	156	6
Cas	13	13	13	13	13	13
Mode	1	1	1	4	CQC	2

$$\text{Spectre X : } \begin{cases} Fx = 34378 \text{ daN} \\ Fy = 1477 \text{ daN} \end{cases}$$

$$Vx = \sqrt{Fx^2 + Fy^2} = 34409.71 \text{ daN}$$

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	315,04	13,56	93,49	0,12	10,55	7,95
Barre	5	8	151	2	472	166
Noeud	9	16	16	4	162	171
Cas	14	14	14	14	14	14
Mode	CQC	CQC	CQC	CQC	1	CQC
MIN	-292,21	-13,55	-77,84	-0,09	-17,49	-7,05
Barre	17	8	151	2	591	166
Noeud	33	16	16	4	16	171
Cas	14	14	14	14	14	14
Mode	1	1	1	4	CQC	1

$$\text{Spectre y : } \begin{cases} Fx = 31504 \text{ daN} \\ Fy = 1356 \text{ daN} \end{cases}$$

$$Vy = \sqrt{Fx^2 + Fy^2} = 31533.17 \text{ daN}$$

Vx et Vy sont supérieur à 80% de V

Chapitre VI

TECHNIQUE DU FAÇADISME

VI.1. INTRODUCTION :

Les éléments à garder dans ce projet sont les façades. Lors des travaux, démolition ou construction, un éتانçonnement par l'extérieur est préférable en évitant de placer des éléments à l'intérieur qui provoquent des difficultés lors des travaux. Toutefois, l'occupation extérieure est limitée et soumise aux règles des villes, afin de ne pas causer des désagréments aux voisins, aux passants et ou aux véhicules, et dans certains cas les autorisations ne sont pas concédées.

La réalisation de ce projet passera par trois phases :

- Phase 1 : préparation de l'immeuble par l'étaieiment des murs de façades.
- Phase2 : démolition de l'intérieur de l'immeuble.
- Phase 3 : construction d'une nouvelle structure.

Avant le commencement de tous travaux il faut dresser une clôture de la zone du chantier. Et pour le cas de cet immeuble qui donne sur deux voies publiques, il est prévu de l'entourer d'une clôture de 2 mètres de hauteur en matériau solide. Sa distance de la façade principale d'au moins 10m, cette distance est nécessaire pour l'emplacement de la grue d'une flèche de 30 mètres et du chevalet de maintien de la façade qui donne vers le boulevard de AKID LOTFI, cette clôture doit être complétée par un éclairage se trouvant à chaque coin et tous les 10 mètres. (Figure VI.1)

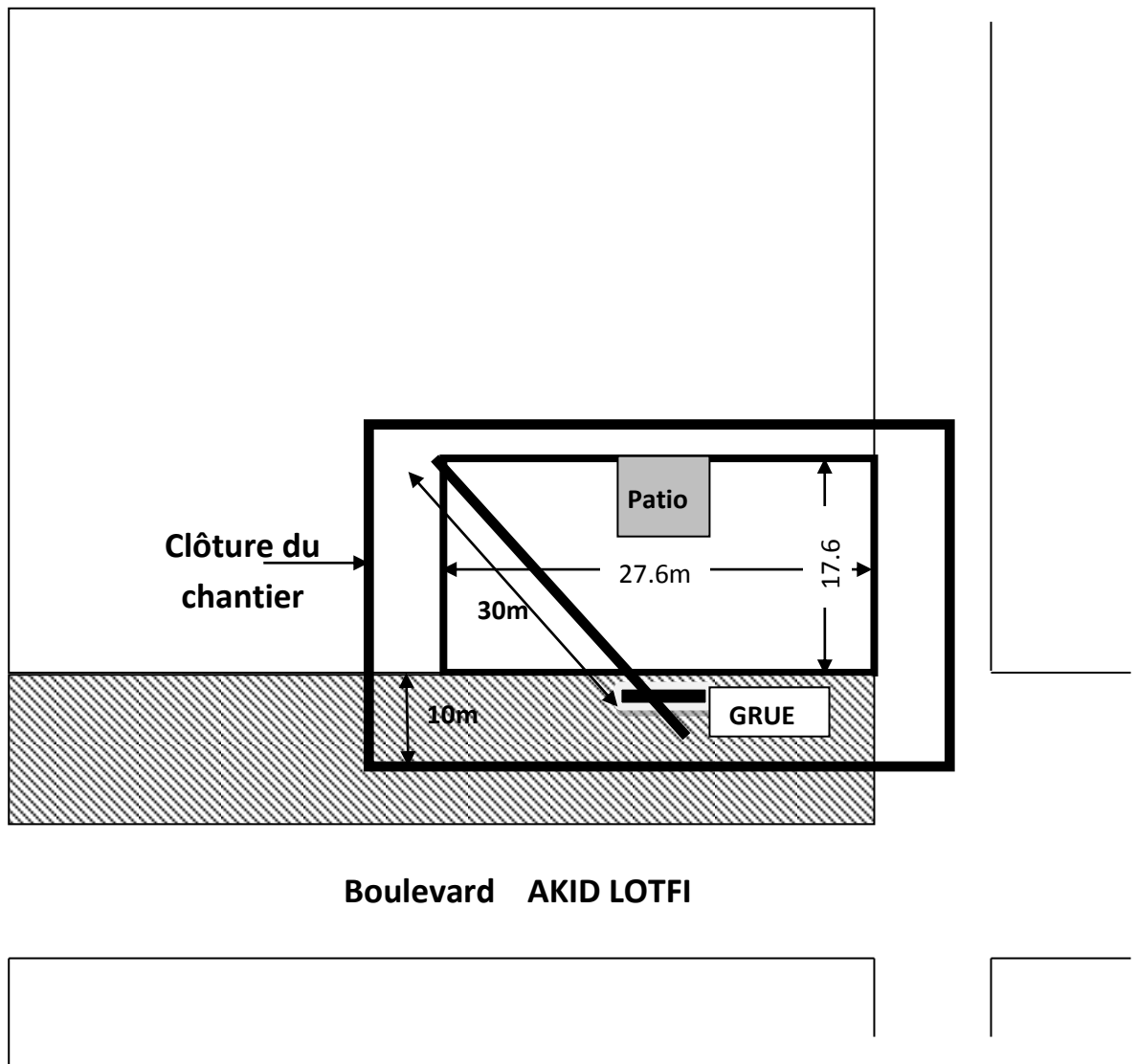


Figure VI.1 : emplacement de la clôture du chantier et de la grue

VI.2. Phase 1 : l'étaieement des murs de la façade :

L'acier joue un rôle prépondérant dans la maîtrise et le soutien des éléments de construction structuraux dans les phases transitoires des projets de réhabilitation.

Les opérations de réhabilitations majeures débutent par une phase de maintien des parties de l'ouvrage à conserver, et pour le cas de façadisme qui consiste à garder les façades d'un bâtiment pour reconstruire à l'intérieur une nouvelle construction.

La conservation des façades avec suppression de la totalité des planchers d'un bâtiment existant nécessite un étaiyage sérieux et adapté à la configuration du bâti. Donc

pour le maintien de la façade de l'immeuble on utilise des tirants pour soutenir la façade et des contreforts au niveau des ouvertures et pour tous les murs des deux façades nous optons à une Liaison indirecte, les façades doivent être réalisées avec soin afin de ne pas dégrader ses modénatures, des calles de fretage en bois, parfois complétées par des matériaux plus souples, sont utilisées pour ne pas les abîmer ^[15]. (§I.5.9.1.b figure I.27 et figure I.28).

A l'extérieur on érigea un chevalet de maintiens sur les deux façades pour soutenir les murs contre les efforts du vent ou bien des tours d'étaie avec fondation en béton armé, un exemple de cette procédure est donné par la Figure VI.2.

La distance et le dimensionnement des profilés dépendent des efforts, et de l'espace disponible à l'extérieur de la façade, où cette structure est généralement montée. Ce système polyvalent, offre une facilité d'ouverture des zones de travail (entrées principales du bâtiment.), pour faciliter l'accès à des machines, des équipements, du matériel et des matériaux.



Figure VI.2 : Washington, aux États-Unis. L'hôpital Saint-Elizabeth

Il remonte au 19e siècle accueillera à l'avenir le QG du département américain de la sécurité intérieure.

La conception de ce système doit être conçue pour éviter, autant que possible que leur géométrie ne remplisse trop l'espace intérieur, créant des obstructions pour les travaux, ce qui pourrait provoquer des risques d'accidents.

VI.3. Phase 2 : Démolition de l'intérieur de l'immeuble

Dans ce projet on va utiliser la méthode de démolition élément par élément qui veut dire que la démolition se fait par démontage des différents éléments de cette construction en ordre inverse à celui suivi lors de sa construction.

Pour les travaux de démolition on suit la procédure suivante :

- La démolition de la toiture.
- Démolition des éléments au niveau de chaque étage (commençant par le 4^{ème} étage).
- Démolition des éléments structurants.
- Démolition des éléments se trouvant au RDC.

Il convient d'effectuer les travaux de façon symétrique et de haut en bas en faisant attention à ce que les ouvriers travaillent toujours sur le même niveau en toute sécurité. En utilisant du matériel léger tel que les marteaux piqueurs et les marteaux foreurs et ce afin d'éviter les surcharges sur les bâtiments surtout près des ouvertures et assurer une stabilité constante à l'aide des étalements. (Figure VI.3)



Figure VI.3 : matériels légers utilisés pour la démolition

VI.3. Phase 3 : construction de la nouvelle structure :

Une fois que les façades de l'immeuble soient étayées et l'immeuble évidé on procédera à la réfection des murs porteurs.

VI.3.1. Interventions sur les murs :

Les matériaux des murs épais en pierre ne sont peu résistants aux tensions de traction et de cisaillement. Le choix de la technique de réparation ou de renfort appliqué dans chaque cas les techniques d'intervention qui s'appliquent le plus souvent à ces éléments.

A) Remplacement de la partie endommagée : ^[14]

Il s'agit de remplacer le matériau de la partie fissurée, bombée ou menacée par la dégradation et de reconstruire avec le même matériau ou d'autres dont la résistance et la déformabilité seront similaires. L'usage veut que l'on reprenne le même matériau (figure VI.4). Dans tous les cas, l'objectif de l'intervention est de reprendre la capacité portante initiale de l'élément endommagé sans oublier d'éliminer la cause du problème qui a engendré ces dégradations.

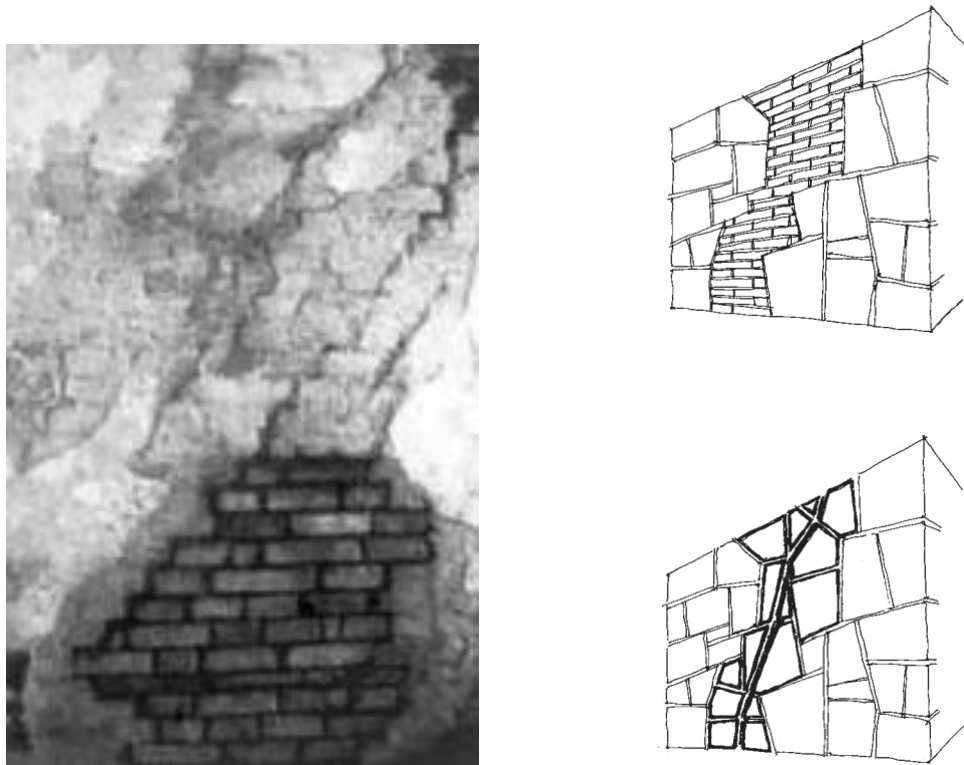


Figure VI.4 : Remplacement des parties endommagées d'un mur

B) Reprise de fissures : ^[14]

Plusieurs technique sont offertes pour la réparation des fissures, dont on site

a) Sutures :

La méthode consiste à intercaler entre les lèvres de la fissure du mur des éléments plus résistants et plus rigides en guise de sutures, tels que des agrafes métalliques, des morceaux de brique, etc. Il s'agit de retrouver la continuité perdue du mur endommagé, de sorte que les tensions puissent être de nouveau transmises et distribuées de manière homogène dans la partie lézardée. (Figure VI.5)

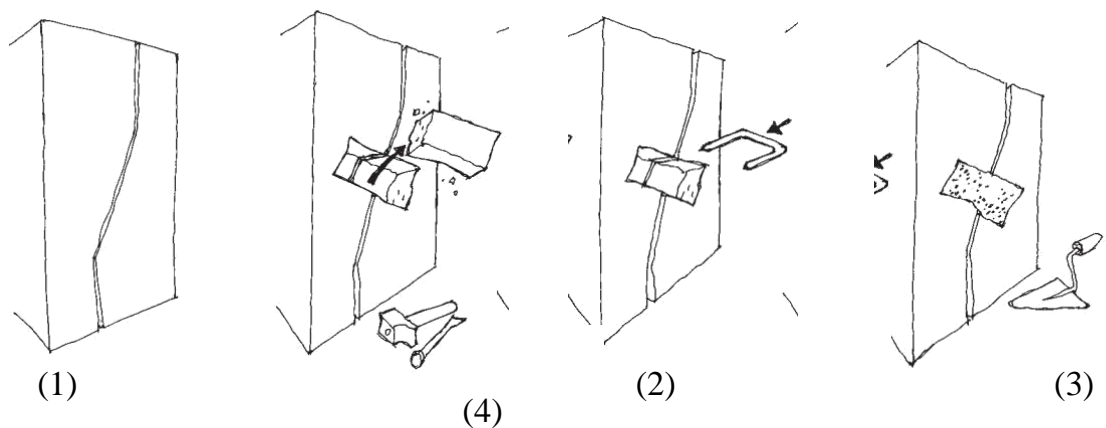


Figure VI.5 : Réfection d'une fissure

b) Injections :

Il s'agit d'un autre système de réparation de fissures et de brèches passives, applicable à des murs en maçonnerie appareillée ou en brique, qui consiste à introduire un liquide sous pression pour colmater entièrement le vide entre les lèvres de la fissure. En durcissant et en adhérant au support, ce liquide restitue à l'élément endommagé sa continuité d'origine. Les caractéristiques du liquide –généralement base de composants époxydiques– et la pression d'injection varient en fonction des matériaux du mur et de la taille du trou à reboucher. Le scellement superficiel, préalable à l'injection dans la fissure ou la brèche, doit être capable de supporter la pression du liquide avant son durcissement. (Figure VI.6)



Figure VI.6 : colmatage des fissures par injection

c)Rejointoiements :

C'est une procédure de restitution de la résistance initiale applicable aux murs en pierre ou en brique qui consiste à rejointoyer au mortier les parties détériorées par l'érosion ou par les racines de plantes qui ont poussé entre les pierres. Des produits de densité ou de viscosité variables sont introduits par gravité (figure VI.7. (a)) ou par infusion (figure VI.7. (b)).

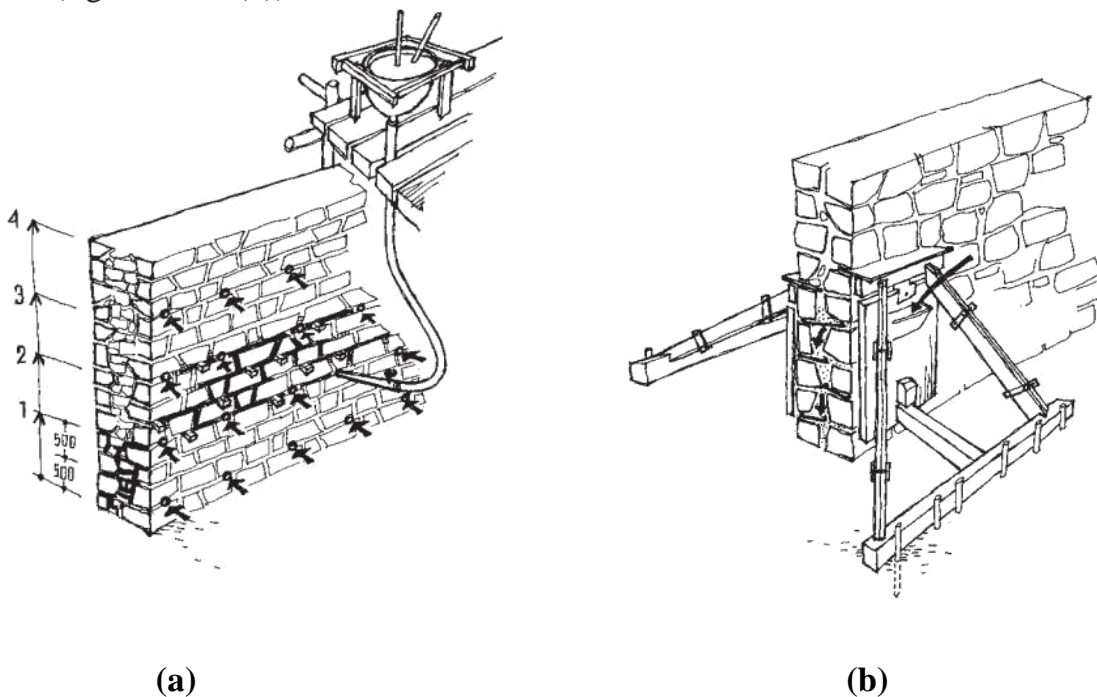


Figure VI.7 : Technique de rejointoiement

d) Enduit de renfort à base de mortier ou de béton armé :

Cette technique consiste à augmenter la section du mur endommagé ou sous-dimensionné en incorporant aux parements des épaisseurs de matériau, mortier ou béton.

Après la pose de treillis métalliques, solidarisés entre eux dans le mur. La mise en œuvre du matériau de renfort peut se faire en disposant des coffrages parallèles aux parements et en y coulant ensuite la préparation, ou bien par simple projection sur les parements avec le treillis déjà en place ou encore par gunitage (figure VI.8) qui consiste à la projection d'un mélange (granulats, ciment et adjuvants) fabriqué à la centrale. Sur le chantier, il est propulsé par de l'air comprimé le long d'une tuyauterie vers la lance de projection.

Cette qualité la rend tout spécialement appropriée pour renforcer des bâtiments que les mouvements sismiques auront abîmés, en augmentant la rigidité des parties du bâtiment qui l'exigent et, au besoin, celle de l'ensemble du bâti. (Figure VI.9)



Figure VI.8 : gunitage

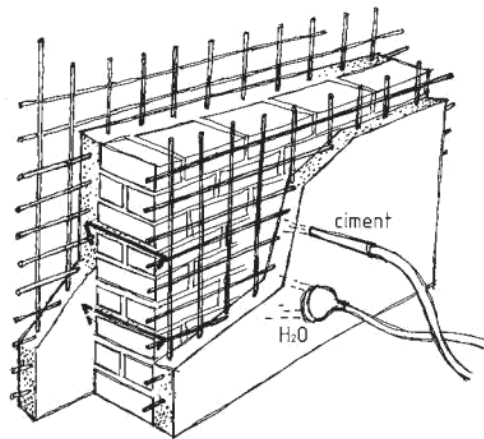


Figure VI.9 : renforcement du mur par des armatures

f) Les tirants : ^[14]

Les tirants sont constitués en principe d'un câble d'acier et fixés à deux murs opposés par des pièces spécifiques d'ancrage qui évitent l'évolution de leur écartement et la perte subséquente de leur capacité résistante. Il convient de prévoir que l'un des deux éléments d'ancrage, au moins, admettra le réglage périodique de la tension pour compenser les effets de l'allongement éventuel du tirant. (Figure VI.10)

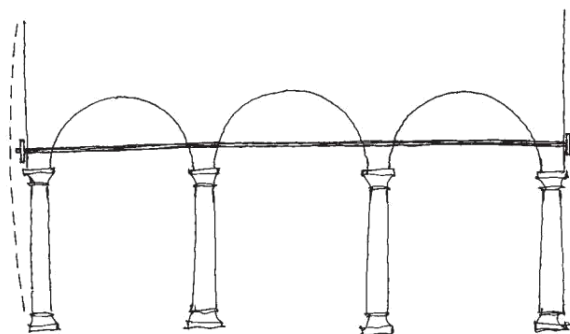


Figure VI.10 : Tirants

g) Clouage :^[6]

Le clouage est utilisé comme un complément à d'autres techniques et consiste à appliquer des tiges d'acier dans des trous préalablement ouverts de petit diamètre, et qui seront ensuite scellés. Le scellement peut être réalisé avec des produits chimiques ou avec un coulis approprié, ce qui permettra un ancrage mécanique, soit à l'extérieur, soit à l'intérieur soit dans les deux cas.

Le clouage est une solution mécanique conçue pour produire ou renforcer le lien entre deux ou plusieurs parties pour qu'elles commencent à fonctionner comme une seule.



Figure VI.11 : Boulons d'ancrages pour clouage

h) Lamelle de carbone :

L'utilisation des lamelles de carbone est autre procédé pour le confinement des murs, on procédera par la pose de lamelles de carbone en double diagonales de telle façon à assurer le renforcement et le contreventement du mur.

On trouve plusieurs types de produits de ces lamelles sur le marché tel que le **sikacarbodure**(Figure VI.12 et figure VI.13)

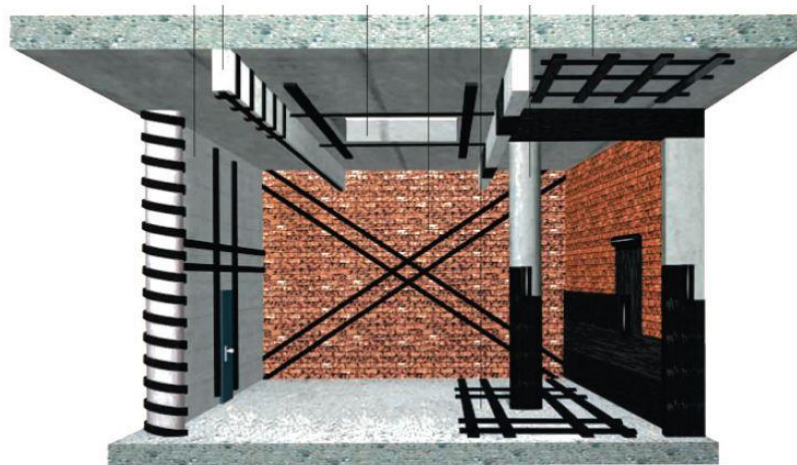


Figure VI.12 : exemples d'application de sikacarbodore

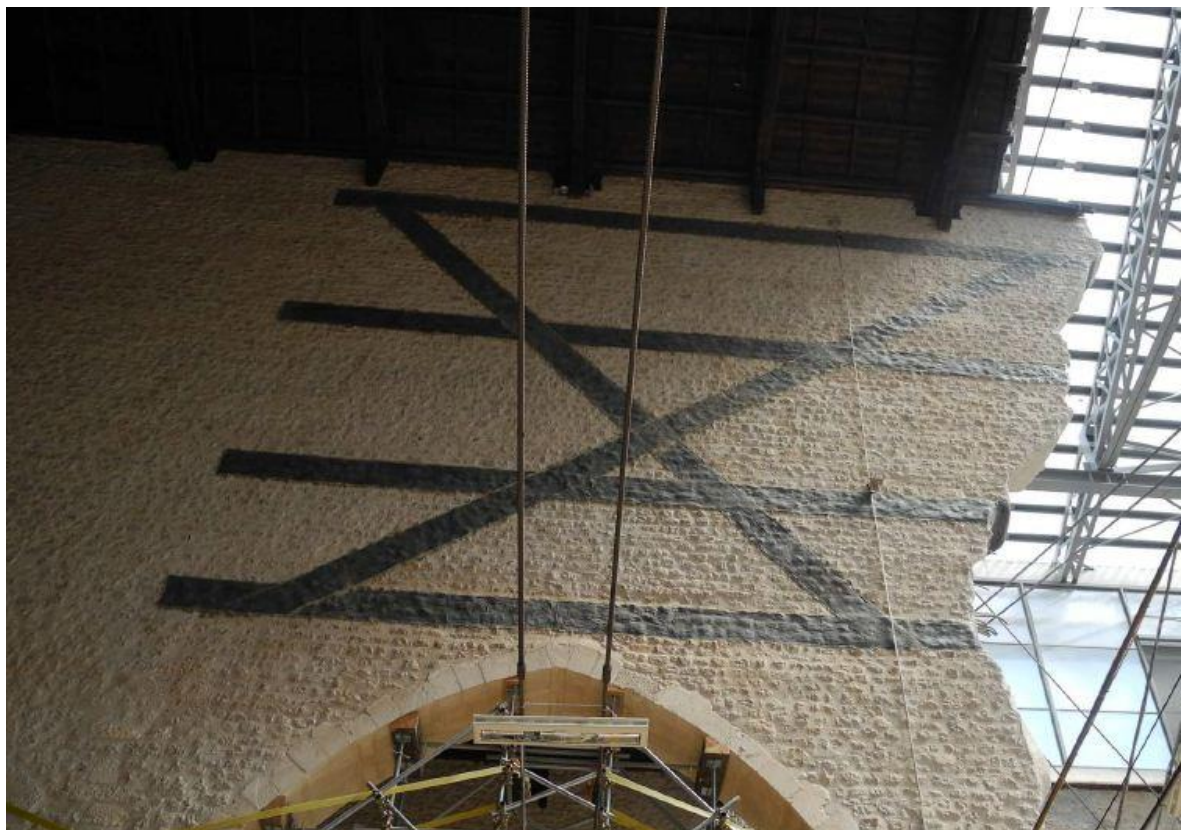


Figure VI.13 : renforcement d'un mur avec des lamelles de carbone

VI.3.2.les planchers : ^[15]

Une fois que les murs soient totalement consolidés on procède au montage des poteaux, poutres et poutrelles, ensuite viens l'étape de la réalisation des planchers collaborant, une opération très importante doit ce faire c'est celle de l'accrochage de ces dalles mixtes sur les murs existant en maçonnerie dont la rectitude est aléatoire.

Dans ce cas l'ajustement de la partie de rive est effectué en faisant glisser les bacs en quinconce pour les rapprocher au plus près du mur support en les soutenant par une file d'étais de rive. Pour éviter de faire une engravure continue qui serait longue à exécuter et affaiblirait la construction. Pour conforter la liaison, on scelle des barres d'armature avec de la résine qui fournit une section résistante au cisaillement et une liaison avec l'existant. L'important ici est de transmettre d'une manière appropriée les efforts de cisaillement et de créer la cohésion entre les anciens et les nouveaux éléments de la construction. (Pierre Engel). (Figure VI.14 ; VI.15 et VI.16)

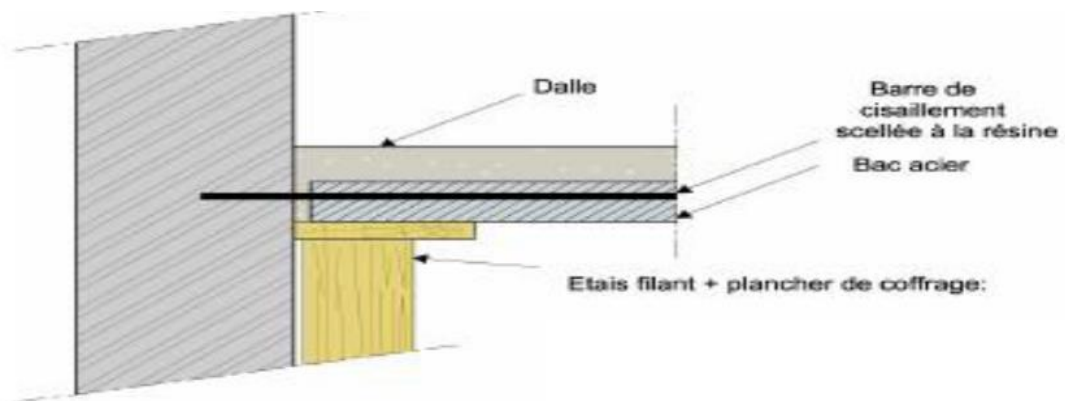


Figure VI.14: accrochage d'une dalle mixte dans un mur existant-coupe-

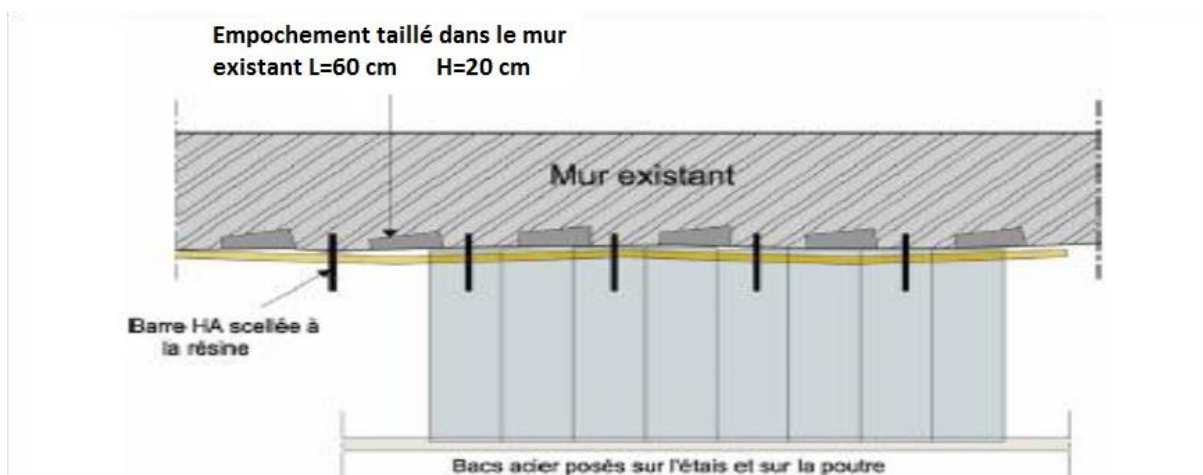


Figure VI.15: accrochage d'une dalle mixte dans un mur existant-vue en plan-



Figure VI.16: exemple des cas d'accrochage sur un mur existants

Des empochements de 60 cm de longueur et 20 cm de hauteur sont taillés dans le mur de telle façon à donner un meilleur accrochage et une meilleure adhérence entre la dalle mixte et le mur existant.

VI.4. CONCLUSION

Le façadisme est une pratique urbanistique qui consiste à remplacer un bâtiment ancien tout en conservant sa façade d'origine qui dissimule derrière elle une nouvelle construction avec des nouvelles normes et des nouvelles exigences fonctionnelles et de résistance.

Néanmoins pour préserver l'identité et le paysage urbains, un travail minutieux et prudent lors de ces procédés de réalisation est recommandé ; surtout dans la phase de démolition afin d'éviter toute altération des matériaux de construction de la façade et provoquer l'effondrement du bâti.

CONCLUSION

GENERALE

Conclusion Générale

La réhabilitation des bâtiments, de nos jours, est un thème d'une importance croissante et même si la loi protège les bâtiments ayant une valeur architecturale ou historique, en face on retrouve une demande croissante pour l'installation de nouveaux immeubles modernes dans les centres historiques des villes.

Et bien que le thème de ce mémoire soit les réhabilitations d'un vieux bâtiment avec le matériau : acier. Néanmoins, pour les mêmes raisons citées en haut et aussi pour la vétusté des éléments intérieurs du bâtiment, on s'est retourné vers un processus de préservation des façades.

Ainsi il est impératif de réaliser des études préliminaires avant toute décision dans ce domaine, et avant le processus de démolition car en étudiant le bâtiment et son environnement, on peut prendre des décisions sur les meilleurs interventions et techniques à adopter, qui rendront le processus de réhabilitation plus optimisé dans un contexte économique, constructif, rapide, fonctionnel et sécuritaire.

Consolider les murs et le premier geste à faire car ceux-ci sont généralement faits en maçonnerie peu cohérent et résistant. L'état de conservation de ces éléments définit le type et le niveau d'intervention, même si aucune anomalie n'a été identifiée. Nous pouvons aussi renforcer certaines parties instables de l'immeuble pour une simple question de sécurité. Une surveillance constante pour identifier d'éventuelles anomalies pouvant survenir durant les travaux, afin d'éviter la destruction totale ou partielle du bâtiment par suite le sauvegarder et éviter des accidents.

Dans le procédé de soutènement par l'extérieur, le plus utilisé est celui des tours d'étalement qui a pour principaux avantages la libération de l'espace intérieur et son applicabilité à presque tous les types de murs.

Le renforcement du bâti se fera par une structure en acier avec une structure en portiques composé de poteaux en profilés laminés placés aux mêmes endroits où

les anciens poteaux ont été placés. Les poutres métalliques, qui supporteront des dalles mixtes, posées sur des poutrelles. Le contreventement aux actions dynamiques est en double diagonales. La structure est globalement stable et ses déplacements sont minimes vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. La combinaison de la nouvelle structure et de l'ancienne structure est assurée par des scellements et des tirants métalliques. C'est une combinaison de la rigidité de l'ancienne structure en maçonnerie avec l'élasticité de la nouvelle structure en acier ; et tous les deux sont engagés dans un soutien et un renforcement mutuel.

Ainsi le concepteur doit avoir une vaste connaissance dans ce domaine, une profonde notion du bâtiment, et un peu d'imagination et d'ingéniosité pour prendre la meilleure solution qui aboutira à un meilleur rendement du point de vue esthétique que du point de vue sécuritaire.

Recherches futures

La réhabilitation des vieux bâtis avec des sous structures en acier est une pratique assez courante dans certains pays, mais elle ne l'est guère dans notre pays. C'est un sujet sur lequel on écrit peu, et qui manque d'études et de recherches. Ce manque de bibliographie est accompagné aussi par un manque de réglementation à la fois pour la phase de conception que pour la phase suivi des travaux.

Il est donc bon, d'approfondir nos connaissances sur le comportement structurel entre les structures de soutien temporaire et les murs en maçonnerie et entre ces derniers et les nouvelles structures en acier surtout pour les actions dynamiques tel que les séismes ou les vibrations...

Cela dit, qu'il serait utile d'exploiter et enrichir ce domaine par des études avenir ainsi que par la réalisation sur terrain de ce type réhabilitation. Et essayer de le normaliser par une réglementation en fonction de ses particularités historique, culturel et sécuritaire.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] : Mémoire : ETUDE DE REHABILITATION DU QUARTIER NAPOLITAIN En exemple : réhabilitation d'un hôpital et un gare ferroviaire- Wilaya de Skikda-Présenté en juin 2018 par :BERHAILI Kamel
- [2] L'acier dans la rénovation Long Carbon Europe Sections and Merchant Bars Federico M. Mazzolani Department of Structural Analysis and Design, University of Naples « Federico II », Naples, Italy 1996.
- [3] : Réhabilitation et remise aux normes des bâtiments, Ti256 - Vieillessement, pathologies et réhabilitation du bâtiment, Réf. Internet : 42827 | 2nde édition, manuel de réhabilitation avec l'acier, pierre engel.
- [4] : Manuel de réhabilitation avec l'acier (Préface de Rem Koolhaas), pierre engel, Éditeur : Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 04/01/2018
- [5] : REFURBISHMENT OF BUILDINGS AND BRIDGES by MIKLOS IVANYI et FEDERICO M. MAZZOLANI, édition 2002, pages de 01 à 57.
- [6] Stabilisation de murs en réhabilitation João Manuel de Almeida, mémoire en vue de l'obtention « Diplôme d'ingénieur CNAM , Spécialité « Construction-Aménagement-Génie civil , 2012.
- [7] La réhabilitation d'un ancien bâtiment industriel R+3 « AIN TEMOUCHENT », MEGUENNI M. et BEKHALED A., Mémoire pour l'obtention du Diplôme de master en génie civil Spécialité : Art et technique de réhabilitation des bâtiments, 2012, Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie)
- [8] Etude D'un Bâtiment En Charpente Métallique A Usage D'habitation (R.D.C+8) A Remchi, RAHMI O. et MATOUG Y. Mémoire pour l'obtention du Diplôme de Master en Génie civil, Option : Constructions Métalliques et Mixtes, 2019, Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie)
- [9] Etude D'un Bâtiment En Charpente Métallique (R.D.C + 4) A Remchi (Bloc A En L), Z. Chouia, Mémoire pour l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil Spécialité : Construction Métallique, 2016, Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie)
- [10] : Document Technique Réglementaire Algérienne « D.T.R-BC-2.2 » ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGES D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie)
- [11] : Document Technique Réglementaire Algérienne « D.T.R-C-2-47 » ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie)

Références bibliographiques

[12] : Document Technique Réglementaire Algérienne « D.T.R-BC-2-44 » ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie)

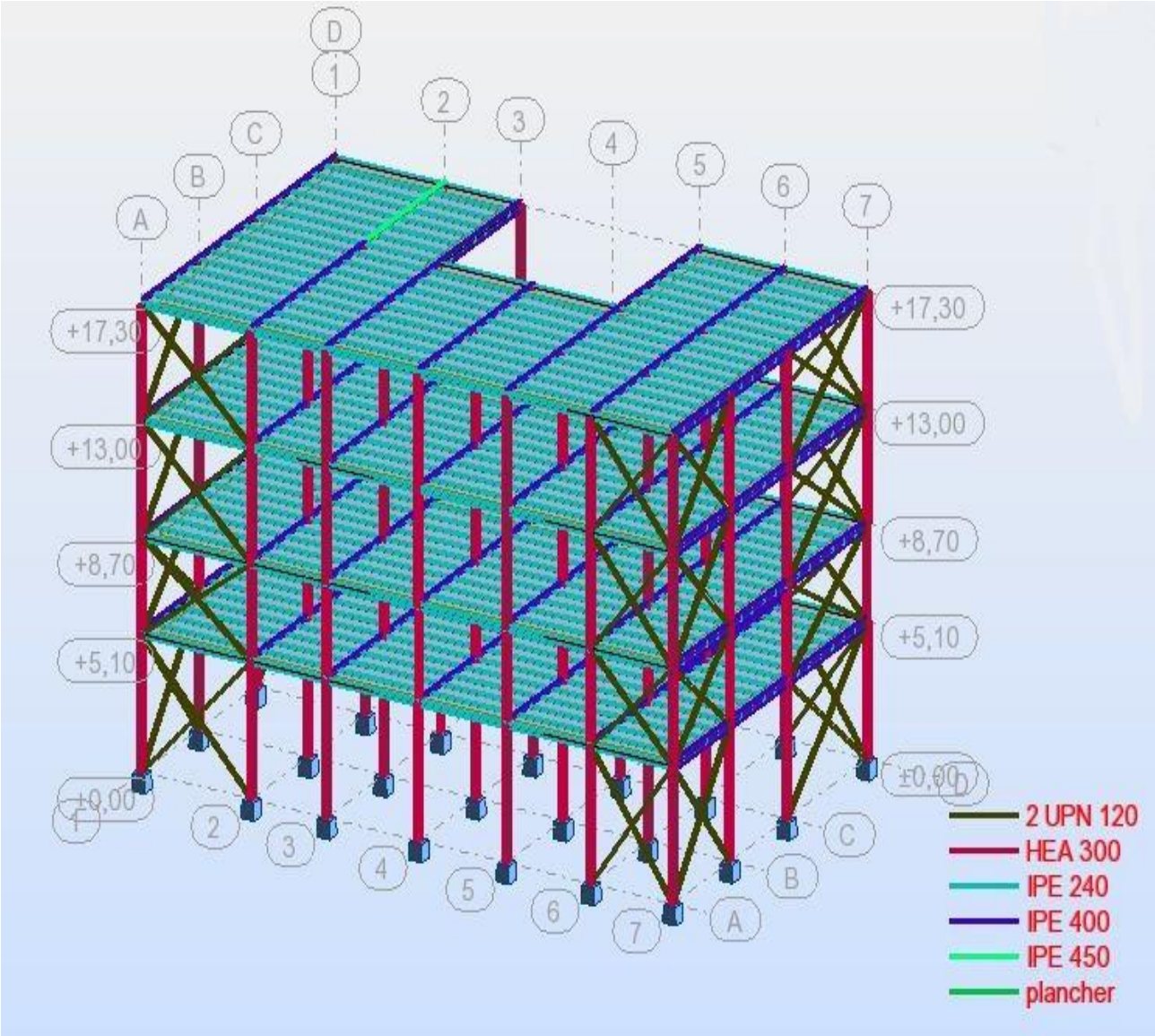
[13] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie)

[14] La réhabilitation des éléments structuraux de l'architecture traditionnelle méditerranéenne, César DÍAZ GÓMEZ, Université polytechnique de Catalogne, Espagne

[15] Le façadisme comme alternative à la démolition, cas l'immeuble 11 rue Ahmed Chaib (ex Tanger), Mazouz Katia et OUARET Manel, Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master II en Architecture « Architecture, Ville et Territoire », 2017, Université Abderrahmane Mira – Bejaia (Algérie)

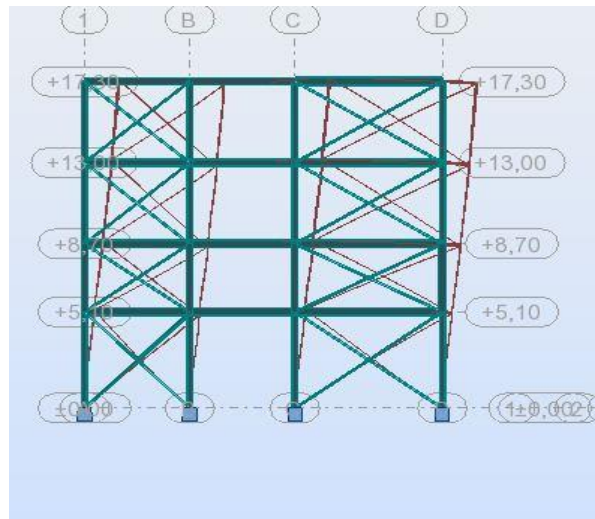
[16] <https://www.travauxavenue.com/construction-maçonnerie/guide-travaux/renovation-complete/principe-plancher-collaborant/>

ANNEXES

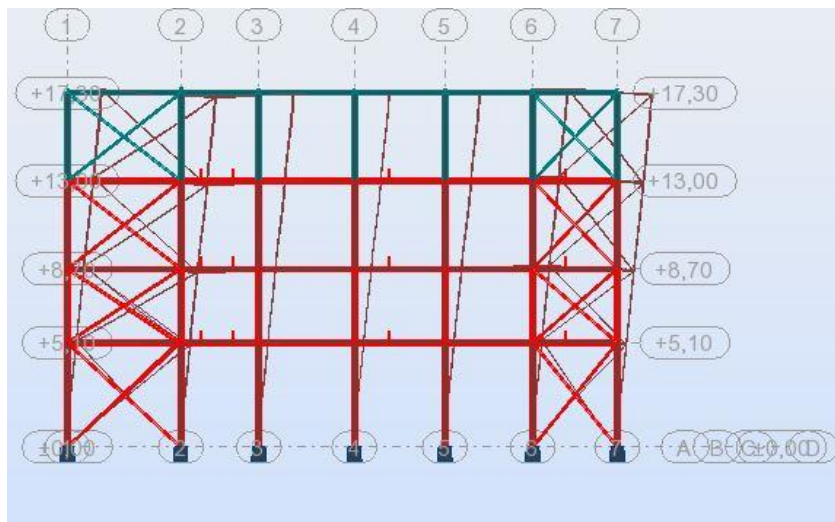


Structure finale

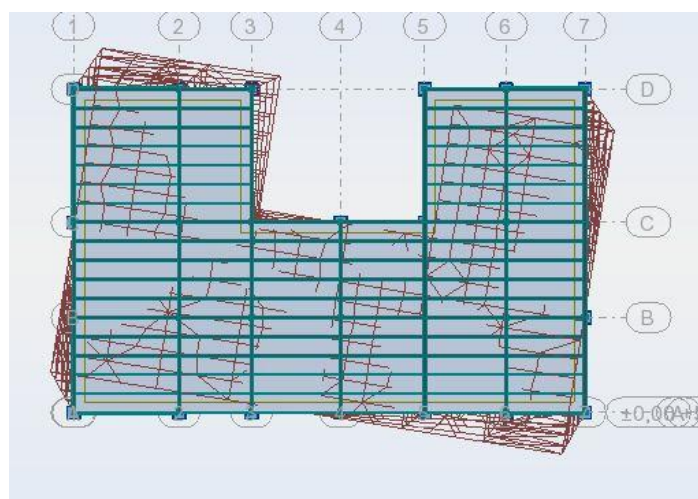
Les 03 premiers modes de vibration



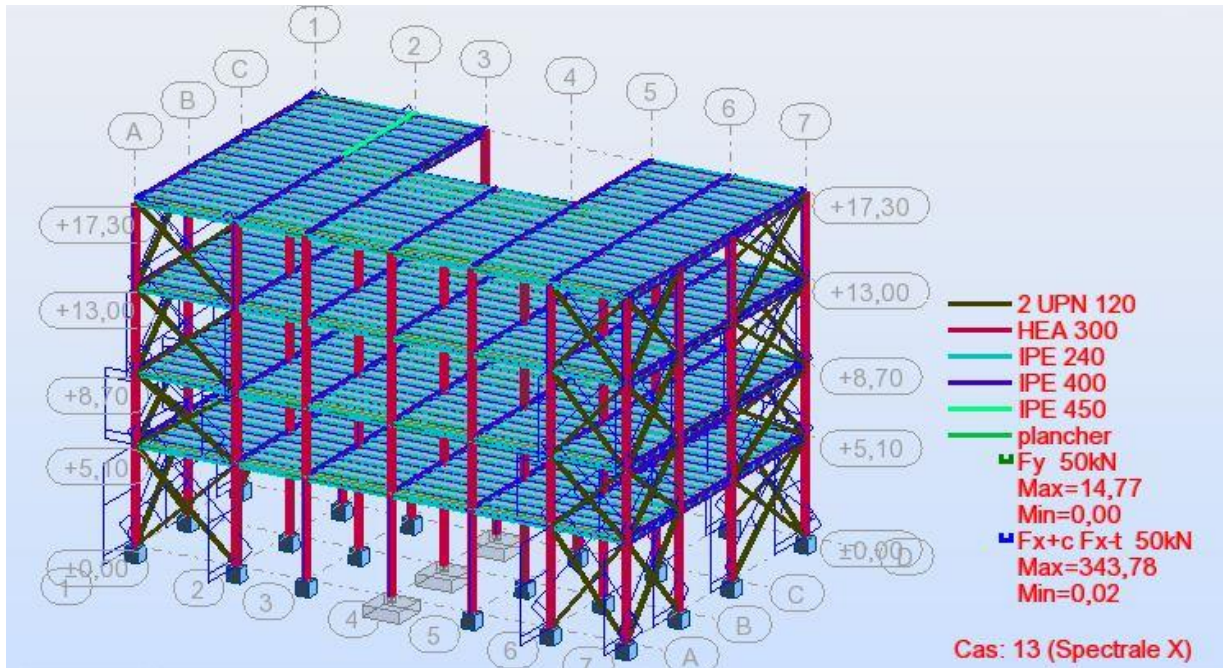
Mode 1



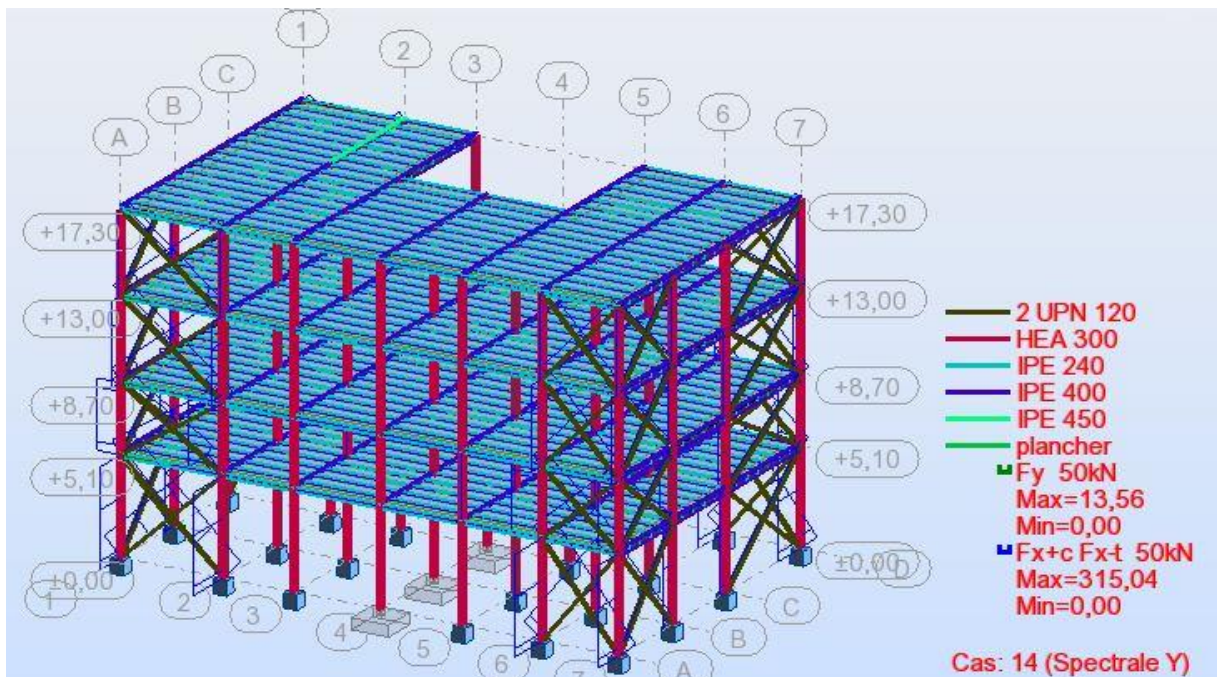
Mode 2



Mode 3



Spectre X



Spectre y

Analyse dynamique modale spectrale

ANNEXES

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
13/ 1	3,03	0,33	83,12	0,00	0,00	83,12	0,00	0,00	344387,47	344387,47	344387,47
13/ 2	3,57	0,28	83,12	85,11	0,00	0,00	85,11	0,00	344387,47	344387,47	344387,47
13/ 3	5,67	0,18	83,14	85,12	0,00	0,02	0,01	0,00	344387,47	344387,47	344387,47
13/ 4	9,42	0,11	98,33	85,12	0,00	15,19	0,01	0,00	344387,47	344387,47	344387,47
13/ 5	10,32	0,10	98,34	97,69	0,04	0,01	12,57	0,04	344387,47	344387,47	344387,47
13/ 6	11,01	0,09	98,35	97,75	5,73	0,01	0,06	5,69	344387,47	344387,47	344387,47
13/ 7	11,60	0,09	98,35	97,75	7,68	0,00	0,00	1,94	344387,47	344387,47	344387,47
13/ 8	11,84	0,08	98,35	97,75	9,19	0,00	0,00	1,51	344387,47	344387,47	344387,47
13/ 9	11,93	0,08	98,35	97,77	9,31	0,00	0,02	0,12	344387,47	344387,47	344387,47
13/ 10	12,56	0,08	98,36	97,78	14,23	0,00	0,01	4,92	344387,47	344387,47	344387,47

Résultats de l'analyse modale

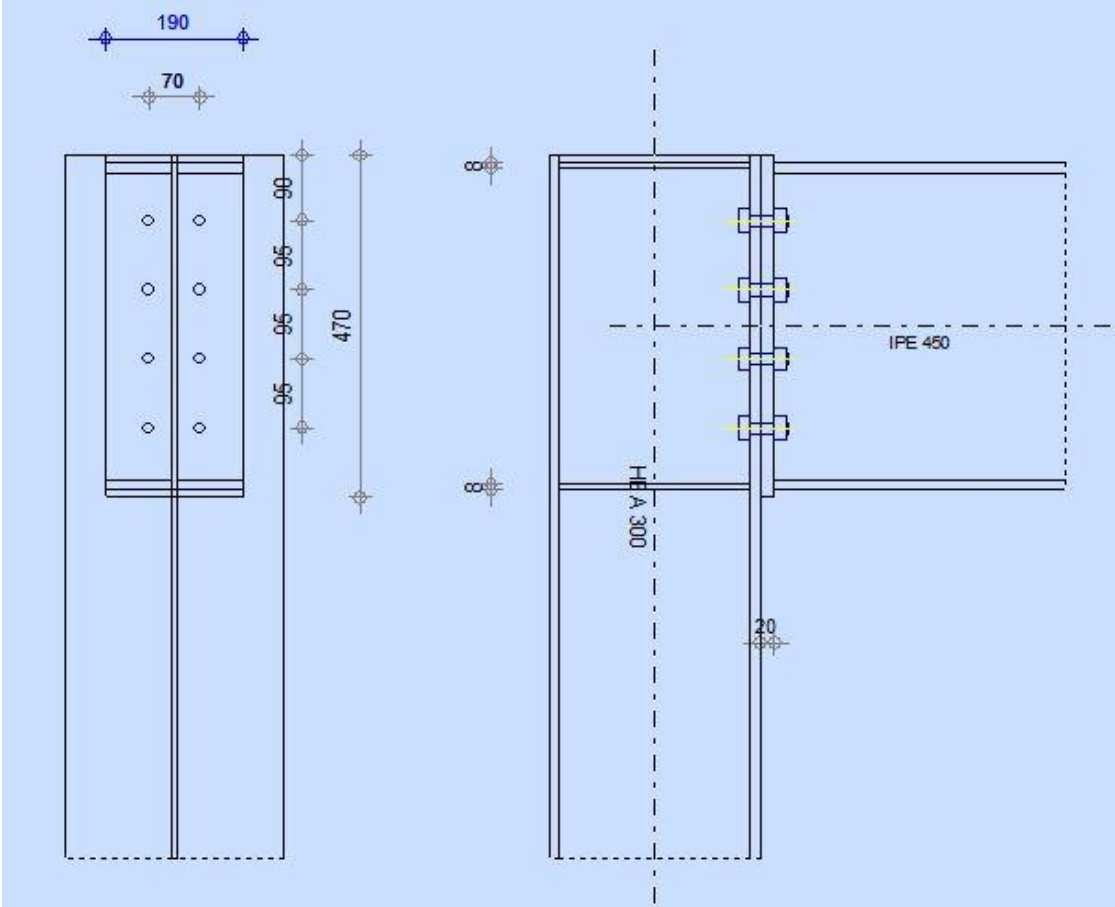
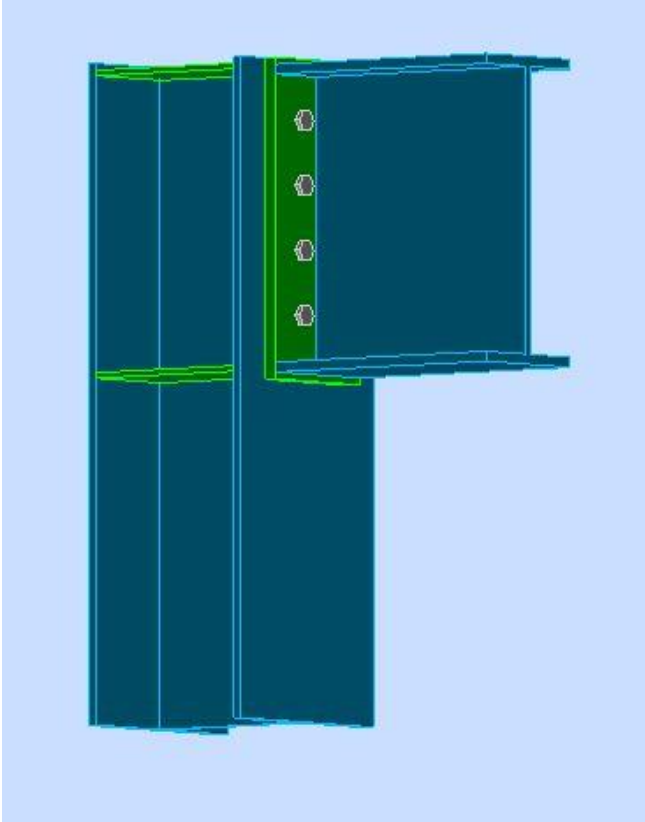
Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)	
187	Poutre_187	🟢	IPE 400	ACIER E24	42.30	177.21	0.47	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.08	12 SLS /1/
188	Poutre_188	🟢	IPE 400	ACIER E24	30.22	126.58	0.35	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.06	12 SLS /1/
189	Poutre_189	🟢	IPE 400	ACIER E24	30.22	126.58	0.49	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.01	12 SLS /1/
190	Poutre_190	🔴	IPE 400	ACIER E24	42.30	177.21	1.03	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.17	12 SLS /1/
191	Poutre_191	🟢	IPE 400	ACIER E24	30.22	126.58	0.28	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.04	12 SLS /1/
192	Poutre_192	🟢	IPE 400	ACIER E24	30.22	126.58	0.28	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.03	12 SLS /1/
193	Poutre_193	🟢	IPE 400	ACIER E24	42.30	177.21	0.38	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.04	12 SLS /1/
194	Poutre_194	🟢	IPE 400	ACIER E24	30.22	126.58	0.31	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.05	12 SLS /1/
195	Poutre_195	🟢	IPE 400	ACIER E24	30.22	126.58	0.33	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.03	12 SLS /1/
196	Poutre_196	🟢	IPE 400	ACIER E24	42.30	177.21	0.45	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.05	12 SLS /1/
197	Poutre_197	🟢	IPE 400	ACIER E24	30.22	126.58	0.30	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.05	12 SLS /1/
198	Poutre_198	🟢	IPE 400	ACIER E24	30.22	126.58	0.43	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.01	12 SLS /1/
199	Poutre_199	🟢	IPE 400	ACIER E24	42.30	177.21	0.89	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.14	12 SLS /1/
200	Poutre_200	🟢	IPE 400	ACIER E24	30.22	126.58	0.15	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.02	12 SLS /1/
201	Poutre_201	🟢	IPE 400	ACIER E24	30.22	126.58	0.18	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.00	12 SLS /1/
202	Poutre_202	🟢	IPE 400	ACIER E24	42.30	177.21	0.38	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.06	12 SLS /1/
203	Poutre_203	🟢	IPE 400	ACIER E24	30.22	126.58	0.34	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.05	12 SLS /1/
204	Poutre_204	🟢	IPE 400	ACIER E24	30.22	126.58	0.34	9 ULS /1/	0.00	12 SLS /1/	0.05	12 SLS /1/
205	Panne_CM6	🟡	IPE 200	ACIER E24	67.07	247.78	0.26	9 ULS /1/	-	-	0.12	12 SLS /1/
206	Panne_CM6	🟢	IPE 200	ACIER E24	46.13	170.41	0.05	9 ULS /1/	-	-	0.02	12 SLS /1/
207	Panne_CM6	🟢	IPE 200	ACIER E24	56.54	208.87	0.15	9 ULS /1/	-	-	0.05	12 SLS /1/
208	Panne_CM6	🟢	IPE 200	ACIER E24	53.51	197.69	0.13	9 ULS /1/	-	-	0.03	12 SLS /1/
209	Panne_CM6	🟢	IPE 200	ACIER E24	51.94	191.87	0.12	9 ULS /1/	-	-	0.03	12 SLS /1/
210	Panne_CM6	🟢	IPE 200	ACIER E24	50.00	184.72	0.01	9 ULS /1/	-	-	0.00	1 PP
211	Panne_CM6	🟡	IPE 200	ACIER E24	67.07	247.78	0.29	9 ULS /1/	-	-	0.19	12 SLS /1/
212	Panne_CM6	🟢	IPE 200	ACIER E24	46.13	170.41	0.22	9 ULS /1/	-	-	0.02	12 SLS /1/
213	Panne_CM6	🟢	IPE 200	ACIER E24	56.54	208.87	0.18	9 ULS /1/	-	-	0.07	12 SLS /1/
214	Panne_CM6	🟢	IPE 200	ACIER E24	53.51	197.69	0.16	9 ULS /1/	-	-	0.04	12 SLS /1/
215	Panne_CM6	🟢	IPE 200	ACIER E24	51.94	191.87	0.16	9 ULS /1/	-	-	0.04	12 SLS /1/
216	Panne_CM6	🟢	IPE 200	ACIER E24	50.00	184.72	0.19	9 ULS /1/	-	-	0.08	12 SLS /1/
217	Panne_CM6	🟡	IPE 200	ACIER E24	67.07	247.78	0.27	9 ULS /1/	-	-	0.22	12 SLS /1/

Vérification robot des éléments de la structure

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0,8	0,7	0,1	0,005	0,005	0,000
Noeud	844	296	163	318	276	1682
Cas	13	14	13	ULS/1	ULS/1	ULS/1
Mode	CQC	CQC	CQC			
MIN	-0,0	-0,0	-1,4	-0,003	-0,002	-0,000
Noeud	8	185	810	546	281	16
Cas	ULS/1	ULS/1	ULS/1	ULS/1	ULS/1	ULS/1
Mode						

Déplacements maximaux de la structure

Assemblage poteau - poutre



ANNEXES

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm]	Diamètre du boulon
Classe = 8.8	Classe du boulon
$F_{tRd} = 90,43$ [kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h = 2$	Nombre de colonnes des boulons
$n_v = 4$	Nombre de rangés des boulons
$h_1 = 56$ [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 70$ [mm]	
Entraxe $p_i = 85;85;85$ [mm]	

PLATINE

$h_p = 420$ [mm]	Hauteur de la platine
$b_p = 180$ [mm]	Largeur de la platine
$t_p = 20$ [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER	
$f_{yp} = 235,00$ [MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 262$ [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} = 146$ [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} = 8$ [mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER E24	
$f_{ysu} = 235,00$ [MPa]	Résistance

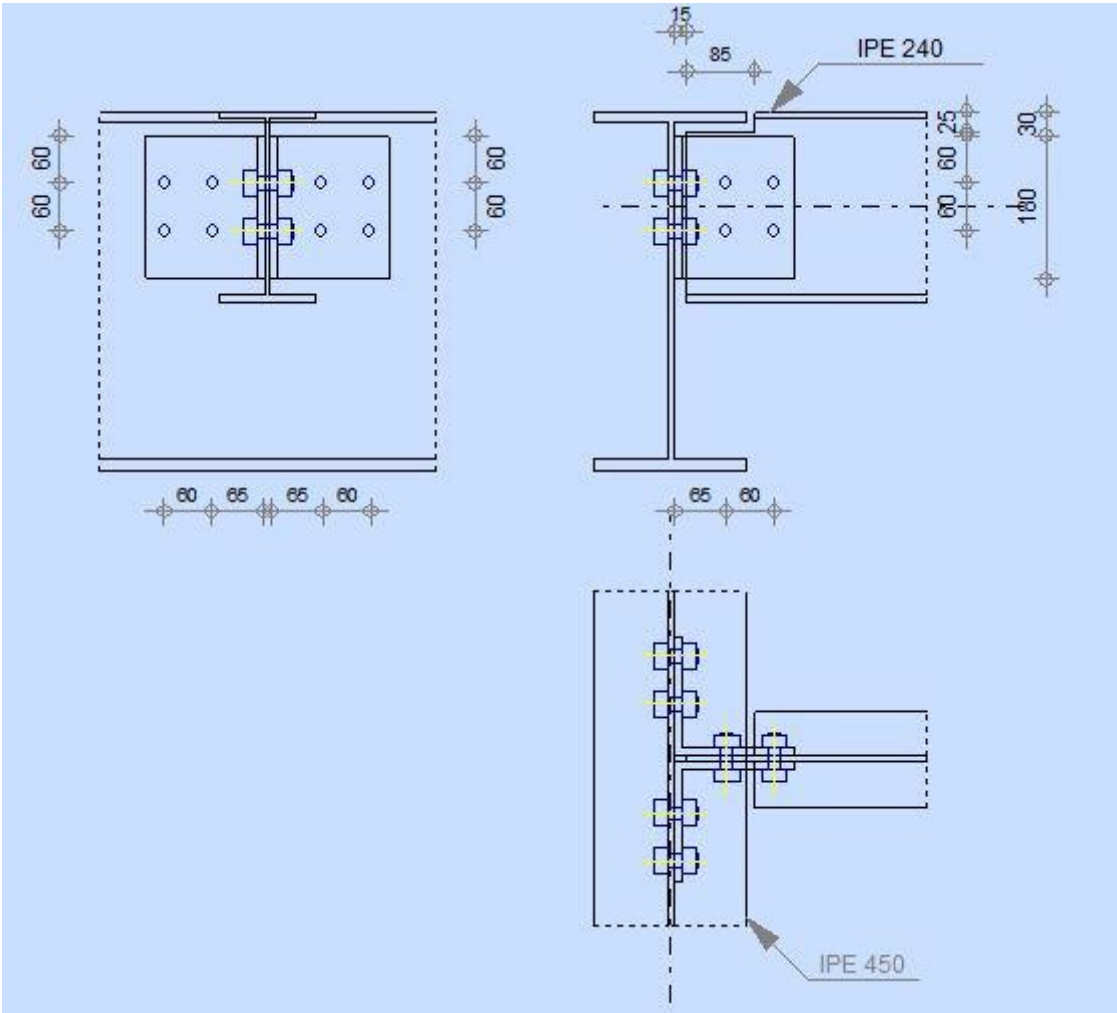
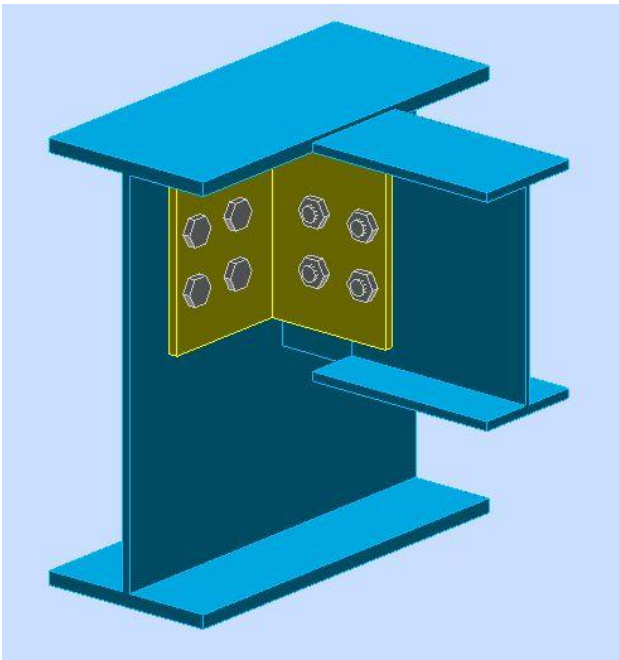
Inférieur

$h_{sd} = 262$ [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} = 146$ [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} = 8$ [mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER E24	
$f_{ysu} = 235,00$ [MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 7$ [mm]	Soudure âme
$a_f = 10$ [mm]	Soudure semelle
$a_s = 7$ [mm]	Soudure du raidisseur

Assemblage poutre-poutrelle



Encoche de la poutre

ANNEXES

$h_1 = 25$	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 = 0$	[mm]	Encoche inférieure
$l = 85$	[mm]	Longueur de l'encoche

Cornière

Profilé: CAE 150x10

$h_k = 150$	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k = 150$	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} = 10$	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k = 16$	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k = 130$	[mm]	Longueur de la cornière

Matériau: ACIER E24

$f_{yk} = 235,00$	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} = 365,00$	[MPa]	Résistance à la traction

Boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

$d = 16$	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 = 18$	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s = 1,57$	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 2,01$	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} = 900,00$	[MPa]	Résistance à la traction
$k = 2$		Nombre de colonnes des boulons
$w = 2$		Nombre de rangés des boulons
$e_1 = 35$	[mm]	Niveau du premier boulon

ANNEXES

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

$p_2 = 60$ [mm] Ecartement

$p_1 = 60$ [mm] Entraxe

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance à la traction

$k = 2$ Nombre de colonnes des boulons

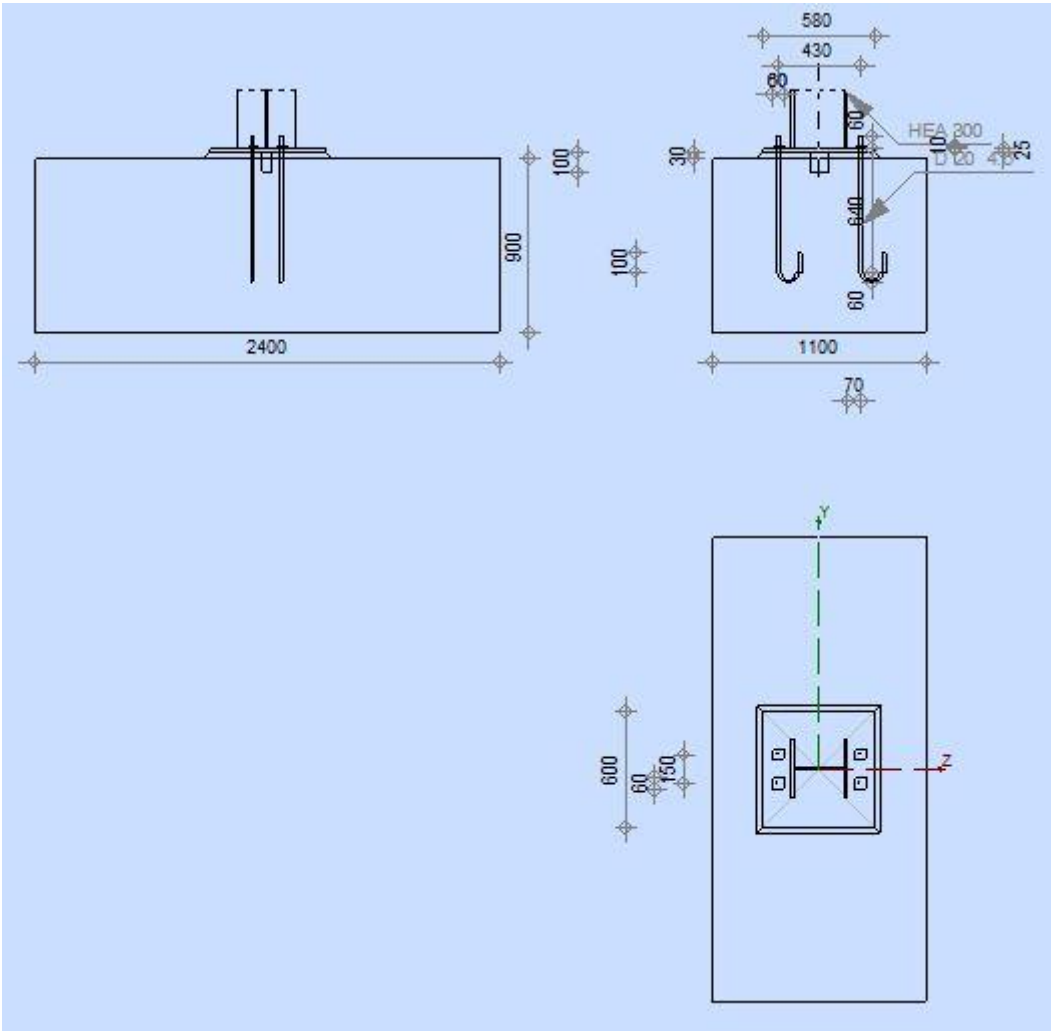
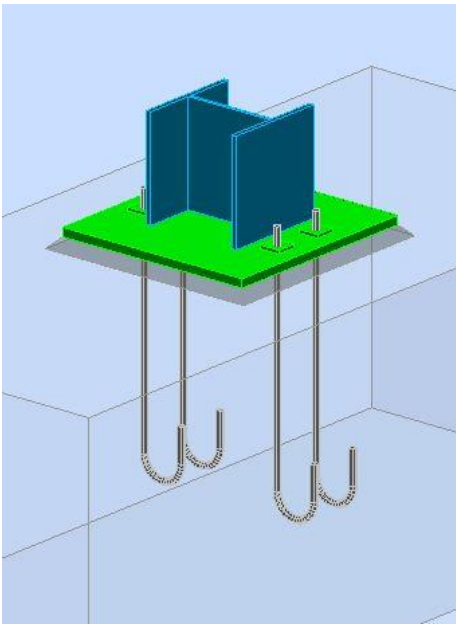
$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

$e_1 = 35$ [mm] Niveau du premier boulon

$p_2 = 60$ [mm] Ecartement

$p_1 = 60$ [mm] Entraxe

Ancrage des pieds de poteaux



Assemblage N°:

5

ANNEXES

Assemblage N°:	5
Nom de l'assemblage :	Pied de poteau encastré
Noeud de la structure:	31
Barres de la structure:	16

Géométrie

Poteau

Profilé:	HEA 300
Barre N°:	16
$L_c = 5,10$	[m] Longueur du poteau
$a = 0,0$	[Deg] Angle d'inclinaison
$h_c = 290$	[mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} = 300$	[mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} = 9$	[mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} = 14$	[mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c = 27$	[mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c = 112,53$	[cm ²] Aire de la section du poteau
$I_{yc} = 18263,50$	[cm ⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER E24
$f_{yc} = 235,00$	[MPa] Résistance
$f_{uc} = 365,00$	[MPa] Résistance ultime du matériau

Platine de pré-scellement

$l_{pd} = 580$	[mm] Longueur
$b_{pd} = 600$	[mm] Largeur

ANNEXES

$l_{pd} = 580$ [mm] Longueur

$t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance

$f_{upd} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 410,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 600,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 430$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 150$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]

$L_2 = 640$ [mm]

$L_3 = 120$ [mm]

$L_4 = 100$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

ANNEXES

$l_{pd} = 580$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

Coefficients de matériau

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$g_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L = 1100$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 2400$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p = 5$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$ [mm] Bêche