

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



## Mémoire de master II

Présenté à l'Université du 8 mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil et Hydraulique

Spécialité : Génie Civil, Option : Structures

---

# Thème : Etude technico-économique d'un bâtiment endommagé par une explosion, choix entre réparation ou démolition

---

Sous la direction de : Pr BENMARCE ABDELAZIZ

Présenté par : DJEKHAR MOHAMMED EL AMINE

AMIROUCHE ADIL

Septembre 2020

# REMERCIEMENTS

*En premier lieu, toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à ALLAH le tout puissant qui nous a donné la force, la patience et la volonté pour mener à terme ce modeste travail.*

*Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous puissions terminer nos études.*

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre cher encadreur Pr.Benmarce pour avoir accepté de nous guider et pour ses orientations et ses conseils durant l'évolution de ce travail.*

*Nous remercions tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation.*

*Comme nous tenons de remercier les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner notre modeste travail.*

*Nous remercions aussi tous nos amis et nos collègues pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*

*Nous tenons enfin à remercier tous ce qui nous aidés de loin ou de prés pour l'élaboration de ce projet.*



# DEDICACE

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant notre existence.*

*Je dédie ce mémoire*

*À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents je vous aime énormément.*

*À mon cher ami et binôme **ADIL AMIROUCHE** et toute sa famille.*

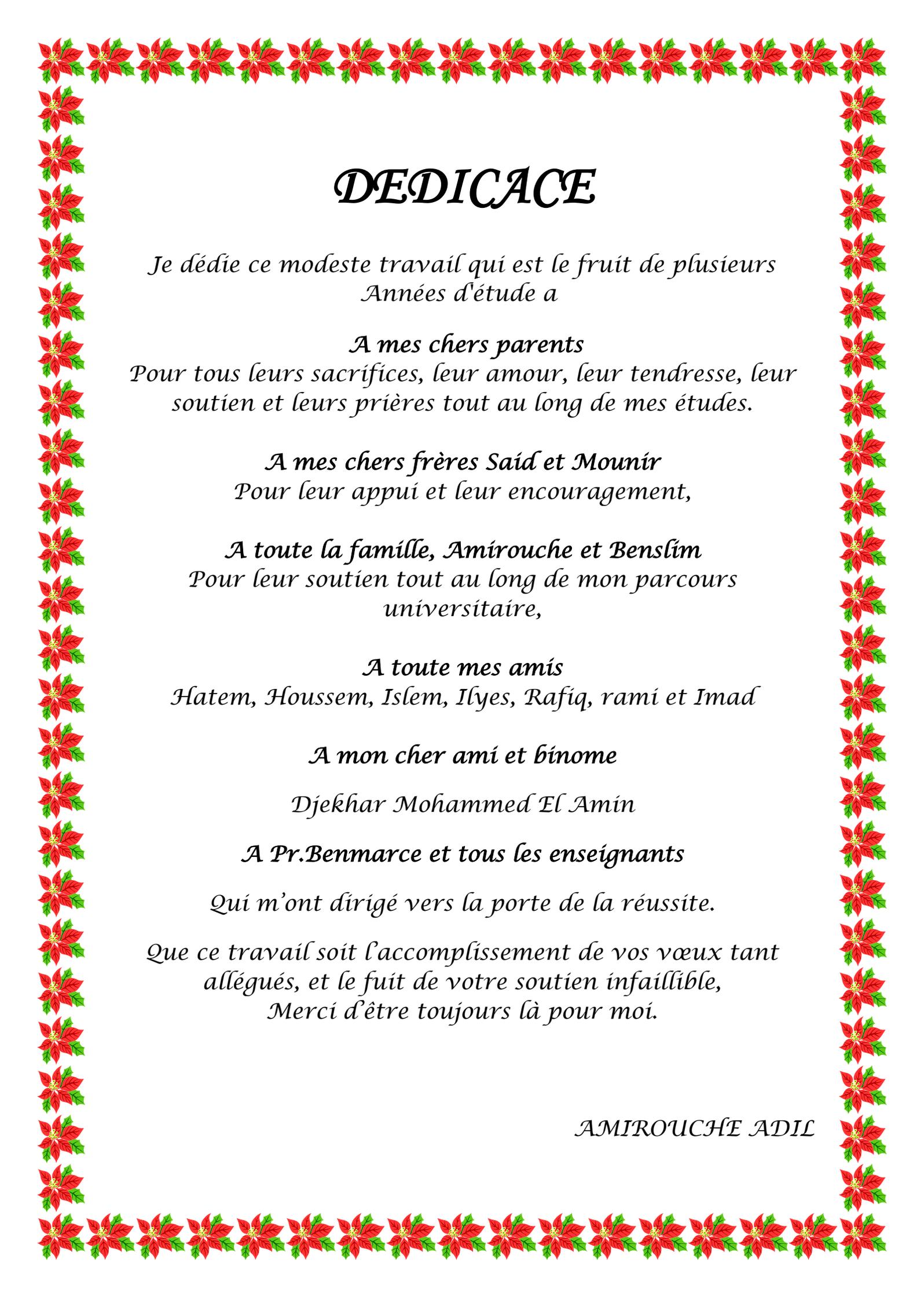
*À mon cher frère et mes chères sœurs.*

*À toute ma famille sans exception*

*À tous mes amis : Walid, Oussama, Mouhamed Amine, Mouhamed El Cherif, Yassine, Yahia, Ibrahim, Ala, Moncef et Nouredine, je vous aime.*

*À Pr. Benmarce et tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

*Djekhar Mohammed El Amin*



# DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail qui est le fruit de plusieurs  
Années d'étude a*

*A mes chers parents*

*Pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur  
soutien et leurs prières tout au long de mes études.*

*A mes chers frères Saïd et Mounir*

*Pour leur appui et leur encouragement,*

*A toute la famille, Amirouche et Benslim*

*Pour leur soutien tout au long de mon parcours  
universitaire,*

*A toute mes amis*

*Hatem, Houssem, Islem, Ilyes, Rafiq, rami et Imad*

*A mon cher ami et binome*

*Djekhar Mohammed El Amin*

*A Pr. Benmarce et tous les enseignants*

*Qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant  
allégués, et le fruit de votre soutien infaillible,*

*Merci d'être toujours là pour moi.*

*AMIROUCHE ADIL*

## Résumé :

Au fil des années, les ingénieurs en génie civil ont bossés dur pour améliorer et développer la qualité des bâtiments afin d'assurer la sécurité et le confort pour les habitants, ces bâtiments sont généralement conçus pour durer 100 ans en moyenne.

Mais dans certains cas, ces derniers sont exposés à des catastrophes naturelles ou industrielles qui risquent de les endommager et les rendre inhabitables et en risque de ruine. Dans ce cas-là, les ingénieurs sont tenus d'intervenir et de sortir avec des solutions pour éviter tous les risques et les dangers.

Notre projet fin d'étude consiste principalement d'une étude technico-économique d'un bâtiment endommagé par une explosion de gaz, où on effectue cette étude dans ces deux cas : réhabiliter le bâtiment et le réparer ou bien le démolir. Et en fin, on procède à la solution la plus facile à réaliser et la plus économique.

D'après la visite sur site et l'étude dynamique du bâtiment, on a conclu que ce dernier est instable et en risque de ruine à tout moment, pour cela il faut intervenir pour le réhabiliter ou le démolir le plus tôt possible.

L'analyse dynamique de cette structure a été faite par le logiciel de calcul **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018** selon les Règlements Parasismiques Algériens **RPA99/2003**.

Le dimensionnement et le ferrailage ont été faits conformément aux règles de conceptions et de calcul des structures adaptés en Algérie **CBA93** en appliquant le **BAEL91**.

## Abstract:

Over the years, civil engineers have worked hard to improve and develop the quality of buildings to ensure safety and comfort for residents; these buildings are generally designed to last 100 years on average.

But in some cases, they are exposed to natural or industrial disasters that risk damaging them and making them uninhabitable and in danger of ruin. In this case, engineers are required to intervene and come up with solutions to avoid all risks and hazards.

Our end-of-study project consists mainly of a technical-economic study of a building damaged by a gas explosion, where this study is carried out in both cases: rehabilitate the building and repair it or demolish it. And in the end, we proceed to the easiest and most economical solution.

Based on the on-site visit and the dynamic study of the building, it was concluded that the building is unstable and in danger of ruin at any time, for which we must intervene to rehabilitate or demolish it as soon as possible.

The dynamic analysis of this structure was done by the calculation software **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018** according to the Algerian Seismic Regulations **RPA99/2003**. The dimensioning and reinforcement were made in accordance with the rules of design and calculation of the adapted structures in Algeria **CBA93** by applying the **BAEL91**.

ملخص :

على مر السنين, عمل المهندسون المدنيون و اجتهدوا من أجل تطوير و تحسين جودة البنايات السكنية من أجل توفير الأمان و الراحة للسكان, حيث تنجز هاته البنايات عادة بهدف أن تستمر لمئة عام كعمر متوسط .  
ولكن في بعض الأحيان تتعرض هاته الأخيرة إلى كوارث طبيعية أو صناعية تؤدي إلى تلفها و بالتالي تصبح غير مؤهلة للسكن و قابلة للإنهيار, و في هذه الحالة يقع على عاتق المهندسين إلزامية التدخل و الخروج بحلول من أجل تفادي وقوع أي مخاطر .  
مشروعنا لنهاية الدراسة يتكون أساسا من دراسة تقنواقتصادية لعمارة تالفة جراء إنفجار غاز, حيث نقوم بإجراء هذه الدراسة لحالتين : إعادة تأهيل وإصلاح العمارة أو هدمها, و في الأخير نعتد على الحل الأمثل من الناحية التقنية و الإقتصادية .  
من خلال الزيارة الميدانية و الدراسة الديناميكية للعمارة, توصلنا إلى أنها تعاني من خطر الإنهيار في أية لحظة, ولهذا يجب التدخل من أجل إصلاحها أو هدمها في أقرب وقت .  
الدراسة المطبقة بخصوص العمارة كانت وفق المعايير الجزائرية لمقاومة الزلازل **RPA99/2003**.

أما بخصوص القياس و التسليح كانوا وفق القوانين المعمول بها في الجزائر **CBA93** و **BAEL91**.

### Mots-clés :

Etude technico-économique, réhabilitation, démolition, réparation, renforcement, explosion, coffrage tunnel.

### Keywords :

Technical and economic study, rehabilitation, demolition, reparation, strengthening, explosion, tunnel formwork.

### كلمات مفتاحية :

دراسة تقنواقتصادية، إعادة التأهيل، هدم، إصلاح، تعزيز، انفجار، صندوق نفقية.

## Liste des tableaux

<b>Tableau I-1</b> : Classification des pathologies liées aux bâtiments (J.MONJO-CARRIO, 2011)...	10
<b>Tableau III-1</b> : Les différentes méthodes d'expansion.....	35
<b>Tableau III-2</b> : Les différents types d'explosif.....	36
<b>Tableau IV-1</b> : Désordres constatés.....	56
<b>Tableau IV-2</b> : Les résultats de l'essai sclérométrique pour le voile V'9.....	63
<b>Tableau IV-3</b> : Les résultats de l'essai sclérométrique pour le voile V9.....	64
<b>Tableau IV-4</b> : Les résultats de l'essai sclérométrique pour le voile V'4.....	64
<b>Tableau IV-5</b> : Les critère du facteur de qualité Q.....	68
<b>Tableau IV-6</b> : Fréquences, périodes et taux de participation massique (état initial).....	70
<b>Tableau IV-7</b> : Vérification de la résultante des forces sismiques (état initial).....	72
<b>Tableau IV-8</b> : Vérification vis-à-vis aux déplacements sous la combinaison Ex (état initial).....	73
<b>Tableau IV-9</b> : Vérification vis-à-vis aux déplacements sous la combinaison Ey (état initial).....	73
<b>Tableau IV-10</b> : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ dans le sens X-X sous la combinaison Ex (état initial).....	74
<b>Tableau IV-11</b> : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ dans le sens Y-Y sous la combinaison Ey (état initial).....	74
<b>Tableau IV-12</b> : Vérification de l'excentricité accidentelle dans le sens X-X (état initial).....	75
<b>Tableau IV-13</b> : Vérification de l'excentricité accidentelle dans le sens Y-Y (état initial).....	75
<b>Tableau IV-14</b> : Fréquences, périodes et taux de participation massique (état actuel).....	76
<b>Tableau IV-15</b> : Vérification de la résultante des forces sismiques (état actuel).....	78

<b>Tableau IV-16</b> : Vérification vis-à-vis aux déplacements sous la combinaison $E_x$ (état actuel).....	79
<b>Tableau IV-17</b> : Vérification vis-à-vis aux déplacements sous la combinaison $E_y$ (état actuel).....	79
<b>Tableau IV-18</b> : Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ dans le sens X-X sous la combinaison $E_x$ (état actuel).....	80
<b>Tableau IV-19</b> : Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ dans le sens Y-Y sous la combinaison $E_y$ (état actuel).....	80
<b>Tableau IV-20</b> : Vérification de l'excentricité accidentelle dans le sens X-X (état actuel).....	81
<b>Tableau IV-21</b> : Vérification de l'excentricité accidentelle dans le sens Y-Y (état actuel).....	81
<b>Tableau V-1</b> : Vérifications des poteaux en HEA 400.....	86
<b>Tableau V-2</b> : Vérifications des poutres en IPE 400.....	90
<b>Tableau V-3</b> : Vérifications des poutres en IPE 500.....	96
<b>Tableau V-4</b> : Vérifications des contraintes (radier).....	123
<b>Tableau V-5</b> : Vérification de la contrainte service limite pour le béton (radier).....	131
<b>Tableau V-6</b> : Ferrailage des voiles RDC et 1 <sup>er</sup> étage dans le sens X-X.....	136
<b>Tableau V-7</b> : Ferrailage des voiles RDC et 1 <sup>er</sup> étage dans le sens Y-Y.....	136
<b>Tableau V-8</b> : Ferrailage de la dalle pleine sens X-X .....	141
<b>Tableau V-9</b> : Ferrailage de la dalle pleine sens Y-Y .....	145
<b>Tableau V-10</b> : Vérification de la contrainte de compression dans le béton à l'ELS (Sens X-X).....	148
<b>Tableau V-11</b> : Vérification de la contrainte de compression dans le béton à l'ELS (Sens Y-Y).....	148
<b>Tableau V-12</b> : L'effort tranchant à l'ELU et l'ELS .....	148
<b>Tableau V-13</b> : Métré de ferrailage du radier.....	163

<b>Tableau V-14</b> : Métré de ferrailage des voiles.....	164
<b>Tableau V-15</b> : Métré de ferrailage des planchers. ....	168
<b>Tableau V-16</b> : Métré de ferrailage des escaliers.....	172
<b>Tableau V-17</b> : Métré de ferrailage des poutres noyées.....	174
<b>Tableau V-18</b> : Volume des semelles filantes.....	174
<b>Tableau V-19</b> : Volume des voiles périphériques.....	175
<b>Tableau V-20</b> : Volume du radier.....	175
<b>Tableau V-21</b> : Volume du béton radier.....	175
<b>Tableau V-22</b> : Volume du béton de chemisage pour les voiles périphériques.....	176
<b>Tableau V-23</b> : Volume du béton pour les voiles RDC et 1 <sup>er</sup> étage.....	176
<b>Tableau V-24</b> : Volume du béton pour les voiles 2 <sup>ème</sup> étage .....	177
<b>Tableau V-25</b> : Volume du béton pour plancher RDC .....	177
<b>Tableau V-26</b> : Volume du béton pour plancher 1 <sup>er</sup> étage .....	178
<b>Tableau V-27</b> : Volume du béton pour plancher 3 <sup>ème</sup> étage.....	178
<b>Tableau V-28</b> : Volume du béton pour les escaliers .....	179
<b>Tableau V-29</b> : Volume du béton pour les poutres noyées .....	179
<b>Tableau V-30</b> : Devis quantitatif du béton démoli des escaliers .....	180
<b>Tableau V-31</b> : Devis quantitatif du béton démoli du plancher RDC .....	180
<b>Tableau V-32</b> : Devis quantitatif du béton démoli du plancher 1 <sup>er</sup> étage.....	180
<b>Tableau V-33</b> : Devis quantitatif du béton démoli des voiles RDC et 1 <sup>er</sup> étage.....	181
<b>Tableau V-34</b> : Volume des voiles périphériques.....	181
<b>Tableau V-35</b> : Devis estimatif des travaux de réhabilitation .....	182
<b>Tableau V-36</b> : Section du béton démoli des planchers.....	187
<b>Tableau V-37</b> : Section du béton démoli des escaliers .....	187
<b>Tableau V-38</b> : Volume du béton démoli des voiles .....	188
<b>Tableau V-39</b> : Volume du béton démoli des voiles périphériques .....	189

<b>Tableau V-40</b> : Volume du béton démolé des fondations .....	189
<b>Tableau V-41</b> : Section des murs préfabriqués déposés .....	190
<b>Tableau V-42</b> : Longueur du garde-corps déposé.....	190
<b>Tableau V-43</b> : Section des cloisons en plaques au plâtre démolis .....	190
<b>Tableau V-44</b> : Section revêtements déposés.....	191
<b>Tableau V-45</b> : Devis estimatif des travaux de démolition .....	191

## Liste des figures

<b>Figure I- 1</b> : Plancher en dalle pleine reposant sur des voiles.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure I- 2</b> : Fondation type semelle filante .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure I- 3</b> : Escalier au niveau RDC.....	4
<b>Figure I- 4</b> : Escalier du 1 <sup>er</sup> ,2 <sup>ème</sup> ,3 <sup>ème</sup> ,4 <sup>ème</sup> ,5 <sup>ème</sup> .....	4
<b>Figure I- 5</b> : Les fissures. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure I- 6</b> : La carbonatation du béton. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure I- 7</b> : La corrosion des armatures. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure II- 1</b> : La technique du béton projeté. ....	13
<b>Figure II- 2</b> : La technique du ragréage. ....	14
<b>Figure II- 3</b> : La technique du tissu de fibre de carbone. ....	15
<b>Figure II- 4</b> : La protection des armatures.....	16
<b>Figure II- 5</b> : La réfection des bétons.....	17
<b>Figure II- 6</b> : Exemple d'un chemisage. ....	19
<b>Figure II- 7</b> : Les différentes étapes du chemisage. ....	20
<b>Figure II- 8</b> : Renforcement d'un portique (poteau-poutre) par la technique du gainage métallique.....	21
<b>Figure II- 9</b> : Les différentes étapes du gainage métallique.....	23
<b>Figure II- 10</b> : Renforcement au moyen des profilés métalliques.....	24
<b>Figure II- 11</b> : Scellement chimique pour béton armé. ....	24
<b>Figure II- 12</b> : Tracé rectiligne d'une précontrainte. ....	25
<b>Figure II- 13</b> : Tracé polygonal d'une précontrainte. ....	25
<b>Figure II- 14</b> : Renforcement d'une poutre avec une feuille de PRFC.....	26
<b>Figure III- 1</b> : La technique du curage.....	29
<b>Figure III- 2</b> : La démolition manuelle. ....	29
<b>Figure III- 3</b> : La technique du dérasement. ....	30
<b>Figure III- 4</b> : La démolition mécanique. ....	31
<b>Figure III- 5</b> : La démolition par la pince. ....	32
<b>Figure III- 6</b> : La démolition par la pelle à godet. ....	33
<b>Figure III- 7</b> : La démolition par la pelle à croc de béton. ....	33
<b>Figure III- 8</b> : La démolition par le boteur (bulldozer). ....	34
<b>Figure III- 9</b> : La démolition par écrêtage.....	34
<b>Figure III- 10</b> : La démolition par expansion (procédé DARDA). ....	35
<b>Figure III- 11</b> : La démolition à l'explosif. ....	36
<b>Figure III- 12</b> : Démolition par foudroyage.....	37
<b>Figure III- 13</b> : Démolition par basculement. ....	37

<b>Figure III- 14</b> : Découpage au diamant.....	38
<b>Figure III- 15</b> : Découpage par hydro-démolition. ....	39
<b>Figure III- 16</b> : Découpage par la scie au sol.....	39
<b>Figure III- 17</b> : Découpage par le câble diamanté. ....	40
<b>Figure IV- 1</b> : Auscultation sonique du béton. ....	45
<b>Figure IV- 2</b> : Scléromètre. ....	46
<b>Figure IV- 3</b> : Teste à la carbonatation.....	47
<b>Figure IV- 4</b> : Carottage du béton.....	47
<b>Figure IV- 5</b> : Prélèvement d'acier.....	48
<b>Figure IV- 6</b> : Mesure du potentiel de corrosion.....	48
<b>Figure IV- 7</b> : Plan de situation.....	49
<b>Figure IV- 8</b> : Vue en plan RDC (état initial). ....	49
<b>Figure IV- 9</b> : Vue en plan 1er étage (état initial).....	50
<b>Figure IV- 10</b> : Vue en plan 2ème, 3ème, 4ème et 5ème étage (état initial). ....	50
<b>Figure IV- 11</b> : Vue en plan terrasse (état initial).....	51
<b>Figure IV- 12</b> : Façade Sud-Ouest (état initial).....	51
<b>Figure IV- 13</b> : Façade Sud-Est (état initial).....	51
<b>Figure IV- 14</b> : Façade Nord-Ouest (état initial).....	52
<b>Figure IV- 15</b> : Façade Nord-Est (état initial).....	52
<b>Figure IV- 16</b> : Vue en plan RDC (état actuel). ....	52
<b>Figure IV- 17</b> : Vue en plan 1er étage (état actuel).....	53
<b>Figure IV- 18</b> : Vue en plan 2ème, 3ème, 4ème et 5ème étage (état actuel). ....	53
<b>Figure IV- 19</b> : Vue en plan terrasse (état actuel). ....	54
<b>Figure IV- 20</b> : Façade Sud-Ouest (état actuel).....	54
<b>Figure IV- 21</b> : Façade Sud-Est (état actuel).....	54
<b>Figure IV- 22</b> : Façade Nord-Ouest (état actuel).....	55
<b>Figure IV- 23</b> : Façade Nord-Est (état actuel).....	55
<b>Figure IV- 24</b> : Coupe A-A (état actuel). ....	55
<b>Figure IV- 25</b> : Coupe B-B (état actuel). ....	56
<b>Figure IV- 26</b> : Grille de mesure sur ouvrage. ....	60
<b>Figure IV- 27</b> : Inclinaisons possibles par rapport à l'élément à ausculter. ....	61
<b>Figure IV- 28</b> : Graphe de contrôle du fonctionnement de l'appareil. ....	62
<b>Figure IV- 29</b> : Plan de coffrage RDC. ....	63
<b>Figure IV- 30</b> : Translation selon X (1er mode) état initial.....	71
<b>Figure IV- 31</b> : Translation selon Y (2ème mode) état initial. ....	71
<b>Figure IV- 32</b> : Rotation selon Z (3ème mode) état initial.....	71
<b>Figure IV- 33</b> : Modèle 3D de la structure (état initial).....	72
<b>Figure IV- 34</b> : Translation selon X avec un moment de torsion (1er mode) état actuel. ....	77
<b>Figure IV- 35</b> : Rotation autour de Z (2ème mode) état actuel. ....	77
<b>Figure IV- 36</b> : Translation selon -Y (3ème mode) état actuel. ....	77
<b>Figure IV- 37</b> : Modèle 3D (état actuel). ....	78

<b>Figure V- 1</b> : Plan d'étalement. ....	84
<b>Figure V- 2</b> : Façade étayée. ....	84
<b>Figure V- 3</b> : Modèle 3D du système d'étalement. ....	85
<b>Figure V- 4</b> : Modèle 3D du système d'étalement avec élimination du RDC et 1er étage. ....	85
<b>Figure V- 5</b> : Modèle 3D d'assemblage type A. ....	102
<b>Figure V- 6</b> : Schéma d'assemblage type A. ....	102
<b>Figure V- 7</b> : Modèle 3D d'assemblage type B. ....	109
<b>Figure V- 8</b> : Schéma d'assemblage type B. ....	109
<b>Figure V- 9</b> : Modèle 3D d'assemblage type C. ....	116
<b>Figure V- 10</b> : Schéma d'assemblage type C. ....	116
<b>Figure V- 11</b> : Dalle travaille dans les deux sens. ....	124
<b>Figure V- 12</b> : Calcul des moments d'une dalle qui travaille dans les deux sens. ....	125
<b>Figure V- 13</b> : Schéma de ferrailage du radier. ....	132
<b>Figure V- 14</b> : Schéma de ferrailage du radier. ....	132
<b>Figure V- 15</b> : Schéma de chemisage des semelles. ....	133
<b>Figure V- 16</b> : Schéma de calcul du voile. ....	135
<b>Figure V- 17</b> : Schéma de ferrailage des voiles 1 et 2 dans le sens Y-Y. ....	137
<b>Figure V- 18</b> : Chemisage type 1 ....	138
<b>Figure V- 19</b> : Chemisage type 2 ....	138
<b>Figure V- 20</b> : Schéma de liaison des voiles type 1 au niveau des fondations. ....	139
<b>Figure V- 21</b> : Schéma de liaison des voiles type 1 au niveau 2ème étage. ....	139
<b>Figure V- 22</b> : Schéma de liaison des voiles type 2 au niveau des fondations. ....	140
<b>Figure V- 23</b> : Schéma de liaison des voiles type 2 au niveau 2ème étage. ....	140
<b>Figure V- 24</b> : Schéma de ferrailage de la dalle pleine. ....	151
<b>Figure V- 25</b> : Coupe transversal de la dalle pleine. ....	152
<b>Figure V- 26</b> : Schéma statique d'escalier. ....	152
<b>Figure V- 27</b> : Digramme des efforts appliqués aux escaliers à l'ELS. ....	153
<b>Figure V- 28</b> : Digramme des efforts appliqués aux escaliers à l'ELS. ....	153
<b>Figure V- 29</b> : Diagramme du moment max à l'ELU. ....	154
<b>Figure V- 30</b> : Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELU. ....	154
<b>Figure V- 31</b> : Diagramme du moment max à l'ELS. ....	154
<b>Figure V- 32</b> : Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELS. ....	155
<b>Figure V- 33</b> : Schéma de ferrailage d'escalier (volée 1). ....	159
<b>Figure V- 34</b> : Schéma de ferrailage d'escalier (volée 1). ....	159
<b>Figure V- 35</b> : Schéma de ferrailage de la poutre noyée. ....	163

# Sommaire

REMERCIEMENTS

DEDICACES

RESUME

LISTES DES TABLEAUX

LISTES DES FIGURES

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....1

## CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET PATHOLOGIE DU BETON ARME

INTRODUCTION.....2

HISTORIQUE : .....2

I-1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE : ..... 2

I-1-1 Caractéristiques géométriques : ..... 2

I-1-2 Ossature et système constructif adopté : ..... 2

I-2 PATHOLOGIE DU BETON ARME : ..... 5

I-2-1 Généralités : ..... 5

I-2-2 Les types de pathologie : ..... 5

I-2-2-1 La fissuration : ..... 5

I-2-2-2 La carbonatation des bétons : ..... 7

I-2-2-3 La corrosion des armatures : ..... 8

I-2-2-3-1 Le phénomène de corrosion dans le béton armé : ..... 8

I-2-2-3-2 Les causes de la corrosion dans le béton armé : ..... 9

I-2-2-3-3 Les conséquences de la corrosion dans le béton armé : ..... 9

I-2-2-4 Les autres causes de dégradation : ..... 9

I-2-2-5 Les classifications générales des pathologies : ..... 10

I-2-2-6 Les phases de dégradation : ..... 11

## CHAPITRE II: TECHNIQUE DE RESTAURATION DES OUVRAGES DETRIORES PAR UNE EXPLOSION

INTRODUCTION.....12

II-1- REPARATION : ..... 12

II-1-1- Définition : ..... 12

II-1-2- Réparation d'un ouvrage en béton armé : ..... 12

II-1-2-1- Béton projeté : ..... 12

II-1-2-2- Ragréage : ..... 14

II-1-2-3- Tissu de fibre de carbone (TFC) : ..... 14

II-1-2-4- Adjonction d'armatures d'aciers : ..... 15

II-1-2-4-1- La Mise en place des armatures complémentaires : ..... 15

II-1-2-4-2- La protection des armatures : ..... 16

II-1-2-4-3- La réfection des bétons : ..... 16

II-1-3- Travaux de réparation des éléments de structure :.....	17
II-1-3-1- Les poteaux :.....	17
II-1-3-2- Les murs en béton armé :.....	17
II-1-3-3- Les poutres :.....	17
II-1-3-4- Les planchers :.....	17
II-1-3-5- Les murs en maçonnerie :.....	18
II-2- RENFORCEMENT :.....	18
II-2-1- Définition :.....	18
II-2-2- Techniques de renforcement :.....	19
II-2-2-1- Le chemisage des sections en béton :.....	19
II-2-2-1-1- Les étapes de chemisage :.....	19
II-2-2-1-2- Adhérence entre les deux bétons :.....	20
II-2-2-1-3- Les inconvénients de chemisage :.....	20
II-2-2-2- Le Renforcement par gainage métallique :.....	21
II-2-2-2-1- Les matériaux utilisés :.....	21
II-2-2-2-2- La mise en œuvre des plats collés :.....	22
II-2-2-3- Le Renforcement au moyen de profilés métalliques :.....	23
II-2-2-4- Le scellement d'armatures pour le béton armé :.....	24
II-2-2-5- Le renforcement par une précontrainte additionnelle :.....	25
II-2-2-6- L'adjonction des matériaux composites (Polymères renforcés en fibres de carbone « PRFC ») :.....	26
II-3- NORMES, REGLEMENTATIONS ET RECOMMANDATIONS :.....	27
CONCLUSION.....	27
<b>CHAPITRE III: TECHNIQUE DE DEMILITION DES OUVRAGES DETRIORES PAR UNE EXPLOSION</b>	
INTRODUCTION.....	28
III-1- DEFINITION DE LA DEMOLITION :.....	28
III-2- LES DIFFERENTES TECHNIQUES DE DEMOLITION :.....	28
II-2-1- Le curage :.....	28
II-2-2- La démolition manuelle :.....	29
II-2-2-1- Par dérasement :.....	30
II-2-2-2- Par sapement :.....	30
II-2-3- La démolition mécanique :.....	31
II-2-3-1- La pince de démolition :.....	31
II-2-3-2- La pelle de démolition :.....	32
II-2-3-2-1 La pelle à godet :.....	32
II-2-3-2-2 La pelle à croc de béton :.....	33
II-2-3-3 Le buteur :.....	33
II-2-3-4 La démolition par l'écrêtage :.....	34
II-2-4- La démolition par expansion :.....	34
II-2-5- La démolition à l'explosif :.....	36

II-2-5-1 Le foudroyage :	37
II-2-5-2 Le basculement :	37
II-2-6- La démolition par découpage :	38
II-2-6-1 Le découpage au diamant :	38
II-2-6-2 Le découpage par hydro-démolition :	38
II-2-6-3 Le découpage par les scies au sol :	39
II-2-6-4 Le découpage par le câble diamanté :	39
III-3 LES MESURES PARTICULIERES DE PREVENTION :	40
III-3-1 Procéder à une étude préalable détaillée :	40
III-3-2 Prévenir les accidents résultant de chutes de personnes dans le vide :	40
III-3-3 Prévenir les accidents dus à la chute de matériaux ou aux effondrements :	41
III-4 LE BUT DE DEMOLITION :	41
CONCLUSION	42

## **CHAPITRE IV: DIAGNOSTIC ET ETUDE SISMIQUE**

VI-1- LE DIAGNOSTIC ET LES INVESTIGATIONS :	43
INTRODUCTION :	43
VI-1-1- CHOIX DES INVESTIGATIONS :	43
VI-1-2- TYPE D'INVESTIGATIONS :	44
VI-1-2-1- Investigations non-destructives :	44
VI-1-2-1-1- Relevé visuel :	44
VI-1-2-1-2- L'analyse de ferrailage :	45
VI-1-2-1-3- L'auscultation sonique :	45
VI-1-2-1-4- Scléromètre :	46
VI-1-2-2- Investigations destructives :	46
VI-1-2-2-1- Teste à la carbonatation :	46
VI-1-2-2-2- Carottage :	47
VI-1-2-2-3- Prélèvement d'acier :	47
VI-1-2-2-4- Mesure du potentiel de corrosion :	48
VI-1-3- DIAGNOSTIC :	48
VI-1-3-1- Relevé du bâtiment :	48
VI-1-3-1-1- Situation de l'immeuble :	48
VI-1-3-1-2- Descriptif architectural :	49
VI-1-3-1-3- Etat initial du bâtiment :	49
VI-1-3-1-4- Etat actuel du bâtiment :	52
VI-1-3-2- Expertise :	56
VI-1-3-2-1- Désordres constatés :	56
VI-1-3-2-2- Les essais :	59
VI-2- L'ETUDE SISMIQUE :	64
INTRODUCTION :	64

VI-2-1- METHODE DE CALCUL : .....	65
VI-2-1-1- Méthode statique équivalente : .....	65
VI-2-1-2- Analyse dynamique modale spectrale : .....	69
VI-2-2- VERIFICATIONS ET INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE : .....	70
VI-2-2-1- Etat initial : .....	70
VI-2-2-1-1- Périodes de vibration et taux de participation des masses modales : .....	70
VI-2-2-1-2 Vérification de la résultante des forces sismiques : .....	72
VI-2-2-1-3 Vérification vis-à-vis au déplacement : .....	72
VI-2-2-1-4 Justification vis-à-vis au l'effet P- $\Delta$ : .....	73
VI-2-2-1-5- Vérification de l'excentricité accidentelle : .....	74
VI-2-2-2- Etat actuel : .....	76
VI-2-2-2-1- Périodes de vibration et taux de participation des masses modales : .....	76
VI-2-2-2-2- Vérification de la résultante des forces sismiques : .....	78
VI-2-2-2-3- Vérification vis-à-vis au déplacement : .....	78
VI-2-2-2-4- Justification vis-à-vis au l'effet P- $\Delta$ : .....	79
VI-2-2-1-5- Vérification de l'excentricité accidentelle : .....	81
CONCLUSION.....	81

## **CHAPITRE V: ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE REPARATION ET DE DEMOLITION**

INTRODUCTION.....	83
V-1- ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE REPARATION : .....	83
V-1-1- Eude technique : .....	83
V-1-1-1 La création du système d'étalement : .....	83
V-1-1-1-1 La modélisation : .....	85
V-1-1-1-2 Les vérifications : .....	85
V-1-1-1-3 Les assemblages : .....	97
Vérification du béton pour la pression diamétrale .....	115
V-1-1-2 Le déchargement de la structure (le curage) : .....	117
V-1-1-3 La démolition des éléments ruinés : .....	118
V-1-1-4 Le chemisage des semelles : .....	119
V-1-1-4-1 Pré dimensionnement du radier : .....	119
V-1-1-4-2 détermination des efforts : .....	121
V-1-1-4-3 Les vérifications : .....	121
V-1-1-4-4 Le ferrailage : .....	124
V-1-1-4-5 Le chemisage des semelles : .....	132
V-1-1-5 Création des étages démolis : .....	133
V-1-1-5-1 Les voiles : .....	133
V-1-1-5-1-1 Combinaisons d'action : .....	133
V-1-1-5-1-2 Exigences du RPA99/2003 : .....	133
V-1-1-5-1-3 Ferrailage des voiles : .....	135
V-1-1-5-4 Le chemisage des voiles : .....	138

V-1-1-5-2 Planchers : .....	140
V-1-1-5-2-1 Pré dimensionnement : .....	141
V-1-1-5-2-2 Les sollicitations de calcul : .....	141
V-1-1-5-2-3 Le ferrailage : .....	142
V-1-1-5-3 Escaliers : .....	152
V-1-1-5-3-1 Détermination des sollicitations : .....	152
V-1-1-5-3-2 Le ferrailage : .....	155
V-1-1-5-3-3 Les vérifications : .....	157
V-1-1-5-4 Poutres noyées : .....	159
V-1-1-5-4-1 Détermination des sollicitations : .....	159
V-1-1-5-4-2 Le ferrailage : .....	160
V-1-1-5-4-3 Les vérifications : .....	161
V-1-2- Etude économique : .....	163
V-1-2-1 Le devis quantitatif : .....	163
V-1-2-1-1 Le devis quantitatif du ferrailage : .....	163
V-1-2-1-2 Le devis quantitatif du béton : .....	174
V-1-2-1-3 Le devis quantitatif de démolition : .....	179
V-1-2-1-4 Le devis quantitatif de terrassement : .....	181
V-1-2-2 Le devis estimatif : .....	182
V-2- ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE DEMOLITION : .....	183
V-2-1- Etude technique : .....	183
V-2-1-1- Etude préalable : .....	183
V-2-1-2- plan de sécurité et prévention des risques : .....	183
V-2-1-3- La création du système d'étaieiment : .....	184
V-2-1-4- L'exécution et les travaux de démolition : .....	184
V-2-1-4-1 Le curage : .....	184
V-2-1-4-2 Démolition : .....	185
V-2-1-4-2-1 Démolition des planchers et les escaliers : .....	186
V-2-1-4-2-2 Démolition des voiles : .....	186
V-2-1-4-2-3 Démolition des fondations : .....	186
V-2-2- Etude économique : .....	187
V-2-2-1 Le devis quantitatif : .....	187
V-2-2-1-1 Le devis quantitatif pour le béton démolli : .....	187
V-2-2-1-2 Le devis quantitatif pour le curage : .....	190
V-2-2-2 Le devis estimatif : .....	191
CONCLUSION.....	192

## **CONCLUSION GENERALE**

## **BIBLIOGRAPHIE**

---

## Introduction générale

Aujourd'hui, le fait d'intervenir pour un ouvrage endommagé est devenu très nécessaire, car ce dernier peut s'effondrer à tout moment et causer plusieurs dangers pour les habitations de l'entourage.

Pour une bonne étude du projet, les ingénieurs doivent effectuer un bilan général sur l'ouvrage, ce bilan doit comporter un diagnostic et une étude sismique pour définir l'état de dégradation et de la stabilité de l'ouvrage. Si l'ouvrage est dans un état critique, les ingénieurs procèdent à une étude technico-économique de réhabilitation et de démolition et faire une comparaison entre ces deux derniers afin de choisir la meilleure solution à effectuer.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procéder à une étude technico-économique de réhabilitation et de démolition d'un bâtiment à usage d'habitation (R+5) située à la cité Ain Defla endommagé par une explosion en 2004, sous le titre de : **Etude technico-économique d'un bâtiment endommagé par une explosion, entre réparation ou démolition**. L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les règlementations et recommandations en vigueur à savoir (**RPA99/2003, BAEL91 et CBA93**).

# **Chapitre I**

## **Présentation de l'ouvrage et pathologie du béton armé**

## **Introduction**

Dans le domaine de la construction de Structures, que ce soit dans le génie civil ou dans le bâtiment, les matériaux les plus utilisés sont principalement le béton et l'acier. Au cours du temps, et selon leur formulation d'origine et les agressions extérieures auxquelles ces matériaux ont été soumis, des dégradations vont survenir. De plus une pathologie de structure peut être cachée et être invisible à l'œil nu.

## **Historique :**

Le bâtiment 20B implanté dans le cadre de la construction de 1000 logements, par l'entreprise Fougerolle, est situé à la cite Ain Defla, appelée communément Fougerolle, sur les hauteurs de la ville de Guelma, à usage d'habitation en R+5 constitué de 24 appartements, construit au début des années 1980 avec un système table banche (coffrage tunnel).

Le 26 décembre 2004 vers 7 h 45, une explosion de gaz d'une rare violence avait fait voler en éclats tout le rez-de-chaussée. Les murs en préfabriqué du rez-de-chaussée comprenant quatre logements, soit quatre familles, avaient été carrément arrachés, dont d'autres éjectés ou réduits en miettes, tant le souffle de cette déflagration était fort. Quatorze personnes y ont péri et vingt-huit étaient blessés.

## **I-1 Présentation de l'ouvrage :**

### **I-1-1 Caractéristiques géométriques :**

Suivant la vue en plan, la structure est classée comme régulière en plan et en élévation et ses dimensions sont:

- Largeur en plan : 18.89 m.
- Longueur en plan : 19.85 m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 18.36 m.
- Hauteur d'étage courant et RDC : 3.06 m

### **I-1-2 Ossature et système constructif adopté :**

#### **➤ Ossature**

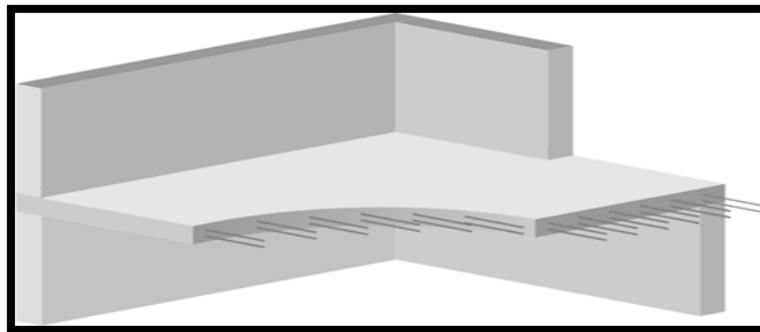
Le contreventement de la structure est assuré par des voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales. Les voiles sont disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales. Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le

contreventement dans la direction transversale des bâtiments ; réalisé avec un matériel de coffrage approprié : banches et coffrages-tunnels.

➤ **Planchers**

Les planchers sont en dalle pleine de 10 cm pour le plancher RDC et de 15 cm pour les planchers des étages courants, reposent sur des appuis linéaires. Ce type d'appui est assuré par des voiles en béton armé.

**La dalle pleine** : plancher en béton armé coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.



**Figure I-1** : Plancher en dalle pleine reposant sur des voiles.

➤ **Maçonnerie**

Les Panneaux de façades sont en béton préfabriqué de 15 cm, et les cloisons intérieures sont en Placoplâtre de 6 cm d'épaisseur.

➤ **Revêtement**

- Enduit de chaux + peinture pour les plafonds et les parois.
- Peinture pour les murs porteurs.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse est recouvert par une étanchéité en feutre multicouche évitant la pénétration des eaux pluviales.

➤ **Fondation**

Les fondations sont composées de semelles filantes sous mur porteur de 40 cm d'épaisseur avec un vide sanitaire, qui servent à éviter tous contacts avec le sol et l'humidité et permet aussi l'accès aux divers réseaux situés sous le bâtiment.

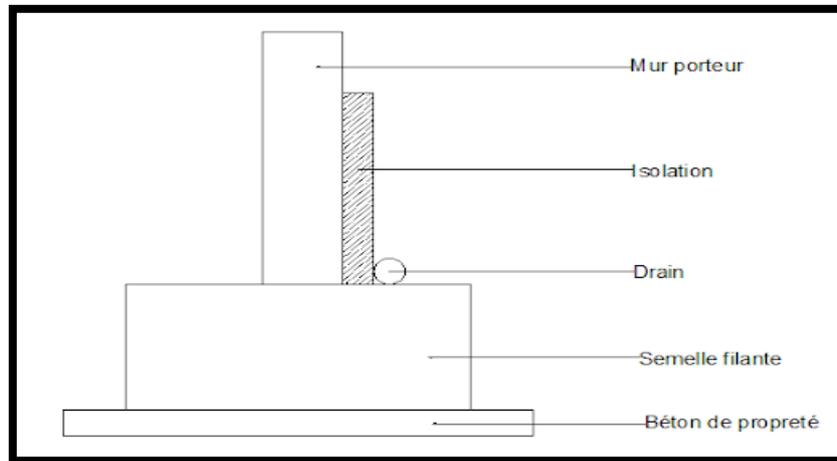


Figure I-2 : Fondation type semelle filante.

➤ **Escalier**

La volée est composée de 16 marches de 18 cm, elle doit avoir des plates-formes dites palier de repos de 15 cm d'épaisseur entre deux volées de 20 cm d'épaisseur.

Les escaliers entre le RDC et le 1<sup>er</sup> étage sont de type **escalier droit** avec un palier de repos. Les autres escaliers sont de type **escalier à retour parallèle** avec un palier de repos.

La cage d'escalier repose sur des appuis linéaires (voile).

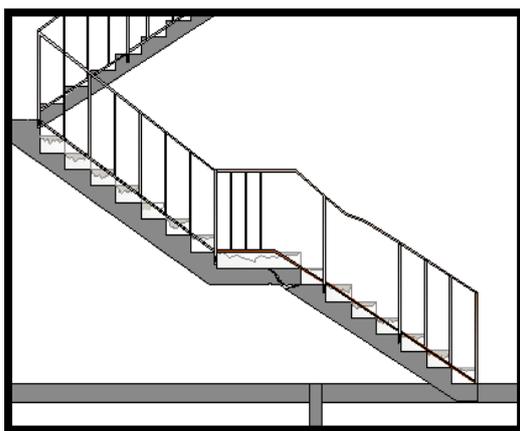


Figure I-3 : Escalier au niveau RDC.

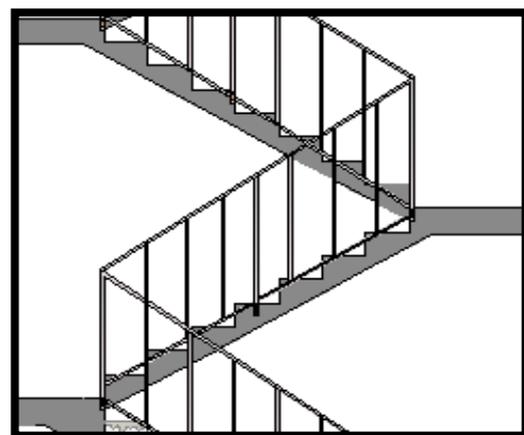


Figure I-4 : Escalier au 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>.

## **I-2 Pathologie du béton armé :**

La durabilité des ouvrages en béton armé dépend de leur comportement face aux conditions climatiques et environnementales qui existent dans les milieux où ils sont construits. Ces ouvrages sont souvent soumis à un processus permanent des dégradations physiques et chimiques sous l'effet des agressions extérieures.

La dégradation progressive des matériaux et équipements est imputable aux :

- Facteurs climatiques (le soleil, la pluie, la neige, la grêle, le vent, le gel, l'air salin en bord de mer...).
- Facteurs atmosphériques (la pollution de l'air).
- Facteurs chimiques (réactions chimiques).
- Facteurs physique.

### **I-2-1 Généralités :**

Le classement des causes principales de désordres pour les ouvrages en béton armé correspond au classement type basé sur la division des responsabilités entre les concepteurs (y compris les calculs) et les réalisateurs (exécution sur chantier) .

Une étude des pathologies d'un ouvrage se décompose en plusieurs phases. Celle-ci commence par une visite de l'ouvrage accompagné d'un relevé détaillé des différentes pathologies présentes sur les ouvrages. Ensuite, on procède à un diagnostic afin de connaître l'origine des pathologies pour préconiser d'une part le classement de l'état de l'ouvrage et d'autre part les travaux à réaliser .

### **I-2-2 Les types de pathologie :**

Dans cette partie, nous nous intéresserons aux principales pathologies apparaissant dans le béton armé durci. Ces pathologies ont des causes et conséquences variables. Elles sont décrites dans la suite.

#### **I-2-2-1 La fissuration :**

Il est important avant tout de souligner qu'il est impossible aujourd'hui d'éviter la fissuration du béton armé, que ce soit lors de la mise en œuvre le béton durci, du au vieillissement du matériau.

Les causes de la fissuration sont multiples, mais peuvent être répertoriées en quatre catégories :

- Les causes dues aux propriétés des matériaux, avec par exemple le retrait suite à l'évaporation de l'eau de gâchage, le gonflement liant ou encore à la résistance mécanique de la cohésion du liant.

- Les causes directes externes, avec notamment les déformations excessives sous l'action des charges ou encore des déformations sous l'action des variations de température ou sous l'action de l'humidité.
- Les causes externes indirectes, à savoir les répercussions sur certaines structures d'actions provenant d'autres éléments tels que les tassements différentiels des fondations.
- Les causes dues à un phénomène de corrosion des armatures, les armatures corrodées ayant un volume plus important que les aciers en bon état. L'état de contrainte du béton au droit d'une armature corrodée est plus important et la fissuration s'enclenche.

Parmi les différents types de fissures, on distingue principalement trois catégories :

- Le faïençage, c'est un réseau caractéristique de microfissures qui affecte principalement la couche superficielle du béton.
- Les microfissures, ce sont des fissures très fines dont la largeur est inférieure à 0.2 mm.
- Les fissures, ce sont des ouvertures linéaires au tracé plus ou moins régulier dont la largeur est d'au moins 0.2 mm.

Il est important lors du processus de réhabilitation d'un ouvrage, de s'intéresser à l'évolution de la largeur d'une fissure. Il est possible de classer les fissures en trois catégories selon leur évolution :

***Les fissures passives ou mortes :***

Pour les fissures dont les ouvertures ne varient plus dans le temps, quelles que soient les conditions de température, d'hygrométrie ou de sollicitation de l'ouvrage. Cependant, elles sont rares, car les matériaux alentour à la fissure varient selon la température, c'est le phénomène de dilatation thermique.

***Les fissures stabilisées :***

Lorsque leur ouverture varie dans le temps en fonction de la température.

***Les fissures actives ou évolutives :***

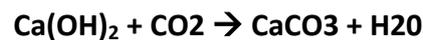
Lorsque leur ouverture continue à évoluer indépendamment des cycles de température.



Figure I-5 : Les fissures.

#### I-2-2-2 La carbonatation des bétons :

❖ Le CO<sub>2</sub> présent dans l'air pénètre dans le béton par le réseau poreux et les fissures et, en présence d'eau dans les pores, abaisse le pH (initialement de 13) de la solution interstitielle du béton à 9 par réaction avec la pâte de ciment hydratée et notamment la portlandite :



❖ Au fur et à mesure de la progression du front de carbonatation, les armatures initialement protégées par une couche d'oxyde de fer (liée à l'alcalinité de la solution interstitielle) sont alors dépassivées et le phénomène de corrosion s'initie.

❖ La carbonatation est maximale lorsque l'humidité relative est modérée (cycle séchage/humidité).

❖ Après environ 30 ans, la profondeur de carbonatation dans un béton d'ouvrage peut varier de 1 à 30 mm suivant la compacité du béton, la fissuration de peau et le milieu environnant.

La corrosion induite par carbonatation est donc fonction de :

- ✓ L'exposition des parements au CO<sub>2</sub> et à l'eau (Liée au choix de la classe d'exposition).
- ✓ La qualité du béton en place (compacité) et notamment en parement avec l'absence de ségrégation, de bullage ou de fissuration (retrait gêné, dessiccation).
  - Liée à la qualité de formulation et d'exécution.
- ✓ L'enrobage du premier lit d'armature.
  - Lié à la valeur spécifiée et à son respect lors de l'exécution.

#### **a) Les conséquences de la carbonatation :**

- L'amorce d'un phénomène de corrosion des armatures du béton armé ou précontraint lorsque le front de carbonatation est au moins égal à leur profondeur d'enrobage. Les désordres associés correspondent alors pour l'essentiel à des fissures et à des épaufures (expulsion du béton d'enrobage) consécutives aux gonflements provoqués par la formation d'oxydes et hydroxydes de fer sur les armatures. Ces dernières peuvent alors montrer des diminutions de section importantes ou, au stade ultime, des ruptures ayant des conséquences graves sur la capacité portante des éléments de structure.

- La densification de la zone carbonatée par rapport au béton sain. Cette densification, qui ne revêt aucun caractère pathologique, peut, dans certaines conditions, conduire à une diminution relative de 10 à 15 % de la porosité de la zone carbonatée, formant ainsi une barrière diffusionnelle limitant les phénomènes de transfert.



**Figure I-6 :** La carbonatation du béton.

### **I-2-2-3 La corrosion des armatures :**

#### **I-2-2-3-1 Le phénomène de corrosion dans le béton armé :**

La corrosion est une réaction chimique ou électrochimique entre un matériau, généralement un métal, et son environnement qui entraîne une dégradation du matériau et de ses propriétés.

Ces phénomènes touchent tous les types d'ouvrages en béton armé :

- Le bâtiment : balcons, pignons dans toutes les atmosphères, en milieu urbain, ou maritime, parkings souterrains du fait de la pollution par les agents de déverglaçâtes ; les bâtiments industriels : poteaux, poutres et dalles soumis assez souvent à des expositions d'agents chimiques.
- Les ponts et ouvrages d'art : les zones les plus sensibles sont les tabliers, les appuis et les équipements de tablier pour lesquels l'influence des sels de déverglaçâtes est importante.

- Les structures portuaires souffrant de l'agression due aux chlorures de l'eau de mer en zone de marnage, d'éclaboussures, d'embruns.

#### **I-2-2-3-2 Les causes de la corrosion dans le béton armé :**

On distingue principalement deux facteurs favorisant l'apparition de la corrosion dans le béton armé :

- La carbonatation du béton, lorsque le pH du béton descend en dessous de 9 les armatures ne sont plus passivées. Ce phénomène est occasionné par la réaction entre les hydrates de la pâte de ciment et le CO<sub>2</sub> atmosphérique.
- Les chlorures, le dé-passivation s'opère lorsque la teneur en chlorures au niveau des armatures que ce seuil correspond à une teneur de 0,4% par rapport à la masse du ciment.

#### **I-2-2-3-3 Les conséquences de la corrosion dans le béton armé :**

La formation de la corrosion s'effectue au dépend du métal d'origine. Ce phénomène entraîne à la fois une augmentation importante de volume ainsi qu'une perte de la section efficace de l'armature.

Cela a pour conséquences d'une part l'apparition de différentes pathologies au niveau du parement suite à l'augmentation de volume, mais aussi une perte de capacité portante due à la diminution de la section efficace. Ces pathologies peuvent être des fissures, des épaufrures, des décollements, ...



**Figure I-7 :** La corrosion des armatures.

#### **I-2-2-4 Les autres causes de dégradation :**

Nous avons vu que les bétons se dégradent à cause des milieux dans lesquels ils sont placés car ils y subissent des agressions physiques et chimiques. Certaines causes, essentiellement dues à une mauvaise mise en œuvre, peuvent également participer à la dégradation des bétons.

- Mauvais positionnement des armatures : les armatures (généralement en acier) placées trop près du parement béton lors du coulage provoquent à terme des fissurations de surface.
  - Mauvaise qualité des bétons employés : un béton trop faiblement dosé en ciment, mal vibré, présentera un aspect défectueux : nids d'abeilles, faïençage, fissures superficielles, trous laissant les armatures apparentes.
  - Vibration trop importante : une vibration trop longue peut entraîner une ségrégation du béton et par conséquent une mauvaise répartition des constituants. Les efforts mal répartis entraînent alors des fissurations et des élancements du béton.
- Absence de cure du béton : la cure du béton est indispensable par temps chaud venté. Sans protection de surface, le béton se faïence en surface.
- Cycle humidité / sécheresse : les cycles répétés d'humidité/sécheresse entraînent des variations dimensionnelles du béton pouvant créer des fissures et par conséquent la corrosion des aciers.

**I-2-2-5 Les classifications générales des pathologies :**

Le tableau ci-dessous regroupe les différentes pathologies qui peuvent atteindre un bâtiment. Elles y sont classées en trois grandes catégories : physique, mécanique et chimique, avec en complément le détail de leur typologie et de leur origine.

L'étude de ces pathologies constitue une étape majeure dans le processus de la réhabilitation que nous aborderons en aval notamment au stade de l'élaboration du diagnostic, étape déterminante dans la définition des interventions à mener sur le bâtiment.

**Tableau I-1 :** Classification des pathologies liées aux bâtiments (J.Monjo- Carrio, 2011).

<b>Classification</b>	<b>Lésions</b>	<b>Types</b>
<b>Physique</b>	Humidité	Capillaire/De filtrage/De condensation/Accidentelle/De Travaux.
	Saleté	Par dépôt / Par nettoyage différentiel.
	Erosion	Météorologique.
<b>Mécanique</b>	Déformations	Tassement/Effondrement/Flambement/Gauchissement/Flèche.
	Fissures	Par charge / Par dilatation – contraction.
	Fissures superficielles	Par support / Par finition.
	Détachements	Finitions continues / Finitions par éléments..
	Erosion	Coups / Frottements.
<b>Chémique</b>	Efflorescence	Sels solubles cristallisés/Réaction chimique avec les sels.
	Oxydation	Oxydation superficielle.
	Corrosion	Oxydation préalable/Immersion/Aération

		différentielle/Paire galvanique.
	Organismes	Présence et attaque d'animaux/Présence de plante.
	Erosion	Pollution.

#### **I-2-2-6 Les phases de dégradation :**

La dégradation du béton armé comporte deux phases successives :

- Une phase d'incubation ou de latence (dite parfois d'amorçage) qui correspond à l'altération lente du béton, sans qu'il ne se produise encore des effets visibles,
- Une phase de développement (dite parfois de croissance) des dégradations du matériau.

La phase d'incubation s'arrête :

- ✓ Soit lorsque les produits formés par les réactions internes du ciment atteignent un «volume critique » provoquant un gonflement néfaste du béton (par exemple, par réaction surfacique).
- ✓ Soit lorsque l'enrobage de béton ne protège plus les aciers contre la corrosion (par exemple, si l'enrobage est carbonaté).

# **Chapitre II**

## **Techniques de restauration des ouvrages détériorés par une explosion**

## **Introduction**

Le choix d'une ou des méthodes de réparation et de renforcement est défini en relation étroite avec la nature et le degré d'importance des désordres constatés lors d'un diagnostic. Ce choix est tributaire de matériaux de construction utilisés, des techniques choisies, et de critères économiques. On peut être amené donc à procéder :

- A des remises en état d'éléments structurels présentant des défauts que l'on cherche à atténuer, pour obtenir un aspect satisfaisant tels que: l'obturation de fissures qui sont dues le plus souvent au retrait et aux variations environnementales.
- Au renforcement ou à la réparation d'éléments insuffisamment résistants, les réparations sont souvent réalisées dans les zones ou les sections sont trop sollicitées et défailtantes, par contre le renforcement des éléments consiste à améliorer leurs caractéristiques mécanique de manière à ce qu'elles offrent une meilleure solidité aussi bien en état de service qu'en état de résistance ultime.

### **II-1- Réparation :**

#### **II-1-1- Définition :**

La réparation d'une construction est une opération qui consiste à lui restituer par des travaux appropriés, un niveau de service perdu.

#### **II-1-2- Réparation d'un ouvrage en béton armé :**

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

##### **II-1-2-1- Béton projeté :**

La réparation à l'aide de béton projeté consiste à piquer les zones dégradées et à projeter sur l'ensemble de l'ouvrage du béton. Il existe deux méthodes d'application du béton projeté : soit par voie humide, soit par voie sèche. La seule différence entre ces deux méthodes réside dans le moment où l'on ajoute l'eau. Pour le béton projeté par voie sèche, l'eau est ajoutée au dernier moment au niveau de la lance alors que par voie humide, l'eau est introduite lors du malaxage du béton.

Les étapes de la réparation sont les suivantes :

- Eliminer les zones de faible cohésion.
- Dégager l'armature corrodée jusqu'à une zone où celle-ci est saine
- Nettoyer l'armature.

- Remplacer l'armature si la perte de section est trop forte.
- Passiver les armatures corrodées par application de produit.
- Reconstituer manuellement l'enrobage de béton à l'aide de mortier de réparation.



**Figure II- 1 :** La technique du béton projeté.

On distingue deux méthodes pour la technique de projection, suivant le moment d'introduction de l'eau dans la chaîne :

- Par voie sèche avec ou sans pré-mouillage : l'eau est introduite au niveau de la lance.
- Par voie mouillée (humide) : l'eau est introduite au malaxage du béton.

**Avantages des deux méthodes :**

**a) Par voie sèche :**

- ✓ Possibilité d'utiliser des granulats de grande dimension (15 à 20 mm).
- ✓ Un dosage relativement faible en ciment.
- ✓ Un faible rapport E/C.
- ✓ Un compactage énergétique.
- ✓ Une bonne adhérence sur le support.
- ✓ Une pénétration en grande profondeur dans les pores.
- ✓ Une éventuelle projection en plafond sans accélérateur de prise.

**b) Par voie mouillée (humide) :**

- ✓ Composition uniforme de la couche projetée.
- ✓ Pas de rebondissement violent.
- ✓ Pas de production de poussières.

**Inconvénients des deux méthodes :**

**a) Par voie sèche :**

- ✓ Pertes de volume du béton projeté importantes par rebondissement.
- ✓ Production de poussières.

**b) Par voie mouillée (humide) :**

- ✓ Dosage en eau et en ciment plus élevé pour assurer une plasticité nécessaire.
- ✓ Compactage faible.
- ✓ Nécessité d'accélérateurs de prise.

**II-1-2-2- Ragréage :**

Le ragréage est la technique traditionnelle de réparation des bétons. Il permet dans un premier temps de reconstituer les sections d'armatures qui ont disparu, de stopper le phénomène de corrosion des aciers par passivation. Puis, le principe est de protéger les armatures par reconstitution manuelle ou mécanique de l'enrobage à l'aide de mortier de réparation.

Les étapes préalables à la projection du béton sont identiques à celles du ragréage.



**Figure II- 2 :** La technique du ragréage.

**II-1-2-3- Tissu de fibre de carbone (TFC) :**

Cette technique est surtout utilisée dans le renforcement d'un ouvrage, soit dans le cas de perte de section d'acier importante, soit lorsque la structure subit un ajout de charges par rapport à ce qu'elle peut supporter. Ce procédé consiste à placer des bandes de toile de fibres de carbone par collage aux endroits déficients de l'élément concerné. Préalablement, il est nécessaire d'éliminer les parties dégradées ou sans cohésion de l'élément et de reprendre les bétons. Il est à noter qu'une protection au feu est nécessaire afin de respecter la norme en vigueur. L'intérêt des utilisations de la fibre de carbone dans le génie civil se trouve essentiellement dans :

- Sa faible densité.

- Ses propriétés mécaniques longitudinales.
- L'absence de corrosion.
- Sa très bonne tenue à la fatigue.
- Sa facilité de manipulation.



**Figure II- 3 :** La technique du tissu de fibre de carbone.

#### **II-1-2-4- Adjonction d'armatures d'aciers :**

Il s'agit là d'enlever le béton dans les zones où les aciers sont corrodés.

Les armatures existantes, conservées doivent être bien soignées, afin éviter une continuité de leurs dégradations.

Les armatures complémentaires doivent s'opposer à la fissuration et contribuer à la résistance des sections ainsi renforcées. La liaison s'effectue par scellement tout en respectant les longueurs de recouvrement et d'ancrage.

La géométrie d'origine doit être régénérée avec des mortiers riches pour augmenter l'adhérence et la résistance mécanique de sections finales.

#### **II-1-2-4-1- La Mise en place des armatures complémentaires :**

A cette étape des travaux, un contrôle du diamètre résiduel des armatures les plus fortement attaquées sera effectué (à l'aide d'un pied à coulisse par exemple). Les armatures supplémentaires de même nature seront mises en place, par scellement, ou des systèmes explicites de fixation (cheville, tiges collées), afin de restituer la section initiale, avec une tolérance de 5%, en tenant compte des longueurs d'ancrage et de recouvrement, et des armatures de couture. Dans le cas de soudure, celle-ci devra être effectuée, selon les normes en vigueur, après que la soudabilité de l'acier ait été vérifiée.

#### **II-1-2-4-2- La protection des armatures :**

La protection des armatures consiste à appliquer sur toute la surface de celles qui sont dégagées: un produit assurant une protection vis-à-vis de la corrosion. Ce traitement n'est réellement nécessaire que si, pour des raisons techniques, l'enrobage final ne peut pas avoir la valeur prévue dans les règlements, pour un environnement donné. Il est également fonction de la nature du produit de reconstitution du parement.

On devra également s'assurer de la compatibilité avec les traitements ultérieurs (électriques notamment). Cette application doit suivre immédiatement le décapage, car l'oxydation des armatures risque de s'amorcer et de compromettre la bonne tenue de la réparation.



**Figure II- 4 :** La protection des armatures.

#### **II-1-2-4-3- La réfection des bétons :**

La réfection des bétons consiste à rétablir l'enrobage des armatures par la mise en œuvre d'un mortier riche. Ce dernier doit respecter les critères :

- De la tenue d'aplomb de l'élément.
- D'une résistance mécanique supérieure ou égale au béton support.
- D'adhérence supérieure ou égale à la cohésion du support,
- D'imperméabilité à l'eau et aux agents agressifs,
- D'un coefficient de dilatation thermique équivalent au béton support.
- D'une bonne protection d'aciers.

Ces critères sont assurés par l'utilisation de mortiers à base de résine pour améliorer les propriétés de l'apport, surtout lorsqu'il réagit dans la partie de l'interface où il y a plusieurs phénomènes tels que: l'influence du retrait en terme de glissement sur l'interface du béton initial et le béton nouveau.

Ce type de réparation demande généralement, pour être efficace, une augmentation assez importante des dimensions des éléments de structure et l'emploi d'un volume relativement consistant de matériaux, ce qui n'est pas plaisant ni sous l'aspect économique, ni sous l'aspect esthétique.



**Figure II- 5 :** La réfection des bétons.

### **II-1-3- Travaux de réparation des éléments de structure :**

#### **II-1-3-1- Les poteaux :**

Deux techniques principales sont adaptées à la réparation des poteaux. Il s'agit de la technique d'injection si le béton n'est pas dégradé et du gainage s'il s'agit du cas de contraire.

#### **II-1-3-2- Les murs en béton armé :**

Les murs en béton armé, à cause de leur rigidité et leur grande résistance aux efforts tranchants, résistent très bien aux forces sismiques induites dans le bâtiment. Donc, un mur endommagé ou mal dimensionné peut être réparé et / ou rigidifié suivant qu'on veut améliorer ou pas la capacité résistante de la structure aux efforts sismique.

#### **II-1-3-3- Les poutres :**

Pour la réparation des poutres, plusieurs techniques sont utilisées parmi lesquelles on peut citer le gainage en béton armé et la précontrainte extérieure.

#### **II-1-3-4- Les planchers :**

Les planchers sont conçus d'abord pour reprendre les charges verticales. Cependant ils jouent un rôle très important dans la structure comme élément de contreventement. Pour cela, ils doivent avoir la résistance et la rigidité nécessaires. Les dommages que subit un plancher sont en général localisés au niveau des ouvertures ou il y a des concentrations d'efforts sismiques. La réparation intervient après les dommages subis tandis que le

renforcement est réalisé quand le plancher s'avère mal dimensionné ou pour augmenter sa rigidité dans les zones où il y a passage de nouveaux murs.

Pour les réparations locales, on peut utiliser l'injection des résines époxy ou les coulis de ciment pour colmater les fissures. Il peut être aussi procédé au remplacement des aciers rompus ou flambés et du béton écrasé dans les zones endommagées.

Le renforcement du plancher peut être envisagé dans le cas où sa rigidité s'avère insuffisante. La couche de béton de renforcement peut être appliquée par-dessus ou par-dessous. Dans le premier cas la mise en œuvre du béton est réalisée par coulage, tandis que dans le deuxième cas le béton est mis en œuvre par projection.

#### **II-1-3-5- Les murs en maçonnerie :**

Les murs en maçonnerie sont souvent sujets à des fissures dues aux efforts tranchants excessifs et aux forces de tension qui résident au niveau de leurs intersections.

Dépendant de l'épaisseur des ouvertures de fissures, différentes méthodes de réparation peuvent être utilisées. Ces méthodes peuvent aller de la simple injection au remplacement de tout le mur en passant par celle qui consiste à remplacer les briques ou les moellons le long de la fissure.

### **II-2- Renforcement :**

#### **II-2-1- Définition :**

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service ou performance mécanique d'une construction (augmentation de ductilité, de la résistance...).

Le renforcement comporte :

- La mise en place d'un cintre, si nécessaire, suivi de la reprise des charges permanentes (par exemple, par vérinage).
- La démolition du béton d'enrobage pour dégager les armatures, si besoin est, suivi d'une préparation de surface.
- Le scellement d'armatures de couture dans le béton conservé et la mise en place d'armatures supplémentaires (avec recouvrements ou soudures).
- La réalisation de la nouvelle géométrie de la pièce, le béton ajouté pouvant être mis en place classiquement ou par injection sous pression ou par projection (le béton est mis en place classiquement dans le cas d'un plancher).
- Si besoin est, une injection périphérique pour améliorer le collage.
- La mise en charge de la structure renforcée par décintrement ou par ajout de force, en général par déformation imposée (vérinage, réglage de poussée...).
- La mise en œuvre d'un revêtement d'aspect et/ou de protection.

## **II-2-2- Techniques de renforcement :**

Les techniques de renforcement ne sont pas spécifiquement parasismiques car elles sont indépendantes des motifs de renforcement. Elles peuvent être classées en plusieurs catégories.

### **II-2-2-1- Le chemisage des sections en béton :**

Le procédé classique dont l'efficacité a été largement vérifié par l'expérience, consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif. L'utilisation d'un micro-béton, auto-compactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration, peut s'avérer essentielle.

La préparation du support est très importante, il est donc nécessaire de faire des décaissés dans le béton pour améliorer la transmission des efforts, de traiter les surfaces avec une peinture primaire de résine époxy.

S'il s'agit d'un renforcement avec armatures, il faudra mettre cette armature en place et réaliser le bétonnage par coulage ou pompage.

Lorsqu'il n'est pas possible de faire un chemisage complet des éléments pour le cas des façades, il faut recourir à d'autres procédés : renforcement par plaques métalliques ou bien l'épaississement de l'élément en béton sur deux faces opposées.

Les éléments de renfort doivent être ancrés dans le béton primitif : soit par boulonnage pour le cas des platines métalliques, soit par ancrage pour le cas de béton additif.



**Figure II- 6 :** Exemple d'un chemisage.

#### **II-2-2-1-1- Les étapes de chemisage :**

1. Nettoyage et sablage du support initial de béton du poteau.
2. Ancrage et scellement de chevilles pour fixation d'armatures additionnelles.
3. Scellement d'armatures d'ancrage sur le plancher en amont du poteau.
4. Scellement d'armatures d'ancrage sous le plancher en aval du poteau.
5. Fixation des armatures additionnelles sur les tiges d'ancrage.
6. Étalage d'une couche de résine sur la surface de béton primitif.
7. Coulage de l'enveloppe en béton riche et fluide.

Voici un schéma qui présente les différentes étapes de chemisages :

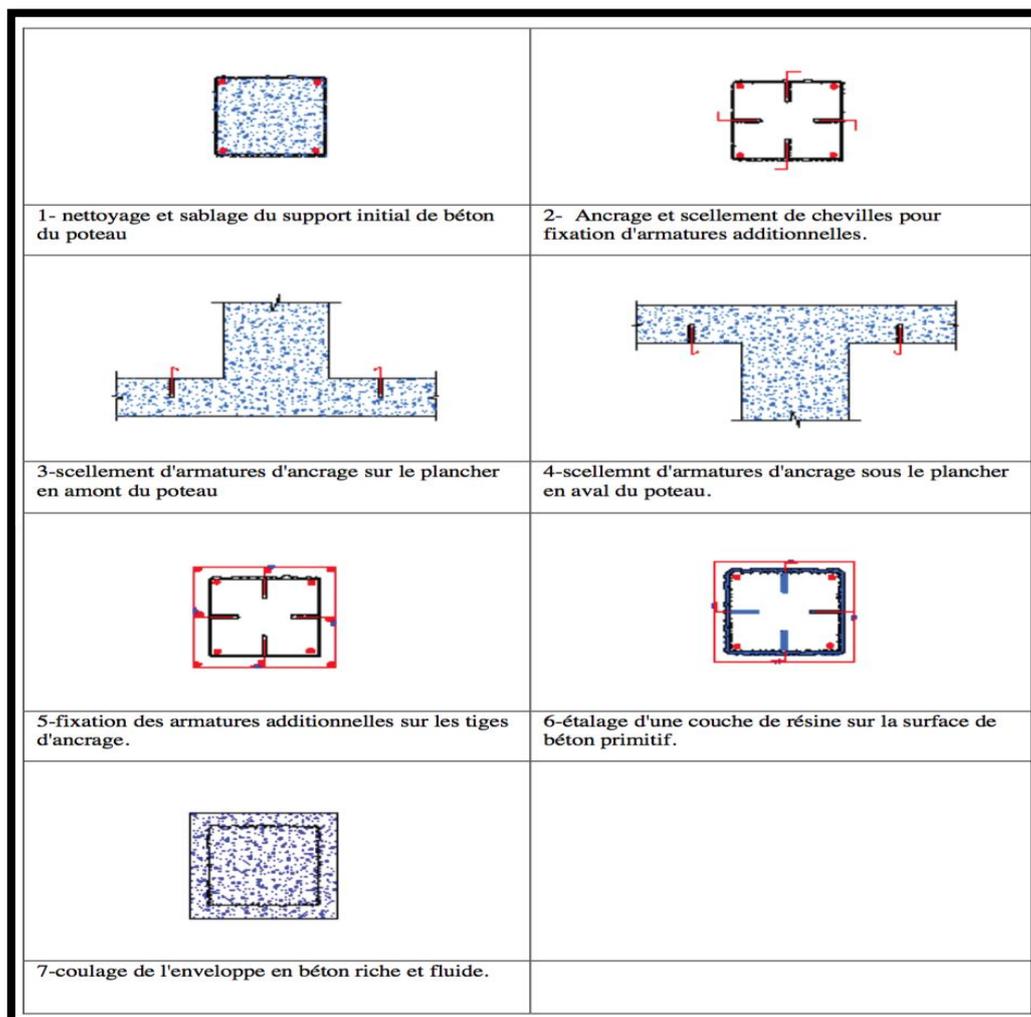


Figure II- 7 : Les différentes étapes du chemisage.

#### II-2-2-1-2- Adhérence entre les deux bétons :

L'adhérence représente la résistance au cisaillement, en l'absence d'un effort de compression normal sur cette interface et d'une armature de couture qui la traverserait. Cette adhérence est due essentiellement à une liaison chimique entre le béton existant et le nouveau béton. La valeur maximale de l'adhérence est atteinte pour des valeurs de glissement d'environ 0,01 à 0,02 mm et est maintenue pratiquement constante jusqu'à des valeurs de glissement de l'ordre de 0,05mm

#### II-2-2-1-3- Les inconvénients de chemisage :

Les inconvénients de renforcement par un béton additionnel sont résumés comme suit:

- Augmentation de la section.
- Création d'une différence de masse à l'étage spécifié au renforcement.

- Création d'une excentricité considérable entre le centre de masse et le centre de torsion.
- Augmentation de la rigidité de l'étage.
- Création d'une différence de rigidité entre les étages.
- Augmentation de la descente de charges dans la structure.
- Redimensionnement de l'infrastructure (fondations).

A noter que le renforcement d'un élément par l'augmentation de sa section de béton (chemisage), influe directement sur la masse de la structure, comparativement aux autres moyens de renforcements, qui se caractérisent par leur légèreté relative.

#### **II-2-2-2- Le Renforcement par gainage métallique :**

Ce type de renforcement est utilisé généralement pour les poteaux ; l'union de la platine à la structure peut se faire par : Collage, vissage, ou bien ancrage. Du point de vue transmission des efforts, la meilleure technique est celle du collage.



**Figure II- 8 :** Renforcement d'un portique (poteau-poutre) par la technique du gainage métallique.

#### **II-2-2-2-1- Les matériaux utilisés :**

- **La colle:** c'est une résine époxy choisie pour ses propriétés d'adhérence sur acier ainsi que sur le béton.

Le film résiduel de la colle doit être de faible épaisseur et d'une rigidité suffisante pour transmettre intégralement par adhérence les efforts à la tôle. Cette rigidité étant réduite par une augmentation de température, des précautions spéciales doivent être prises dans le cas de structures soumises à des températures élevées. La colle n'apporte pas de résistance mécanique, mais elle doit transmettre les efforts.

- **La tôle :** les tôles d'aciers sont généralement de qualité courante, leur épaisseur est limitée à 3mm de façon à leur permettre de suivre les courbures du support.

Si des sections d'acier plus importantes sont nécessaires, il est préférable de superposer des tôles plutôt que d'augmenter l'épaisseur. dans le but d'épouser l'allure de la déformée de la section de béton renforcé (exemple: ressorts à lames des camions).

#### **II-2-2-2- La mise en œuvre des plats collés :**

Les plats destinés à être collés doivent être traités par sablage pour donner à la surface une rugosité supérieure. Après l'étape qui suit le sablage, les plats doivent être revêtus d'un produit de protection, soit un type de vérins, soit un primaire époxy de même nature que la colle, capable d'assurer la protection temporaire de la tôle et son adhérence ultérieure à la structure (compatibilité avec les colles envisagées). Le sablage est une opération difficile à réaliser puisqu'il est conditionné par les facteurs atmosphériques.

Les tôles doivent être transportées avec soin de façon à ne pas entraîner de défauts de planéité, de rayure ou de choc.

La préparation du support exige les deux actions d'éliminer les parties dégradées et de rendre le support plan. La reprise de la planéité du support nécessite un ragréage au mortier de résine ; les produits de ragréage doivent être compatibles avec les produits d'encollage. D'une façon générale les surfaces à ragrées ne doivent pas représenter plus de 20% de la surface à encoller.

La colle doit être préparée en respectant le mode d'emploi du produit défini par le fournisseur.

L'encollage exige une couche de colle sur le plat d'acier et sur la paroi du béton. Le meilleur outil pour étaler régulièrement la colle et assurer l'épaisseur moyenne requise est la spatule crantée. Pour un collage efficace, il est indispensable de maintenir la colle sous pression pendant la durée de prise, le temps pendant lequel l'effort de serrage est maintenu doit être fonction de la viscosité de la colle et de la largeur des plats d'acier (Serre-joint, barres filetées, les étais).

Pendant la prise de la résine de collage, il est recommandé d'éviter tout effet vibratoire, en particulier tout mouvement issu de trafic répété, ou d'effets dynamique de machines.

Les plats doivent être protégés en fin des travaux contre la corrosion avec une peinture de type époxy compatible avec le primaire de protection provisoire.

Dans le cas où la structure doit satisfaire à des exigences de stabilité au feu, une protection des plats doit être prévue pour éviter que le film de colle ne dépasse une température jugée critique. Cette protection peut être réalisée par l'utilisation de produit isolant.

Il est à noter que le renfort avec les platines en acier présente des inconvénients tels :

- Le découpage des platines se fait généralement en atelier.
- Les longueurs sont limitées.

- Le transport n'est pas toujours aisé.
- L'étaieement des éléments structuraux est parfois nécessaire.
- La durabilité vis-à-vis de la corrosion et la fatigue pose problème.

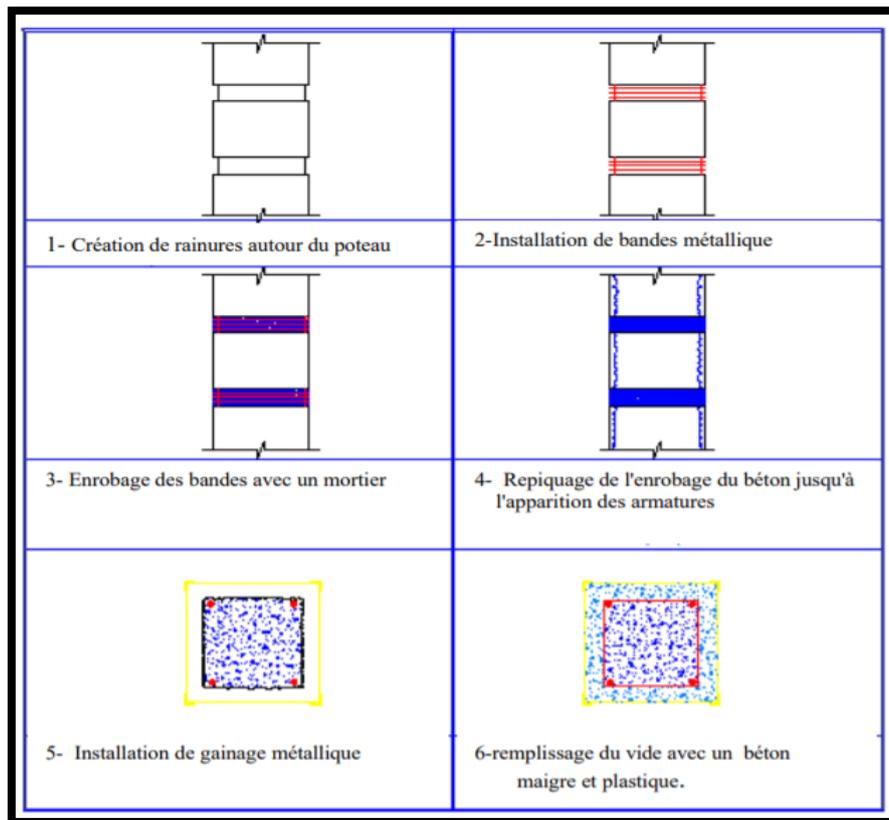


Figure II- 9 : Les différentes étapes du gainage métallique.

### II-2-2-3- Le Renforcement au moyen de profilés métalliques :

L'association des profilés métalliques aux structures en béton armé permet d'augmenter la capacité portante de la structure. La réalisation ainsi d'une structure mixte acier-béton dont il faut assurer la compatibilité entre ces deux matériaux est indispensable et nécessaire. Cette compatibilité entre les deux matériaux est liée directement à la qualité de l'interface (acier-béton) pour bien transmettre les efforts internes.

L'intérêt de cette méthode est la rapidité de réalisation in-situ, les pièces métalliques sont préfabriquées en atelier, et leur montage s'effectue à l'aide de cheville ou tiges ancrées. L'assemblage sur site des éléments décomposés en tronçons facilite ainsi leur transport et mise en place.

L'inconvénient majeur de cette méthode de renforcement tient à la précision qui est requise lors du mesurage de la structure existante, si les éléments fournis se positionnent correctement au montage. Il est recommandé d'envisager des possibilités d'ajustement et de positionnement des pièces métalliques pré-forées vis-à-vis de forages dans le béton, lors du montage, contrairement aux constructions métalliques nouvelles.



**Figure II- 10 :** Renforcement au moyen des profilés métalliques.

#### **II-2-2-4- Le scellement d'armatures pour le béton armé :**

Les scellements d'armatures dans le béton armé sont habituellement utilisés pour résoudre les problèmes d'oublis d'armatures en attente, l'extension d'un ouvrage ou bien dans le but d'assurer la continuité d'éléments préfabriqués. Les scellements sont réalisés à l'aide de mortier à base de liants hydrauliques ou de résines dont les constituants du mélange sont pré-dosés. Dans ce dernier cas, le scellement peut être réalisé à volume prédéterminé (scellement chimique obtenu par broyage d'une ampoule prêt à l'emploi), ou à volume à la demande comme les scellements chimiques réalisés par mélange d'une résine et durcisseur par l'intermédiaire d'une buse et d'un pistolet ou bien à partir d'un kit.

Il est important de signaler qu'il existe une certification concernant les produits spéciaux pour construction en béton, dont les produits de scellement et de calage, et a pour but de garantir l'aptitude à l'emploi du produit de scellement dont notamment ses performances minimales, ayant reçu un avis favorable d'un contrôleur technique.



**Figure II- 11 :** Scellement chimique pour béton armé.

#### II-2-2-5- Le renforcement par une précontrainte additionnelle :

Il peut être envisagé d'appliquer à des ouvrages existants des efforts de précontrainte en vue soit de leur redonner leur état de service initial, soit de leur donner un nouvel état de service. Cette technique présente l'avantage d'éviter les efforts concentrés importants sur la structure, elle est bien adaptée aux structures minces et peut ferraillées.

Le câble additionnel étant le plus souvent situés à l'extérieur du béton, il peut y avoir un risque d'instabilité d'ensemble : le flambement. On prévient ce risque en prévoyant aussi des fixations transversales qui s'opposent à une mise en vibration de ces derniers.

La conception et le calcul doivent être en conformité avec les règlements en vigueur.

L'étude doit porter sur l'influence de l'effet des efforts appliqués localement sur des structures ou éléments structurels non conçus à l'origine pour les recevoir.

Les tracés des armatures de précontrainte additionnelle peuvent être rectilignes ou polygonaux:

Le tracé rectiligne simple et facile à mettre en œuvre, améliore peu la résistance au cisaillement.

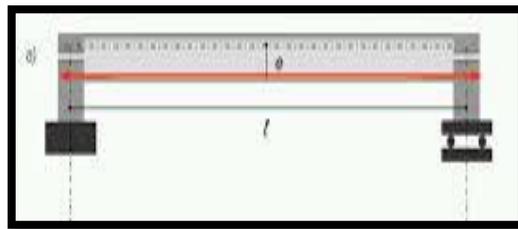


Figure II- 12 : Tracé rectiligne d'une précontrainte.

Le tracé polygonal est plus efficace que le tracé précédent, mais il exige la construction de déviateurs qui ont l'inconvénient d'augmenter les pertes par frottement lors de la mise en tension des câbles.

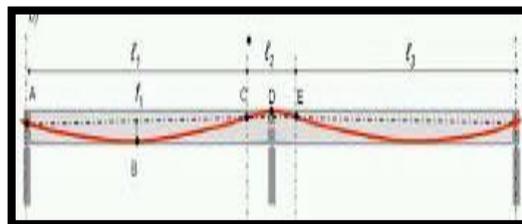


Figure II- 13 : Tracé polygonal d'une précontrainte.

Les efforts complémentaires appliqués à la structure sont introduits en deux points, aux extrémités de l'armature (cas de tracé rectiligne), et de même pour le deuxième tracé ils sont introduits aussi en certains points de leur courbure ou se trouvent les déviateurs.

Il se peut qu'une précontrainte éventuelle complémentaire soit disposée à l'intérieur du béton dans des gaines prévues à cet effet lors de la conception de l'ouvrage (cas assez rare), soit extérieurement du béton dans l'âme en cas de poutres pleines.

#### **II-2-2-6- L'adjonction des matériaux composites (Polymères renforcés en fibres de carbone « PRFC ») :**

Un matériau composite est l'assemblage de deux matériaux de nature différente, se complétant et permettant d'aboutir à un matériau dont l'ensemble des performances est supérieur à celui des composants pris séparément. Les matériaux composites sont composés de fibres noyées dans une matrice.

Une fibre est constituée de plusieurs filaments, élémentaires dont le diamètre est de l'ordre de 5µm. La fibre a un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture les lois de comportement sont de type "élastique fragile".

Le comportement mécanique des matériaux composite dépend du type de fibres et de type des matrices, qui doivent être compatibles entre eux.

La matrice est le matériau qui donne le monolithisme à l'ensemble, et permet d'assurer le collage des fibres entre elles et transférer les efforts extérieurs à celles-ci. De plus la matrice joue un rôle très important pour résister aux efforts tranchants Par ailleurs elle protégé les fibres en les isolant de l'humidité de l'oxydation et des agents agressifs chimiques.

Les avantages du renfort au moyen de matériaux composites offrent :

- Une légèreté 5 fois plus que l'acier.
- Une résistance 10 fois plus optimale que les platines.
- Une grande flexibilité avec une faible épaisseur.
- Une facilité de transport.
- Un poids de l'ordre de 800gr le mètre carré (épaisseur d'environ 1mm).
- Une mise en place et un découpage à la forme désirée - une mise en œuvre aisée.
- Adaptation aux supports - Non sensibilité à la corrosion et d'autres attaques chimiques.
- Meilleure résistance au feu et à la fatigue.



**Figure II- 14 :** Renforcement d'une poutre avec une feuille de PRFC.

### **II-3- Normes, règlementations et recommandations :**

L'un des problèmes les plus délicats que rencontre le domaine de la construction est la réparation et le renforcement des ouvrages endommagés.

Vu la rareté des organismes d'études et de contrôle ou les entreprises de réalisation ainsi que les documents de référence utiles. C'est pourquoi, le centre national de recherche appliquée en génie parasismique "C.G.S" a répondu à la demande du ministre chargé de la construction est mis à la disposition de tous les ingénieurs, techniciens et opérateurs déjà appliqués. Un document intitulé "Recommandations techniques pour la réparation et le renforcement des ouvrages endommagés" qui vise en premier lieu les travaux de reprise des bâtiments endommagés par un séisme mais il peut aussi servir de guide pour les autres types d'ouvrages dont l'endommagement provient d'autre origines.

Il est important de noter également qu'il est prévu d'éditionner les autres documents complémentaires qui s'intitulent :

- Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement.
- Méthodes de diagnostic rapide des bâtiments soumis au risque sismique.
- Méthodes d'évaluation de la résistance des bâtiments soumis au risque sismique.
- Le règlement parasismique algérien (RPA) version 2003.
- Le règlement d'urbanisme en cas de modification de l'aspect extérieur ou d'extension.
- La sécurité des personnes en cas d'incendie et de panique.

### **Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons vu les différentes techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en béton armé. Quelle que soit la méthode, le but est de rendre la structure à son état initial ou bien de la réhabiliter d'une façon qu'elle puisse reprendre à nouveau les charges qui lui sont appliquées pour que l'ouvrage réponde aux attentes et à l'évolution des besoins des utilisateurs ou des propriétaires.

Dans notre cas, nous avons choisi le chemisage, le renforcement au moyen des profilés métalliques et le traitement des surfaces de chemisages avec la résine.

# **Chapitre III**

## **Techniques de démolition des ouvrages détériorés par une explosion**

## **Introduction**

Les techniques de démolitions ont particulièrement progressé depuis une vingtaine d'années pour s'adapter à des chantiers toujours plus complexes (bâtiments de très grandes hauteurs, intégrés dans des environnements urbains denses), des obligations renforcées (sécurités, dépollutions et gestion des déchets...) et au développement de la technicité.

### **III-1- Définition de la démolition :**

On appelle la démolition l'acte de détruire une partie ou l'ensemble d'un bâtiment. Elle est parfois nécessaire pour des raisons de sécurité ou de rénovation trop lourde. Même si cela semble simple, la démolition de bâtiments n'est pas à prendre au léger surtout si vous souhaitez toucher au gros œuvre.

De plus, selon la taille, la structure et l'accessibilité du bâtiment à détruire, les travaux peuvent avoir une ampleur différente. Premièrement, si du plomb ou de l'amiante sont présents dans le bâtiment, il faut les faire extraire par un professionnel. Ensuite, on doit enlever les éléments non constructifs (mobilier, carrelage, équipements...), puis on peut démolir. Certaines parties du bâtiment peuvent être réutilisées (couverture, charpente, poutres de charpente), ou recyclées (métaux, PVC), alors adoptez une démarche écologique (et économique) : gérez durablement les déchets de votre chantier.

### **III-2- Les différentes techniques de démolition :**

Lorsque l'état de délabrement d'une maison est trop grand, les travaux de rénovation risquent d'être coûteux. De plus, ils risquent de ne pas suffire pour la remettre en état. La meilleure des solutions reste la démolition. Elle dépend en grande partie de plusieurs facteurs tels que la hauteur de l'édifice, son emplacement, les armatures qui la composent, etc. La démolition peut être faite manuellement, mécaniquement, par découpage, avec des explosifs ou par expansions.

Avant de procéder à la démolition de la structure, il faut faire d'abord un curage.

#### **II-2-1- Le curage :**

Le curage est une technique qui permet de trier la plupart des déchets non valorisables, elle consiste à nettoyer l'intérieur des bâtiments de tout élément non structurels. A l'aide d'outils, les opérateurs vident les encombrants, retirent la menuiserie le revêtement, démolissent les cloisons, pour ne laisser que les murs et le plancher. L'évacuation et le traitement des déchets issus de ces opérations sont assurés vers des filières spécialisées afin de recycler le plus possible de matériaux. L'ensemble des produits polluants ou dangereux (amiante, plomb, PCB, etc.) fait l'objet d'une traçabilité réglementaire renforcée.



Figure III- 1 : La technique du curage.

### II-2-2- La démolition manuelle :

La démolition manuelle consiste à abattre une structure à l'aide des ouvriers bien équipés sans intervention des engins.

Les outils couramment utilisés sont des pics, des masses, des marteaux pneumatiques.



Figure III- 2 : La démolition manuelle.

### **II-2-2-1- Par dérasement :**

Elle est nécessaire pour restaurer une partie d'un immeuble ou diminuer sa hauteur sans toucher les fondations. En effet, elle consiste à démolir en premier lieu la partie haute d'une structure. Elle est considérée comme la méthode de démolition la plus sûre. De ce fait, le dérasement permet une déconstruction rassurante pour les habitations de l'entourage.

#### **Outillages nécessaires :**

Différents outils peuvent être utilisés lors de la démolition par dérasement :

- masses pneumatiques.
- marteaux pneumatiques.
- mini BRH (brise roche hydraulique).
- pince broyeur béton.
- pince à ferraille.
- pince à béton.
- pince multiple-usage de démolition.
- échafaudage.



**Figure III- 3 :** La technique du dérasement.

### **II-2-2-2- Par sapement :**

Contrairement au dérasement, elle sert à démolir un ouvrage en commençant par le bas. Elle consiste à effectuer plusieurs étapes : le sapement des bases consiste à faire une saignée à la fondation. Une fois les travaux de démolition démarrés, chaque partie détruite est remplacée par des cales. Celles-ci seront généralement placées sous les parties porteuses du bâtiment. L'étape suivante consiste à détruire toutes les cales installées pour provoquer l'effondrement de l'immeuble. Les cales devront être solides pour supporter la masse du bâtiment. Si les cales employées sont faites en bois il est possible d'y mettre le feu et

d'attendre que celles-ci calcinent, provoquant la chute de la construction. Si elles sont non-inflammables, on roule des câbles autour et on tire jusqu'à les déloger, provoquant ainsi l'effondrement.

Cette technique est très dangereuse et ne peut être mise en œuvre s'il y a des habitations à proximité.

**Outillages nécessaires :**

Différents outils peuvent être utilisés lors de la démolition par sapement :

- masses pneumatiques.
- marteaux pneumatiques.
- pince multi usage de démolition.
- cales et étais qui doivent être suffisamment solides pour supporter le poids du bâtiment.
- câble :
  - les câbles seront choisis pour leur solidité,
  - il est également conseillé de doubler ce câble pour éviter le retour en cas de rupture.
- une cale de bois peut être placée entre le bâtiment à démolir et le câble pour éviter un cisaillement de celui-ci généré par frottement.

**II-2-3- La démolition mécanique :**

Cette technique est la plus appropriée pour démolir un ouvrage en béton. Elle utilise principalement des matériels mécaniques comme la pince de démolition, la pelle de démolition et le buteur.



**Figure III- 4 : La démolition mécanique.**

**II-2-3-1- La pince de démolition :**

La démolition à la pince (à béton ou à ferraille) sur pelle hydraulique est de plus en plus utilisée en site urbain. Cette technique permet une réduction du bruit, aux abords des

chantiers. Elle est nécessaire pour détruire les éléments en bétons armés, en bois ou en acier. Elle dispose une mâchoire hydraulique. La pince est totalement maniable et adaptée à la plupart des engins (pelleteuse à pneus, pelleteuse à chenille...). Cependant, son efficacité dépend principalement du type de mâchoire dont elle est disposée.



**Figure III- 5** : La démolition par la pince.

#### **II-2-3-2- La pelle de démolition :**

A l'aide du godet d'une pelle, le conducteur de la pelle utilise le godet de son engin pour abattre la construction. Il peut agir par poussée, par traction, par choc.

Cette technique de démolition est limitée à la démolition d'ouvrages de faible hauteur, inférieure à 3 mètres. Elle est utilisée pour déconstruire un immeuble par poussée, par choc ou par traction. Cependant, elle est dotée d'une pelle hydraulique à godet ou à croc de béton. Cet engin de chantier est constitué d'un châssis à chenilles ou à pneus et peut effectuer une rotation de 360 °.

##### **II-2-3-2-1 La pelle à godet :**

Le godet est utilisé pour démanteler un bâtiment bas ayant peu de résistance à la traction.

Pour la démolition, il faut choisir un point correspondant au centre de gravité de la construction pour :

- limiter la hauteur des parties à démolir,
- empêcher le conducteur de recevoir des gravats.

Le godet spécialement adapté à la démolition est le godet « rocher », utilisé pour sa résistance à l'usure et monté sur un bras de démolition.



Figure III- 6 : La démolition par la pelle à godet.

#### II-2-3-2-2 La pelle à croc de béton :

La pelle hydraulique équipée de croc à béton est utilisée pour effectuer les démolitions dites « secondaires ».

La pelle à croc, qui ressemble à une pince géante, est utilisée pour venir à bout des éléments tombés après une première destruction :

- blocs tombés sur le sol,
- séparation entre ferraille et béton.



Figure III- 7 : La démolition par la pelle à croc de béton.

#### II-2-3-3 Le boteur :

C'est un tracteur à chenilles ou à pneus muni d'une lame orientale. Plus connu sous le nom de bulldozer, il est fait pour pousser une structure afin de la faire écrouler. La position de la lame définit la fonction du boteur. Si la lame est en position haute, elle est faite pour transporter des matériaux. Par contre, si elle est en position basse, elle sert à effectuer du

raclage et de l'arasement. La position intermédiaire de la lame permet au boteur d'exécuter la démolition par poussée.



**Figure III- 8 :** La démolition par le boteur (bulldozer).

#### **II-2-3-4 La démolition par l'écrêtage :**

A certaines hauteurs de bâtiments, les caractéristiques techniques des pelles de démolition ne sont plus suffisantes. Il convient donc de trouver une alternative technique. La plus fréquemment utilisée est l'écrêtage. Ces travaux, consistant à démolir par petits morceaux les étages supérieurs des immeubles, sont réalisés à l'aide de mini-engins hissés sur les toitures. La démolition s'effectue ensuite de la même manière, d'étage en étage jusqu'au niveau désiré, c'est-à-dire jusqu'à ce que la partie haute du bâtiment puisse être atteinte en toute sécurité par une pelle hydraulique en long bras.

Il est possible d'utiliser des **techniques de déconstruction par écrêtage** en première phase de chantier puis de faire intervenir une pelle mécanique à grand bras en seconde phase.



**Figure III- 9 :** La démolition par écrêtage.

#### **II-2-4- La démolition par expansion :**

La démolition par expansion peut se faire au moyen d'éclateurs hydrauliques ou de vérins hydrauliques. Le procédé par éclateur hydraulique consiste à faire éclater la maçonnerie en introduisant dans un trou préalablement foré un système tendant à s'écarter sous l'action d'une source d'énergie. L'utilisation des éclateurs a le gros avantage d'éliminer toutes

nuisances de bruit, vibration et poussière. Le procédé par vérins hydrauliques consiste à disloquer une partie d'ouvrage par poussée.

Avant de mettre en œuvre cette technique, il faut d'abord faire plusieurs trous de forage dans le bâtiment à démolir :

- ces trous doivent être positionnés avec soins,
- c'est ce choix de positionnement qui déterminera l'efficacité de la démolition par expansion.



Figure III- 10 : La démolition par expansion (procédé DARDA).

Voici un récapitulatif des différentes méthodes d'expansion par écarteurs ou vérins :

Tableau III-1 : Les différentes méthodes d'expansion.

Type de procédé	Explications
Écarteur ou procédé DARDA	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Trou vertical percé dans le bloc à disloquer : <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ le piston unique du vérin est mis en place dans ce trou entre deux coquilles métalliques puis alimenté par une pompe hydraulique,</li> <li>✓ il va disloquer une partie de l'ouvrage par une poussée de 2 500 kN en moyenne,</li> <li>✓ l'écarteur mis en place va provoquer des fissures dans le béton, fragilisant ainsi toute la structure jusqu'à effondrement du bâtiment.</li> </ul> </li> </ul>
Vérins ou procédé ROC JACK	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Trou vertical percé dans le bloc à disloquer : <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ les deux pistons des vérins sont mis en place dans ce trou puis alimentés par une pompe hydraulique,</li> </ul> </li> </ul>

	✓ ils vont disloquer une partie de l'ouvrage par une poussée de 1750 kN en moyenne.
--	---

### II-2-5- La démolition à l'explosif :

La parfaite réussite de ce procédé de démolition nécessite un savant mélange entre expérience, connaissance des explosifs, rigueur, organisation et gestion de la sécurité. Dans les structures de maçonnerie ou de béton, ce procédé consiste à faire éclater la maçonnerie ou le béton en introduisant dans un trou préalablement foré une charge explosive. Il est nécessaire d'adapter le plan de tir à l'environnement en limitant l'importance des charges tirées en une seule fois. Ce procédé est une affaire de spécialistes qui doivent impérativement appliquer la réglementation en vigueur.

Cette technique est applicable lorsque l'édifice à démolir fait plus de 20 mètres de hauteur, car elle la moins dangereuse, la plus abordable et la plus économique.

Les charges peuvent être constituées de cartouches (explosif préemballé) ou bien explosif en vrac. Ces charges peuvent être concentrées, allongées ou perforantes à effet dirigé.

On peut classer ces explosifs selon deux catégories comme présentées dans le tableau suivant :

Tableau III-2 : Les différents types d'explosifs.

Type d'explosifs	Charges
<b>Explosifs brisants</b> : la transformation est quasi instantanée, et l'énergie qu'ils libèrent est très importante.	<ul style="list-style-type: none"><li>- Explosifs nitrés (nitroglycérine).</li><li>- Explosifs nitrates (nitrates d'ammonium).</li></ul>
<b>Explosifs progressifs</b> : la transformation est relativement lente.	<ul style="list-style-type: none"><li>- Poudres noires.</li></ul>



Figure III- 11 : La démolition à l'explosif.

### II-2-5-1 Le foudroyage :

Cette technique est surtout applicable à des bâtiments de grande hauteur. Elle consiste à abattre l'immeuble sur lui-même. On peut, si besoin est, lui donner une légère impulsion directionnelle pour provoquer une chute avec une légère orientation. Ceci permet de décaler le tas de gravats pour s'éloigner d'un ouvrage voisin à préserver. On parle dans ce cas de foudroyage dirigé. Cette chute verticale ou subverti cale est obtenue par minage d'un certain nombre d'étages répartis sur la hauteur du bâtiment. Pour permettre ce minage, on procède à l'affaiblissement mécanique des niveaux minés (démolition mécanique des escaliers et des cloisons, création d'ouvertures dans les murs porteurs) en ne laissant que des piliers trumeaux (parties de voiles porteurs) ou des poteaux (dans le cadre d'une structure poutres-poteaux). Cette phase des travaux préparatoires est appelée « dégraissage » ou « affaiblissement ».



Figure III- 12 : Démolition par foudroyage.

### II-2-5-2 Le basculement :

Cette méthode consiste en un renversement complet de l'ouvrage ou du bâtiment dans une direction donnée à la manière d'un arbre qu'on abat. Cette technique est parfois appelée semi-foudroyage. La partie charnière (zone où se situe l'axe de rotation ou de pivotement) sera en général située le plus bas possible en tenant compte des contraintes environnementales vis-à-vis de l'écrasement au sol. Le positionnement de la charnière joue un rôle important dans la précision et la cinématique du basculement. Il est à noter que ce mode de démolition provoque l'impact au sol de la totalité de la masse au même instant, et génère de ce fait des vibrations plus importantes que le foudroyage.

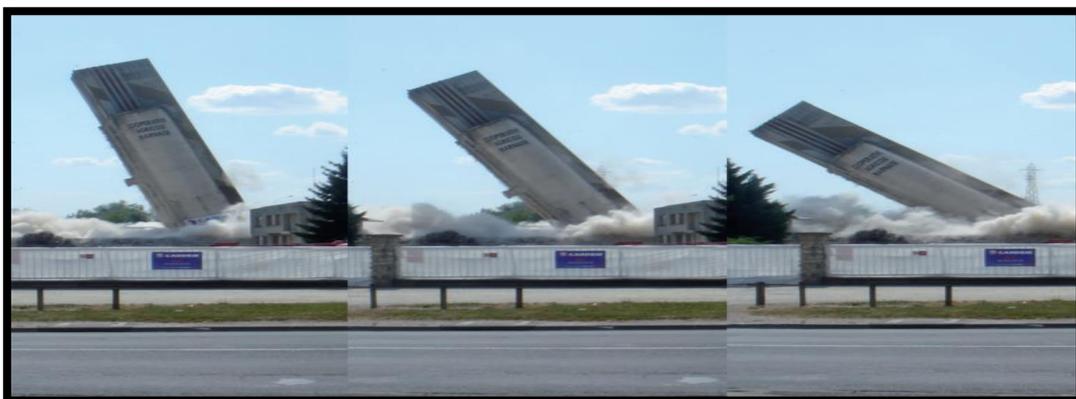


Figure III- 13 : Démolition par basculement.

### **II-2-6- La démolition par découpage :**

Cette méthode est abordable lorsqu'on cherche une démolition précise, le découpage s'utilise pour séparer les différentes composantes de la structure en sciant ou bien en faisant une série de perforations rapprochées.

Il existe différents types de découpage sur chantier.

#### **II-2-6-1 Le découpage au diamant :**

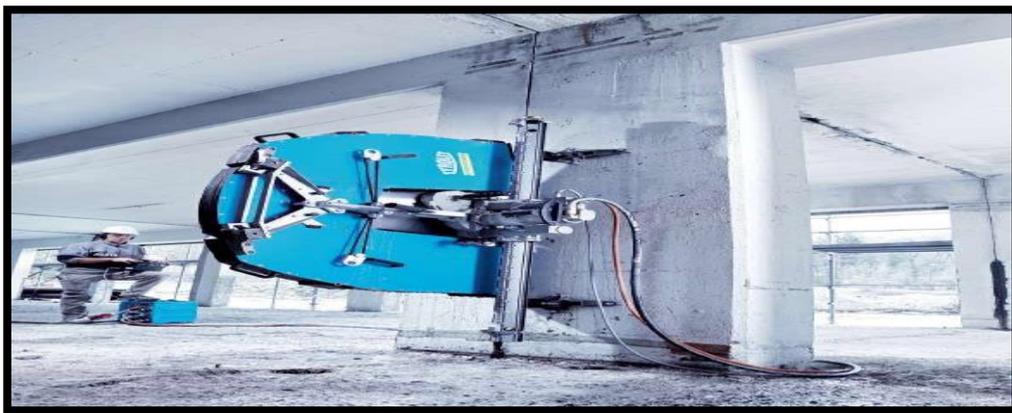
Comme chacun le sait, le diamant est le matériau le plus dur qui existe. C'est du à sa composition, qui est faite de carbone à structure cristalline. Grâce à la fabrication de diamants de synthèse, il est possible de scier par abrasion et de découper des matériaux durs et résistants comme du béton.

Des diamants synthétiques ont été mis au point et ce nouveau procédé permet désormais de l'intégrer :

- au sciage par abrasion,
- et à la découpe de matériau dur et résistant, comme le béton.

De nombreux outils sont employés pour la démolition par découpage :

- les outils à diamants sertis : destinés aux matériaux tendres, relativement faciles à travailler.
- les outils à concrétions : destinés aux matériaux plus durs :
  - béton.
  - béton armé.
  - granit.



**Figure III- 14 :** Découpage au diamant.

#### **II-2-6-2 Le découpage par hydro-démolition :**

Le découpage du jet d'eau par très haute pression est de plus en plus utilisé. On appelle ce procédé l'hydro-démolition. Elle peut être pratiquée dans une entreprise de mécanique industrielle. Dans cette pratique, le jet d'eau peut être pur ou agrémenté de sable de quartz.

Le fait de projeter l'eau, sablée ou non à très haute pression est très efficace. Il faut savoir que la tête de découpe contient une buse qui réduit la dispersion du jet et permet aussi d'obtenir une pression importante (entre 300 et 1000 bars).



**Figure III- 15 :** Découpage par hydro-démolition.

#### **II-2-6-3 Le découpage par les scies au sol :**

La scie au sol est une pratique qui est utilisée pour découper de la chape ou bien encore réaliser des joints de dilatation. La profondeur de sciage peut être réglée jusqu'à 50 cm environ sur ces modèles. Il y a deux catégories de scies au sol : thermiques et électriques. Si vous souhaitez réaliser des travaux de démolition partielle, il vaut mieux utiliser des scies montées sur des bâtis qui viendraient se fixer sur l'ouvrage à découper. Vous pouvez aussi utiliser une scie alternative hydraulique. Celle-ci peut scier jusqu'à 100 cm d'épaisseur.



**Figure III- 16 :** Découpage par la scie au sol.

#### **II-2-6-4 Le découpage par le câble diamanté :**

Le câble diamanté est, le plus souvent, utilisé lorsque le matériau à scier pour démolition est très épais. On l'utilise aussi lorsqu'il est immergé, comme une base de pont ou encore un barrage, par exemple.

Tous ces procédés permettent de démolir des matériaux très épais et très solides par des techniques de pointe, qui sont régulièrement mises à jour et qui permettent de découper des épaisseurs toujours plus impressionnantes.



Figure III- 17 : Découpage par le câble diamanté.

### III-3 Les mesures particulières de prévention :

Afin d'éviter les accidents dus à la chute de salariés dans le vide ou, causés par la chute de matériaux ou l'effondrement de tout ou partie d'une construction, des mesures de prévention particulières doivent être appliquées lors des travaux de démolition d'un bâtiment par procédés mécaniques ou, à la main.

#### III-3-1 Procéder à une étude préalable détaillée :

C'est la première des choses à faire, afin d'appréhender la structure du bâtiment à démolir et d'évaluer sa stabilité. Cette étude vous permettra aussi de déterminer la séquence des opérations de démolition, le procédé et les moyens mécaniques à utiliser, le mode opératoire à prévoir pour la dépose de l'amiante ou des produits nocifs détectés.

Les résultats de cette étude doivent portés sur un document indiquant :

- le périmètre de sécurité mis en place, les conditions d'accès au chantier et les points sensibles des travaux ;
- le plan de circulation des personnels et engins à l'intérieur de l'ouvrage ;
- les règles à respecter pour éviter la chute de personnes, de matériels ou d'engins ;
- les protections à mettre en œuvre ;
- les mesures particulières prises pour traiter les matériaux amiantés ou nocifs ;
- le dispositif de premiers secours.

#### III-3-2 Prévenir les accidents résultant de chutes de personnes dans le vide :

Tous les travaux de démolition effectués à plus de 6 mètres de hauteur doivent donner lieu à l'installation de dispositifs de protection collective, en bordure des planchers de travail : des garde-corps capables d'empêcher la chute d'une personne ou des dispositifs de recueil de type filets (ou autres), pouvant interrompre une chute. Si ces protections ne peuvent être placés, la mise à disposition de dispositifs individuels, par exemple des harnais, doit être prévue.

Lorsque la couverture n'est pas démolie depuis un plancher ou une plate-forme de travail située à l'intérieur, des dispositifs permettant d'éviter ou de stopper la chute d'une personne dans le vide, doivent être prévus (cf. ci-dessus).

De même, les salariés chargés du retrait des poutres qui ne peuvent opérer depuis un élément stable de la construction, doivent disposer d'échafaudages.

### **III-3-3 Prévenir les accidents dus à la chute de matériaux ou aux effondrements :**

Lorsque les chutes de matériaux et les effondrements de la construction sont provoqués volontairement, les emplacements de chutes situés en dehors et dans le bâtiment doivent être délimités et interdits au stationnement des personnes. Si la démolition est réalisée par tranches verticales et par procédés mécaniques, il convient alors :

- de séparer les zones restant accessibles des parties attaquées par un nombre suffisant de travées, afin que leur stabilité ne soit pas compromise ;
- de matérialiser cette interdiction (guirlandes, barrières de lisses sur trépieds) ;
- d'interdire l'accès aux zones définies, pendant toute la période de chute.

Des mesures particulières doivent être prises pour certaines méthodes de démolition (à la boule, par traction à l'aide d'un cric, par sapement etc.).

Afin de prévenir la chute fortuite de matériaux de construction, des dispositifs de recueil empêchant la chute de salariés dans le vide doivent être installés. Si cette installation se révèle impossible, l'accès aux emplacements sur lesquels ces chutes peuvent se produire doit être interdit et cette interdiction matérialisée.

Le programme et les modalités de démolition du bâtiment doivent être conçus par ailleurs de façon à ne pas surcharger anormalement les planchers existants. Quelle que soit la méthode appliquée, la démolition qui ne vise pas l'effondrement total du bâtiment, doit être conduite étage, par étage. Il est également indispensable d'étayer les planchers vétustes et d'installer les étalements destinés à supporter l'accumulation de charges, en commençant par le niveau le plus bas et, en progressant vers le haut.

Enfin, il convient de veiller à ce que les matériaux et éléments de construction ne soient pas en équilibre instable. En particulier, les éléments de construction en porte-à-faux dangereux, qui doivent être abattus. Là encore, des dispositions particulières s'imposent pour certaines méthodes de démolition.

### **III-4 Le but de démolition :**

Certains vieux bâtiments ne sont plus aux normes de sécurité. Une partie du bâtiment pourrait s'effondrer un jour, ou bien certains matériaux (plomb et amiante) peuvent représenter un risque sanitaire. Il est souvent moins coûteux et plus rapide de détruire le bâtiment pour en construire un tout neuf.

On peut également remplacer des bâtiments où logent certaines catégories de personnes, par de nouveaux bâtiments destinés à d'autres catégories. C'est ce que l'on remarque dans les centres villes (qui présentent aujourd'hui de grands avantages de vie) où les logements « populaires » font place à des logements pour personnes plus aisées.

## **Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons vu les différentes techniques de démolition.

La démolition d'un bâtiment est une opération particulière pour un maître d'ouvrage. Une prise en compte précise du type de bâtiment concerné et de son environnement est nécessaire afin de définir la méthode adéquate. Si, pour des raisons de sécurité, la déconstruction mécanique reste la méthode la plus courante pour les logements sociaux ou les bâtiments industriels. Pour un maître d'ouvrage, le choix du mode de démolition d'un bâtiment se fait en fonction des enjeux et objectifs de l'opération, de la nature et de la configuration de l'ouvrage à démolir et aussi des contraintes du site.

Dans notre cas, la déconstruction manuelle est la méthode conforme pour démolir la structure.

# **Chapitre IV**

## **Diagnostic et étude sismique**

## VI-1- Le diagnostic et les investigations :

### Introduction

Le diagnostic d'un ouvrage est une étape très importante dans le processus de sa réhabilitation. Il permet avant tout de se prononcer sur son état de santé et de voir quelles sont les éventuelles pathologies ainsi que leur ampleur. Généralement lorsque l'on effectue un diagnostic, c'est quand un client a découvert quelque chose qui n'allait pas dans le fonctionnement de l'ouvrage ou bien l'apparition de désordres dans ce dernier.

Le diagnostic peut avoir principalement deux finalités. Dans un premier temps, où il est question d'un suivi de l'évolution des différentes pathologies dans le temps, que ce soit à court, moyen ou long terme. Cela permet d'évaluer le comportement de l'ouvrage sous l'effet de ces troubles, de voir s'il y a évolution du phénomène, auquel cas il est important de prévoir des réparations. L'autre finalité d'un diagnostic c'est de répertorier tous les désordres, mais aussi la constitution de chaque élément, en vue d'un traitement immédiat.

Pour répondre à la demande d'un diagnostic, il est nécessaire de comprendre le plus précisément possible ses besoins et les caractéristiques de l'ouvrage en question. Pour cela, on effectue une visite sur site ou, à défaut de pouvoir s'y rendre, l'analyse de photos et de plans agrémentés de toutes les observations du demandeur du diagnostic.

Cette phase est primordiale pour préparer au mieux le futur diagnostic. Il s'agit de :

- ✓ Connaître le type d'ouvrage sur lequel on va réaliser le diagnostic et l'environnement dans lequel il se trouve.
- ✓ Relever les principales dimensions de l'ouvrage et ses matériaux constitutifs.
- ✓ Noter les principaux types de désordres et estimer leur quantité.

### VI-1-1- Choix des investigations :

Le choix des investigations dans un diagnostic d'ouvrage dépend de plusieurs paramètres. Il est primordial de les évaluer afin de mettre en œuvre la mission. Ces différents paramètres sont les suivants :

- **Type de mission à réaliser :**

Diagnostic de maintenance en vue d'éventuelles réparations, diagnostic structure pour un calcul de résistance ou encore évaluation des risques vis-à-vis des biens et des personnes.

- **Nature des matériaux :**

Les matériels et techniques utilisés pour réaliser le diagnostic ne sont pas les mêmes si l'on a à faire à du béton, de l'acier, du bois ou encore de la pierre.

- **Type de structure :**

Géométrie et taille de l'ouvrage.

- **Etat de l'ouvrage :**

Les investigations dépendent des désordres qui affectent l'ouvrage. On aura par exemple recours à un matériel particulier en présence de fissures ou d'armatures corrodées dans le béton.

- **Environnement de l'ouvrage :**

L'étude porte également sur l'environnement dans lequel se trouve l'ouvrage car certains désordres y sont parfois directement liés. C'est ainsi fréquemment le cas pour les structures soumises à des attaques chimiques. De plus, les accès limités voire impossibles sur une partie de la structure peuvent être un frein à la réalisation d'investigations et nécessiter l'utilisation de moyens spécifiques (nacelle, échafaudages, etc.).

### **VI-I-2- Type d'investigations :**

Il est possible de classer les différentes investigations en deux catégories : soit les méthodes non destructives, soit les méthodes destructives. Les principales méthodes rencontrées lors de diagnostics sont décrites dans ce qui suit.

#### **VI-I-2-1- Investigations non-destructives :**

Le principe des investigations non destructives réside dans le fait qu'on ne touche pas directement à la structure. Pour les ouvrages en béton armé, il existe différentes méthodes permettant d'effectuer un diagnostic sans risques de porter atteinte à son intégrité.

##### **VI-I-2-1-1- Relevé visuel :**

Le principe du diagnostic visuel est d'aller sur le site et de répertorier les différents défauts que présentent les structures. Ces défauts, pour les ouvrages en béton armé peuvent être très nombreux. Les principaux désordres sont les suivants :

- Les fissures avec leur ouverture et leur longueur.
- Les fractures avec leur ouverture, décalage ou rejet.
- La présence de coulures de calcite.
- Les zones d'altération superficielles et profondes.
- Les zones humides ainsi que les zones de mousses ou de végétation.
- Les zones de faïençage.
- Les éclats de béton en formation ou profonds ainsi que la présence d'aciers apparents.
- Les zones de ségrégation.

Tous ces éléments doivent être répertoriés sur des plans, accompagnés d'un reportage photographique des principaux désordres. Cette première étape permet de définir la gravité des troubles mais aussi de permettre de classer les différents éléments selon leur priorité.

#### **VI-I-2-1-2- L'analyse de ferrailage :**

Les mesures de reconnaissance du ferrailage (position et enrobage) peuvent se faire à l'aide d'un phacomètre. La profondeur d'auscultation de cet appareil est de l'ordre de 10cm suivant le béton et le réseau d'armature. Il existe deux types de mesures : soit par détection linéaire, consistant à détecter les aciers perpendiculaires à la trajectoire du phacomètre, soit par imagerie, permettant de détecter les aciers présents dans un carré de soixante centimètres de côté. [Net.3] La première méthode permet par exemple de connaître l'espacement des cadres d'une poutre. Alors que la deuxième permet de déterminer le clavetage des aciers au niveau d'une jonction poteau/poutre. Cependant, pour les deux types de mesure, les résultats donnent les enrobages et l'espacement du ferrailage. Il peut être utile, lorsque cela est possible, de dégager quelques armatures afin de calibrer l'appareil. L'inspection des armatures dégagées permet de confirmer leur nature, et de mettre en évidence d'éventuels désordres ou pertes de section en zone altérée.

#### **VI-I-2-1-3- L'auscultation sonore :**

L'auscultation sonore est une méthode utilisée pour caractériser la qualité du béton. Le principe de l'essai repose sur la mesure de la vitesse de propagation du son dans le matériau. On mesure la propagation d'une première impulsion d'un train d'ondes généré par un transducteur, entre deux points déterminés du béton. On peut, à partir du temps de propagation mesuré, exprimer une vitesse conventionnelle de propagation : c'est le quotient de la distance entre les deux transducteurs par le temps mesuré. Deux méthodes de mesure sont possibles : soit la mesure en transparence, qui fournit une information sur la qualité du béton « à cœur », soit la mesure en surface, qui concerne la couche externe, sur une épaisseur de 6 à 8 cm de béton environ. Pour les mesures en transparence, le principe est que la vitesse de propagation du son est moindre dans le vide. Si le béton est poreux ou de mauvaise qualité, il y aura plus d'air dans le matériau. Ainsi la vitesse de propagation mesurée sera plus faible. Pour ce qui est des mesures en surface, elles permettent de déterminer la présence d'une bicouche ou bien la profondeur d'une fissure.



**Figure IV- 1 :** Auscultation sonore du béton.

#### VI-I-2-1-4- Scléromètre :

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

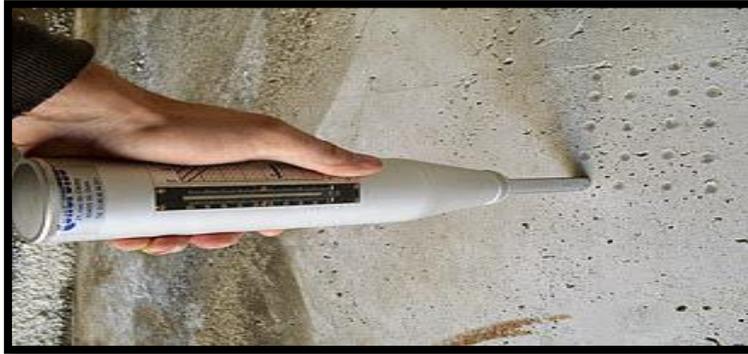


Figure IV- 2 : Scléromètre.

#### VI-I-2-2- Investigations destructives :

Lorsque cela est possible, il peut s'avérer utile d'avoir recours à des essais destructifs. Ces méthodes permettent généralement de faire des prélèvements et de connaître la nature des matériaux présents, leurs caractéristiques mécaniques et chimiques ainsi que leur état d'altération.

##### VI-I-2-2-1- Teste à la carbonatation :

Le dioxyde de carbone atmosphérique qui pénètre à travers la porosité du béton, depuis la surface du parement, réagit avec les constituants alcalins contenus dans le béton. Au fur et à mesure de sa pénétration, ce processus conduit à une réduction de la valeur du pH d'une valeur de 13 à une valeur inférieure à 9. Ceci a pour effet de diminuer voir supprimer l'effet de passivation de l'acier qui lui assurait une protection naturelle contre la corrosion. [3] Le degré d'avancement de la carbonatation (profondeur de carbonatation) de la matrice cimentaire est directement lié aux caractéristiques intrinsèques des matériaux (porosité, âge,...) ainsi qu'aux conditions environnementales (humidité, température,...) Une des méthodes d'essai existante consiste à pulvériser un colorant sensible au pH (solution de phénolphthaléine) sur une coupe fraîche de béton. La partie non colorée indiquant la zone carbonatée ( $\text{pH} < 9$ ).



Figure IV- 3 : Teste à la carbonatation.

#### VI-I-2-2-2- Carottage :

Le carottage d'éléments en béton armé peut avoir différentes utilités. On y a recours principalement pour effectuer des essais de résistance à la compression sur les carottes prélevées, afin de déterminer les caractéristiques mécaniques des éléments. Il est aussi possible d'analyser chimiquement le prélèvement afin de connaître les constituants du béton tels que le type de ciment utilisé, le rapport E/C estimé, la taille des granulats. En ce qui concerne les dallages, il est parfois nécessaire de devoir carotter l'élément afin de réaliser des essais géotechniques tels que le pénétromètre dynamique ou bien un prélèvement de sol en vue de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol en place. Cela à lieu généralement lorsque l'ouvrage change de destination, quand les charges d'exploitation changent ou si une restructuration du bâtiment est envisagée.



Figure IV- 4 : Carottage du béton.

#### VI-I-2-2-3- Prélèvement d'acier :

En cas de ré-calcul d'une structure, il est important de connaître les aciers présents dans un ouvrage. Le prélèvement d'acier permet de déterminer le type d'acier (HA, lisse, TOR, etc.) ainsi que leurs caractéristiques mécaniques telles que la limite d'élasticité.



Figure IV- 5 : Prélèvement d'acier.

#### VI-I-2-2-4- Mesure du potentiel de corrosion :

La mesure du potentiel de corrosion ne peut se faire que sur des ouvrages ayant un ferrailage continu et n'ayant pas de revêtement de surface pouvant agir comme isolant. Le principe de l'essai est de mettre à nu une armature puis la connecter à une borne d'un millivoltmètre à haute impédance. Une électrode de référence est placée sur le parement étant elle-même reliée à une autre borne du millivoltmètre. Elle est dite de référence car elle a un potentiel constant dû à un équilibre électrochimique. Les résultats obtenus permettent de déterminer la probabilité de corrosion des armatures.



Figure IV- 6 : Mesure du potentiel de corrosion.

#### VI-I-3- Diagnostic :

##### VI-I-3-1- Relevé du bâtiment :

##### VI-I-3-1-1- Situation de l'immeuble :

Le bâtiment 20B implanté dans le cadre de la construction de 1000 logements, par l'entreprise Fougerolle, est situé à la cité Ain Defla, appelée communément Fougerolle, sur les hauteurs de la ville de Guelma, construite au début des années 1980, a fait l'objet d'une explosion de gaz accumulé au sol, La puissante déflagration avait littéralement soufflée les

appartements du rez-de-chaussée et du premier étage provoquant quatorze décès et une trentaine de blessés.

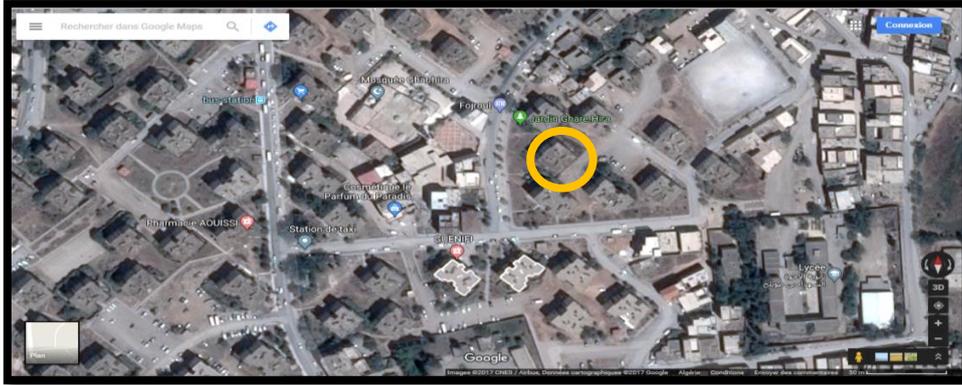


Figure IV- 7 : Plan de situation.

**VI-I-3-1-2- Descriptif architectural :**

L'ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation (R+5), de quatre appartements par palier, avec un vide sanitaire.

Ce dernier a une forme classée comme régulière en plan et en élévation.

**VI-I-3-1-3- Etat initial du bâtiment :**

❖ **Vue en plan :**

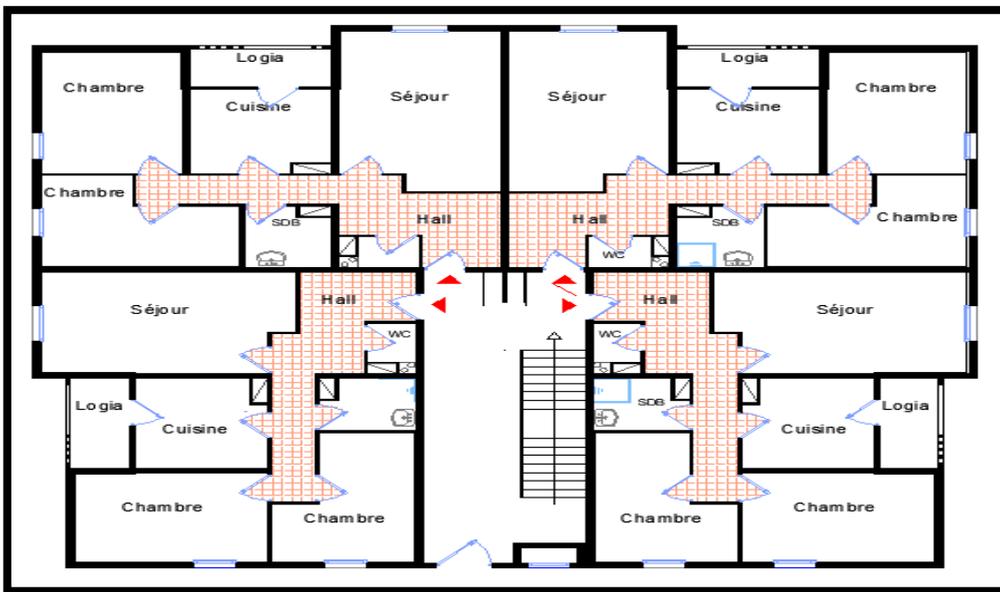


Figure IV- 8 : Vue en plan RDC (état initial).

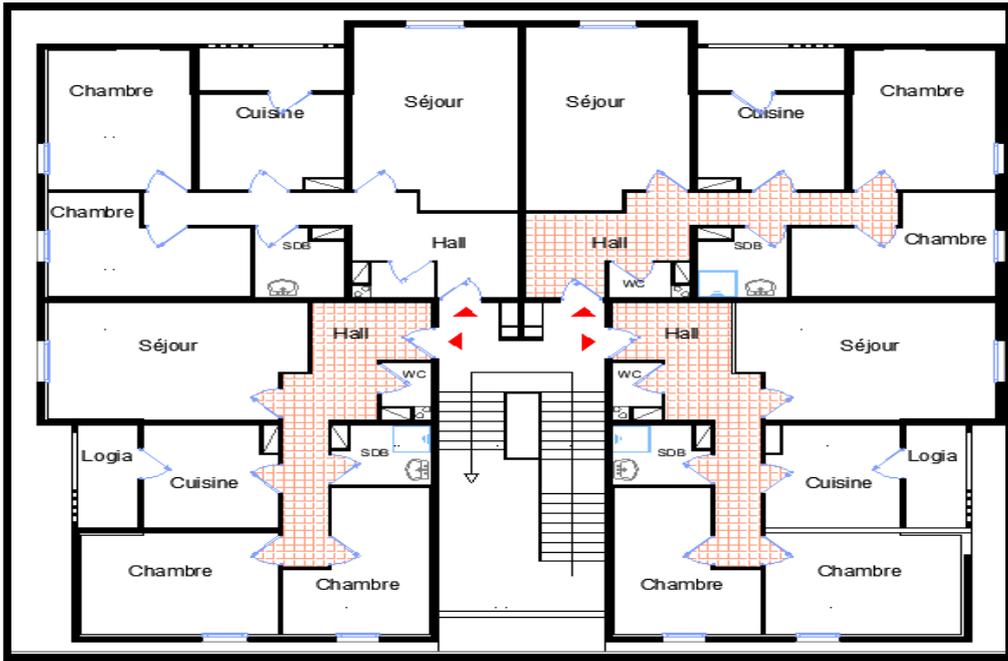


Figure IV- 9 : Vue en plan 1er étage (état initial).

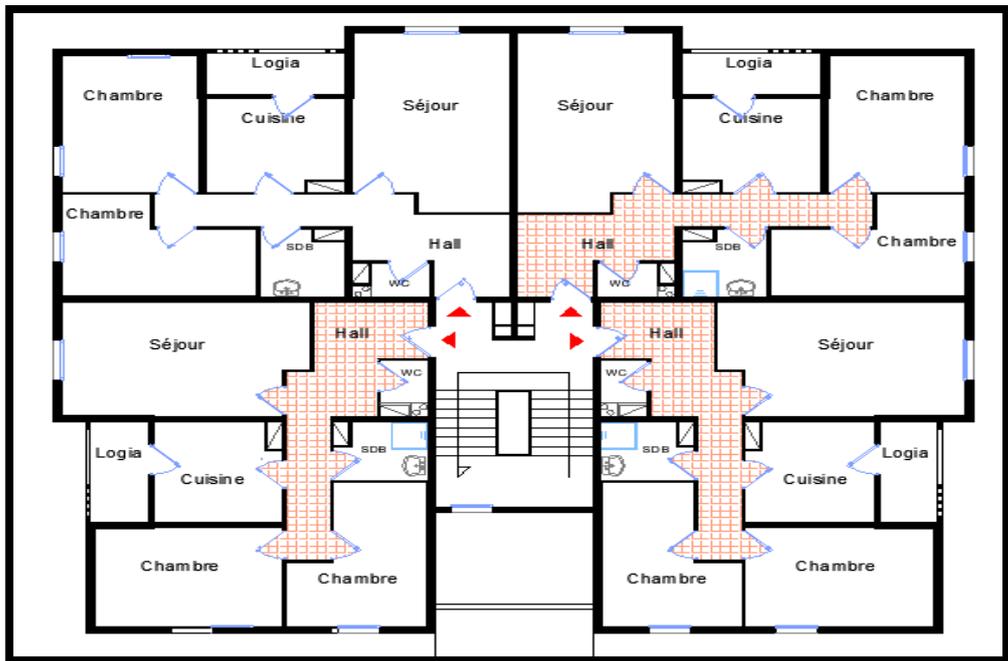


Figure IV- 10 : Vue en plan 2ème, 3ème, 4ème et 5ème étage (état initial).

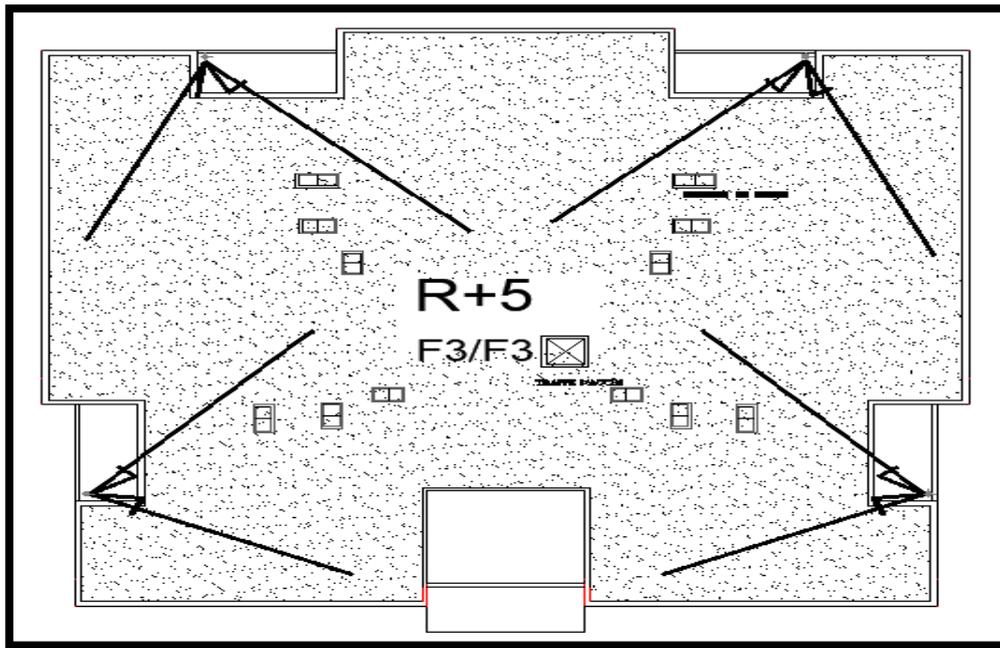


Figure IV- 11 : Vue en plan terrasse (état initial).

❖ Les façades :

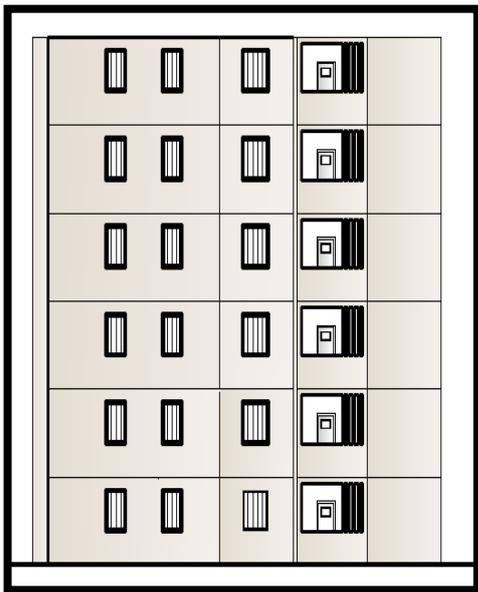


Figure IV- 12 : Façade Sud-Ouest (état initial)

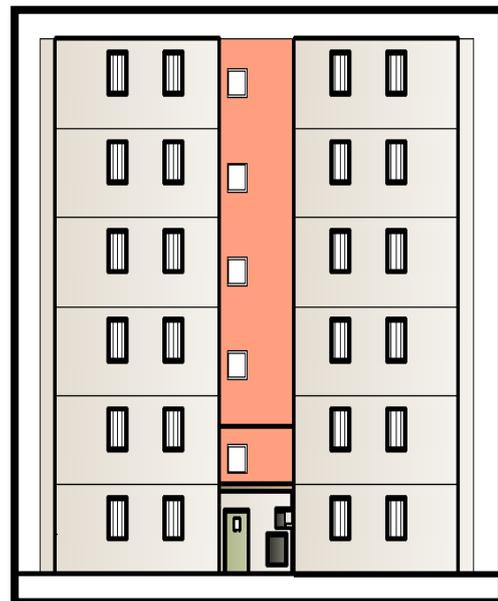


Figure IV- 13 : Façade Sud-Est (état initial)

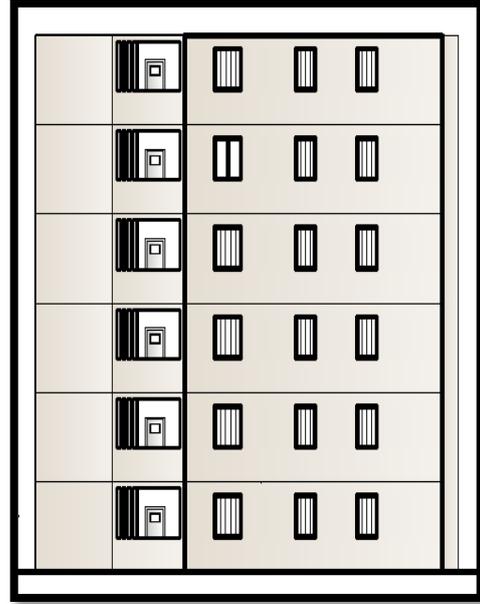
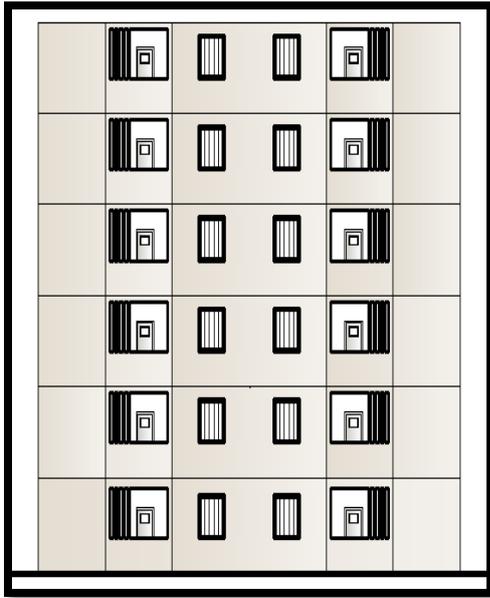
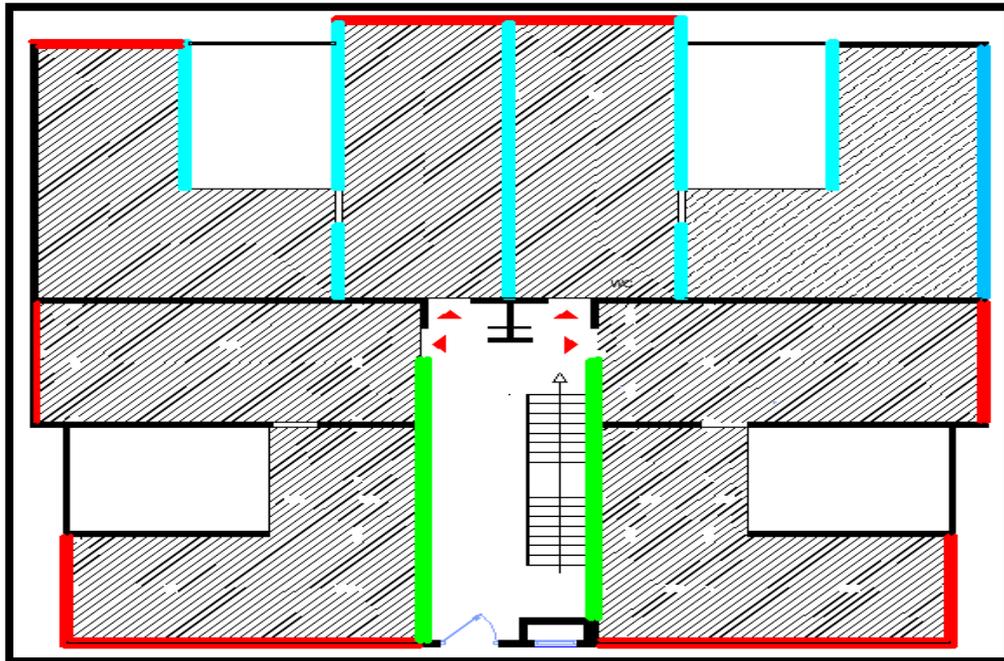


Figure IV- 14 : Façade Nord-Ouest (état initial)    Figure IV- 15 : Façade Nord-Est (état initial)

VI-I-3-1-4- Etat actuel du bâtiment :

❖ Vue en plan :



-  Plancher endommagé
-  Déplacement des voiles périphérique
-  Eclatement au niveau des voiles
-  Plancher en bon état
-  Apparition des fissures

Figure IV- 16 : Vue en plan RDC (état actuel).

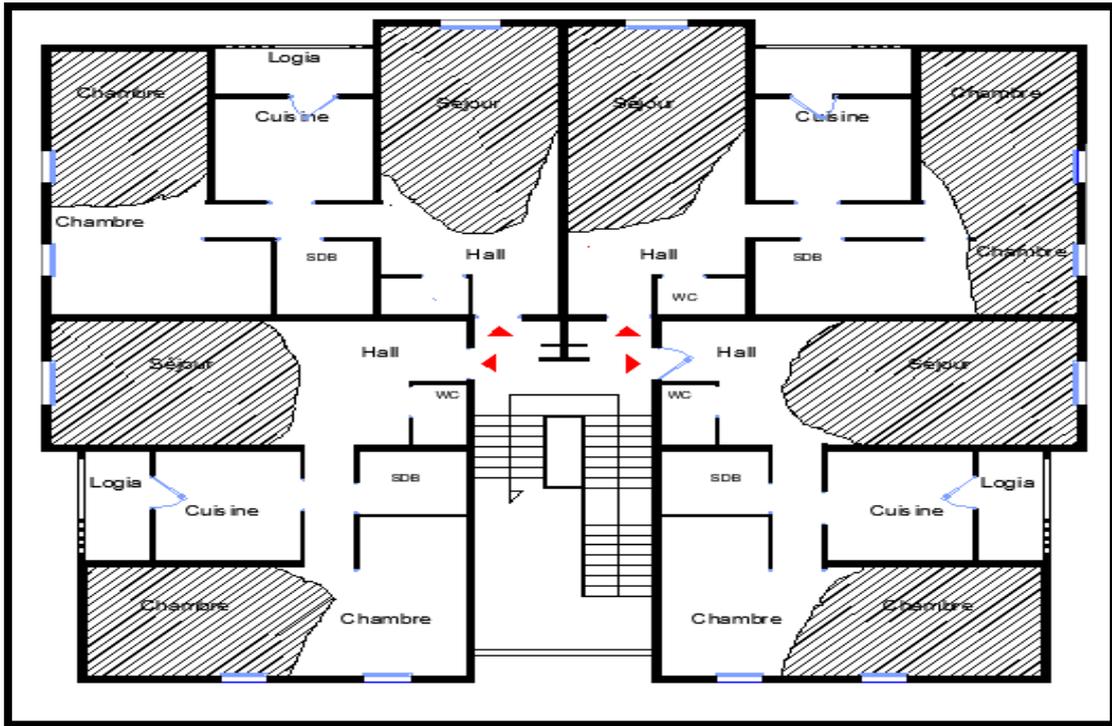


Figure IV- 17 : Vue en plan 1er étage (état actuel).

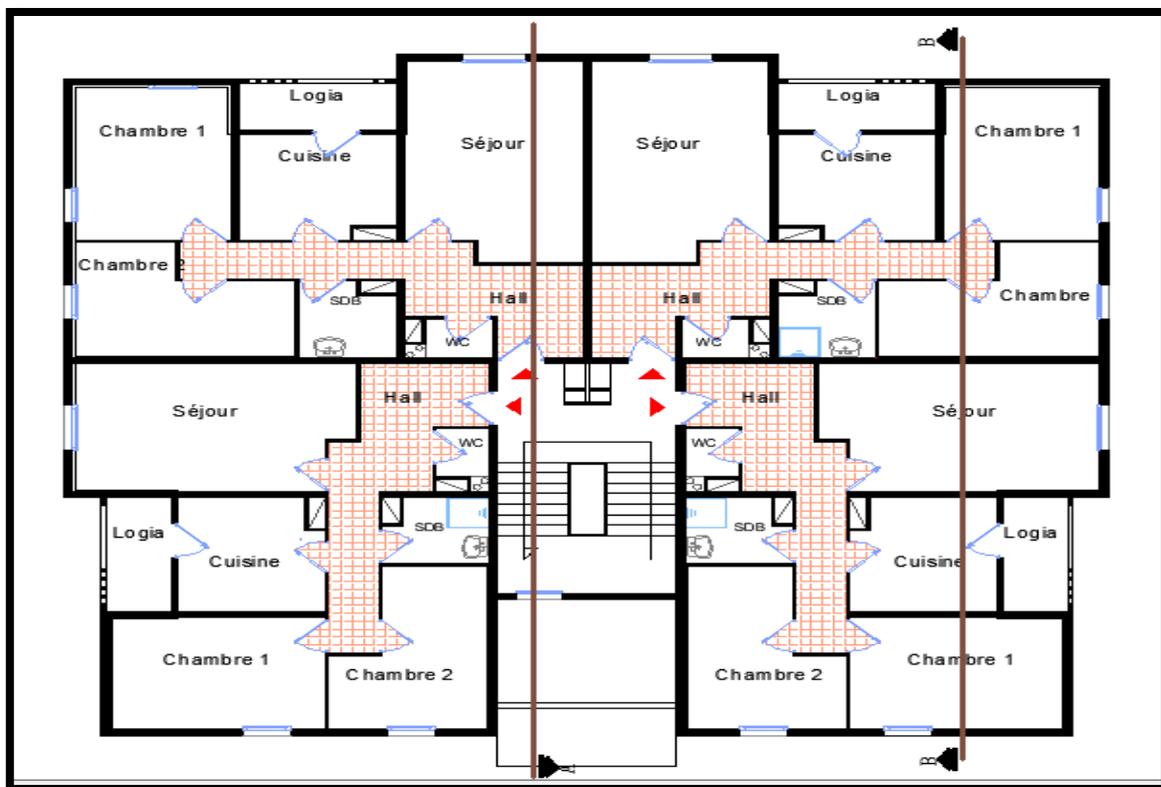


Figure IV- 18 : Vue en plan 2ème, 3ème, 4ème et 5ème étage (état actuel).

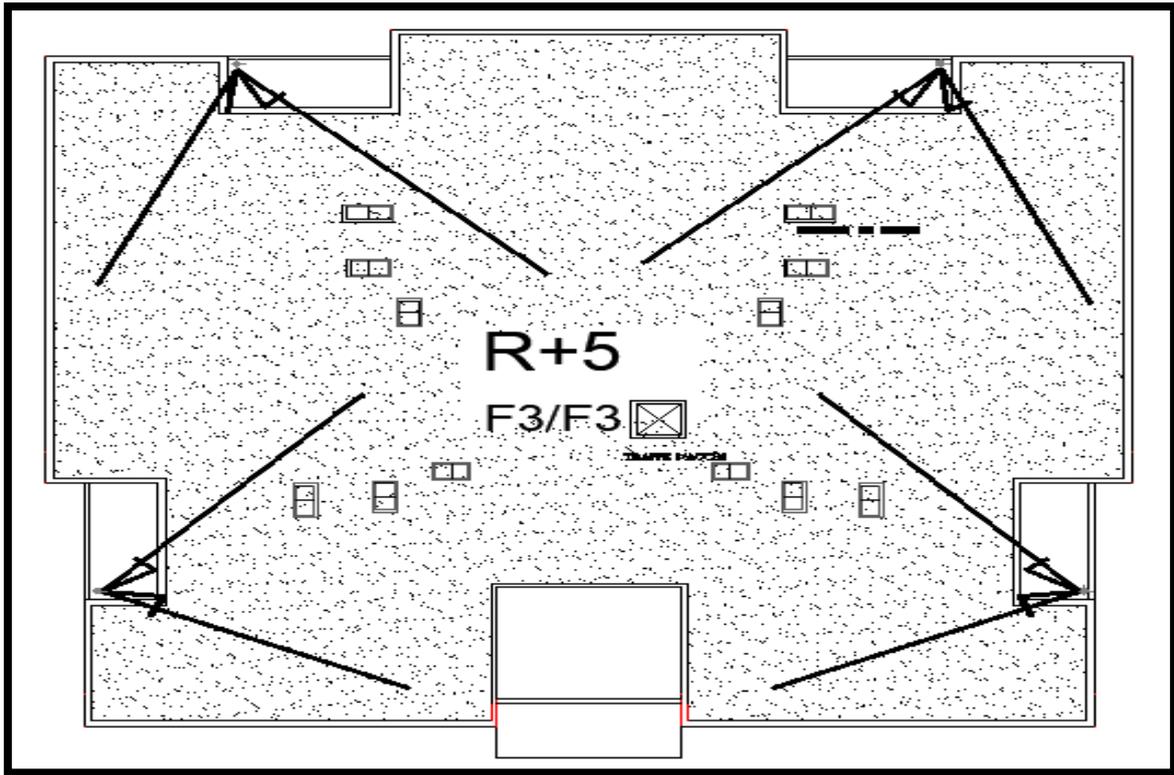


Figure IV- 19 : Vue en plan terrasse (état actuel).

❖ Les façades :

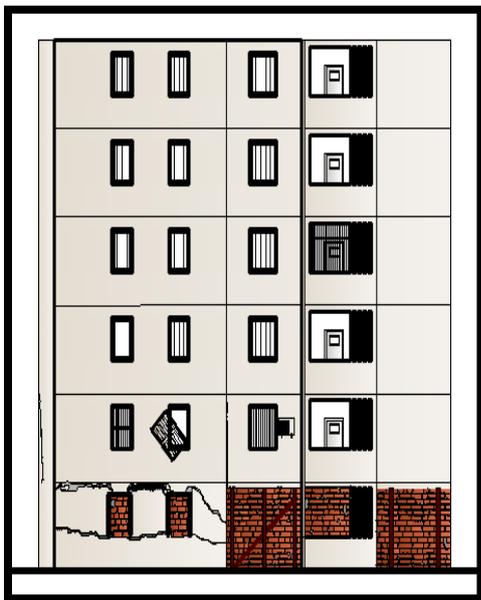


Figure IV- 20 : Façade Sud-Ouest (état actuel)

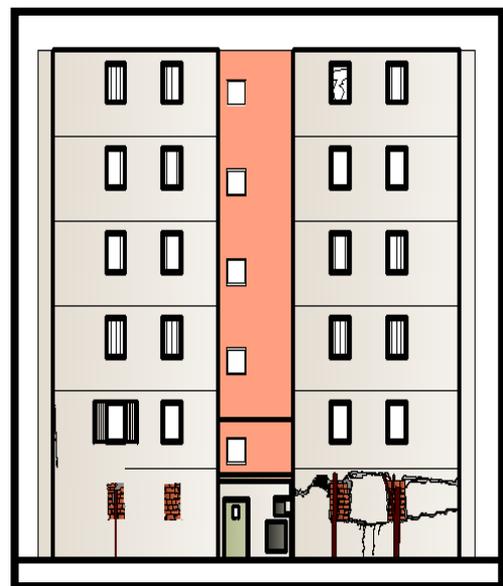


Figure IV- 21 : Façade Sud-Est (état actuel)

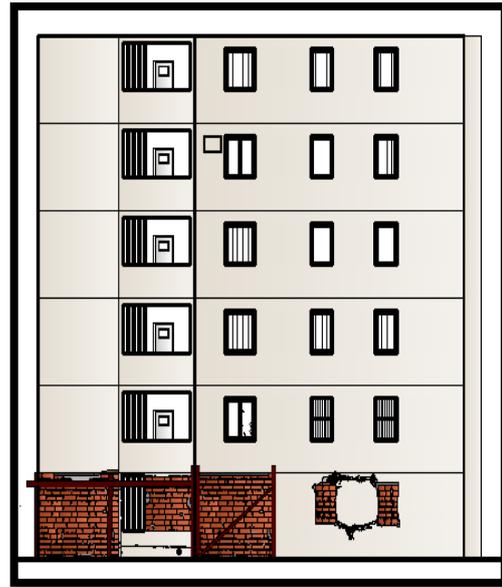
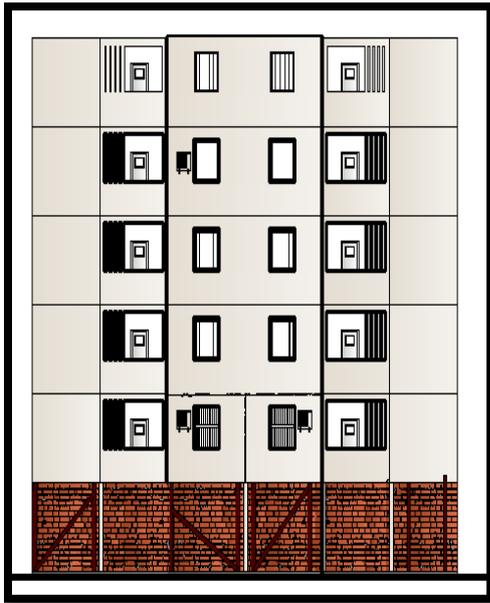


Figure IV- 22 : Façade Nord-Ouest (état actuel) Figure IV- 23 : Façade Nord-Est (état actuel)

❖ Les coupes :

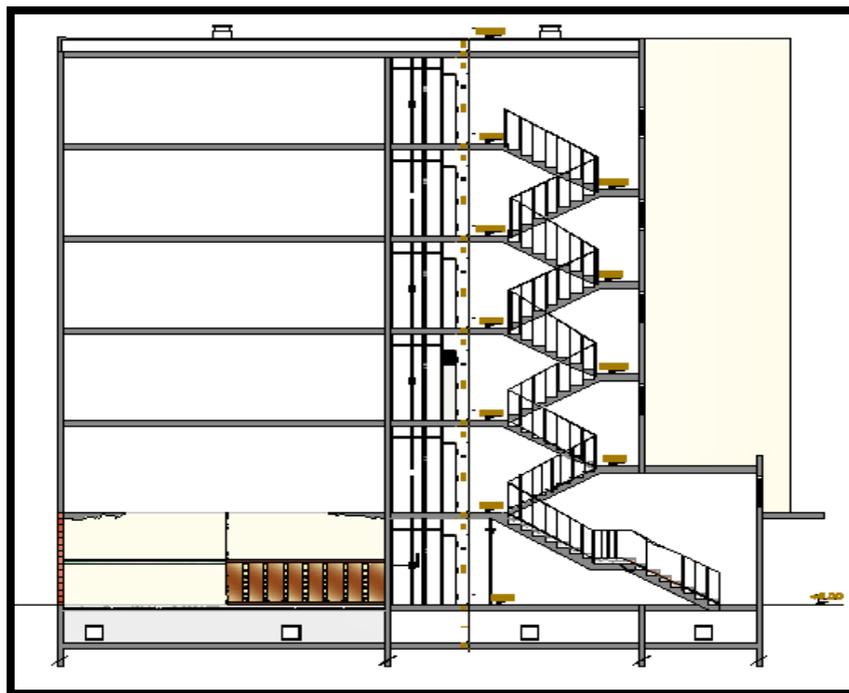


Figure IV- 24 : Coupe A-A (état actuel).



Figure IV- 25 : Coupe B-B (état actuel).

#### VI-I-3-2- Expertise :

Lors de notre visite au site et à l'aide de la documentation et les plans architecturaux, nous avons effectué une étude d'expertise du bâtiment.

##### VI-I-3-2-1- Désordres constatés :

Les endommagements observés sont due essentiellement aux conditions environnementales et l'explosion initiale. Ces dommages affectent la structure depuis 2004.

Les désordres sont présentés sous forme du tableau suivant :

Tableau IV-1 : Désordres constatés.

Elément	Illustration	Désordre
		<ul style="list-style-type: none"> <li>Apparition des fissures au niveau des linteaux des voiles du vide sanitaire</li> </ul>

		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Eclatement des voiles périphériques 4 et 5</li> <li>• Fissuration au niveau du voile RDC.</li> <li>• Apparition des fissures au Niveau des linteaux.</li> <li>• Effondrement des Panneaux de façade préfabriqués.</li> </ul>
<p><b>Voiles</b></p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Eclatement des voiles périphériques 1 et 2 et 3</li> <li>• Eclatement des Panneaux de façade préfabriqués RDC.</li> <li>• Etalement insuffisant</li> </ul>
		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Eclatement des voiles périphériques 6 et 7</li> <li>• Apparition des fissures au niveau des ouvertures des voiles en vide sanitaire.</li> </ul>
		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Prolongement des fissures au niveau des panneaux de contreventement à l'étage.</li> </ul>

<p><b><u>Voiles</u></b></p>		<ul style="list-style-type: none"><li>• Système d'étaieiment insuffisant</li></ul>
<p><b><u>Infrastructure</u></b></p>		<ul style="list-style-type: none"><li>• Dégradation aux niveaux de l'infrastructure.</li></ul>
<p><b><u>Planchers</u></b></p>		<ul style="list-style-type: none"><li>• Effondrement du plancher RDC estimé à 80%, et plancher du 1<sup>er</sup> étage à 55%.</li></ul>
<p><b><u>Cloisons</u></b></p>		<ul style="list-style-type: none"><li>• Eclatement et détachement des cloisons au niveau RDC et 1<sup>er</sup> étage.</li></ul>

<p><b><u>CES</u></b></p>		<ul style="list-style-type: none"><li>• les CES au niveau vide sanitaire.</li></ul>
<p><b><u>Escaliers</u></b></p>		<ul style="list-style-type: none"><li>• Dégradation au niveau des escaliers du RDC.</li></ul>
<p><b><u>Menuiseries</u></b></p>		<ul style="list-style-type: none"><li>• Dégradation des ouvertures</li></ul>

**VI-I-3-2-2- Les essais :**

❖ **Essai de Scléromètre :**

**Principe d'essai :**

Le principe de base de l'essai au scléromètre est que le rebond d'une masse élastique dépend de la dureté de la surface sur la quelle frappe la masse.

Dans l'essai au scléromètre une masse approximative de 1.8 kg montée sur un ressort a une quantité potentielle fixe d'énergie qui lui est transmise par un ressort tendu a partir d'une position fixe, ce que l'on obtient en pressant la tête du marteau contre la surface du béton mis à l'essai. Lors de son relâchement, la masse rebondit depuis la tête, toujours en contact avec la surface du béton et la distance qu'elle parcourt, exprimée en pourcentage de l'extension initiale du ressort est appelée l'indice de rebondissement. Cet indice est indiqué par un curseur qui se déplace le long d'une règle graduée.

Quelques modèles de scléromètres impriment le relevé des résultats sur un rouleau de papier paraffiné. L'indice de rebondissement est une mesure arbitraire, car elle dépend de l'énergie emmagasinée par le ressort et de la dimension de la masse.

**Appareillage :**

Il existe plusieurs modèles de scléromètres selon le type de recul ainsi que l'énergie d'impact. Le modèle le plus utilisé est le scléromètre SCHMIDT (Suisse). L'appareil est composé d'une masselotte chargée par un ressort qui se projette sur une tige métallique appelée tige de percussion. Il est livré avec une pierre à polir et un bloc d'étalonnage.

**Mode opératoire :**

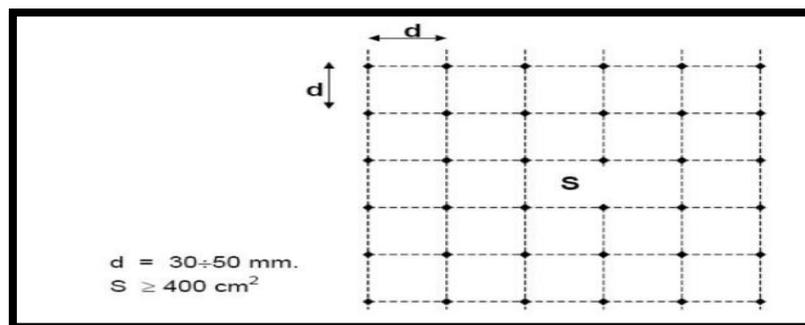
- **Préparation de la surface :**

Les mesures doivent être effectuées sur des surfaces nettes ne présentant pas de nids de gravier, des écaillages, de texture grossière, de porosité élevée ou des armatures affleurantes.

La préparation de la surface consiste à éliminer tout enduit ou peinture adhérent ou poncer si cette surface est constituée d'une couche superficielle friable. Toute trace d'eau sur la surface doit être essuyée.

- **Points de mesures :**

La surface de mesure doit être divisée en zones de 400 cm<sup>2</sup> au moins, et structurée en une grille de points de mesure ayant pour espacement  $d = 30 \div 50$  mm. Les points de mesures extrêmes doivent être au moins à 30 mm des bords de la surface testée.



**Figure IV- 26 :** Grille de mesure sur ouvrage.

Effectuer au moins 10 mesures successives dans la même zone. La surface de cette zone est équivalente à celle d'un carré d'environ 25 cm de côté. Au cours de ces mesures, il convient de ne pas effectuer l'essai à moins de 3 à 4 cm des bords de l'élément testé.

**Méthode de mesure de l'indice de rebondissement :**

L'indice de rebondissement est la mesure enregistrée sur une échelle graduée fixe par rapport au bâti de l'appareil de scléromètre, après la projection d'une masselotte chargée par ressort sur une tige métallique en contact avec la surface du béton. Cette mesure est fonction de l'angle d'inclinaison de l'appareil par rapport à l'horizontal.

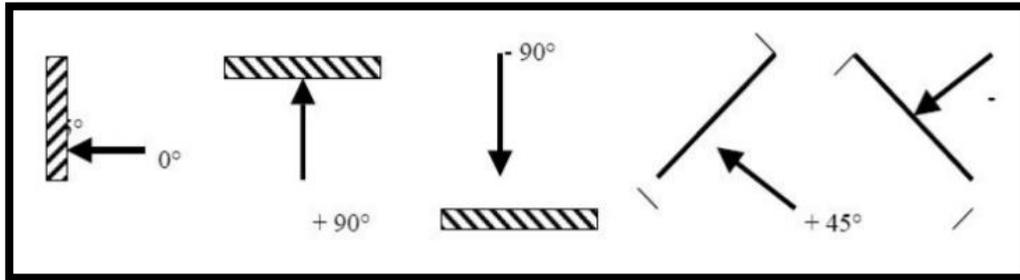


Figure IV- 27 : Inclinaisons possibles par rapport à l'élément à ausculter.

#### Etalonnage de l'appareil :

Le scléromètre doit être contrôlé par des essais d'étalonnage, car les constantes des ressorts changent après plusieurs utilisations. Deux méthodes sont utilisées :

- **Sur bloc en néoprène armé :**

Effectuer sur le bloc en néoprène, posé sur une assise rigide et plane, deux séries de 27 mesures espacées de 5 s et calculer la moyenne de l'indice sclérométrique  $I$  de la 2ème série. La position de l'appareil doit être verticale. Deux cas peuvent se présenter :

- ✓  $28 \leq I \leq 32$  le fonctionnement de l'appareil est satisfaisant.
- ✓  $I < 28$  ou  $I > 32$  l'appareil est défectueux, il sera procédé au nettoyage de l'appareil pour refaire une nouvelle fois la mesure de  $I$ .

- **Sur éprouvettes de béton :**

Cette méthode consiste à déterminer la moyenne de l'indice sclérométrique  $I$  par des mesures effectuées sur trois séries de trois éprouvettes de béton, correspondant aux trois classes de résistances à la compression 15, 25 et 35 MPa. Les mesures de l'indice  $I_s$  sont suivies d'un essai d'écrasement des éprouvettes. Les trois couples de valeurs sont reportés sur le graphique de la figure III.3. Dans le cas où les trois points représentatifs se retrouveraient à l'intérieur du fuseau, donc le fonctionnement de l'appareil est satisfaisant. Dans le cas contraire, le fonctionnement de l'appareil est défectueux. Une révision est nécessaire avec un certificat d'étalonnage.

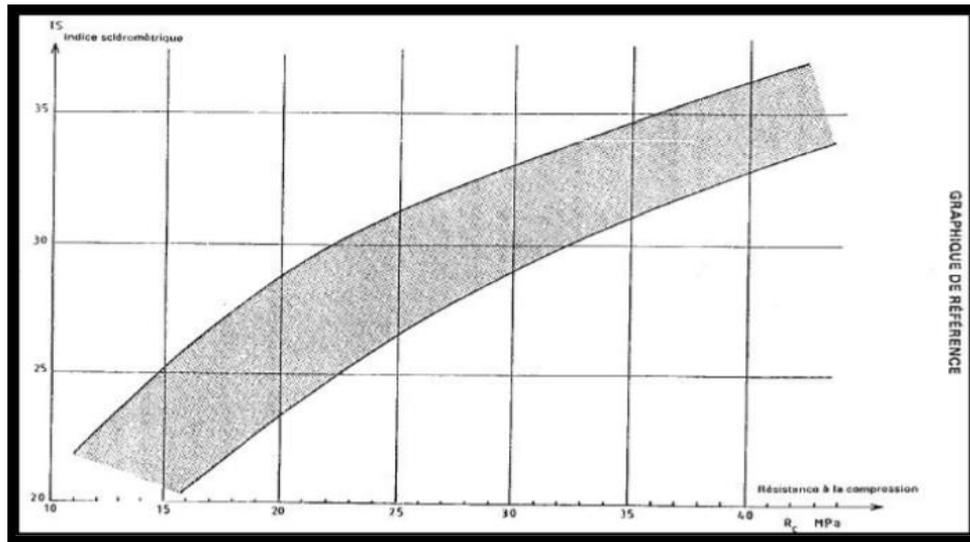


Figure IV- 28 : Graphe de contrôle du fonctionnement de l'appareil.

#### Inconvénients de la méthode sclérométrique :

La méthode sclérométrique constitue une voie directe utilisée pour la détermination du degré d'homogénéité du béton et la dureté de la surface de l'élément en béton. Bien que l'essai au scléromètre soit utile, il ne constitue nullement une mesure fiable de la résistance du béton compte tenu des paramètres influant la précision de détermination de cette résistance.

Plusieurs méthodes sont utilisées pour la transformation des indices sclérométriques en résistance mécanique à la compression du béton.

#### Les résultats :

Lors de notre visite sur site, bien que nous ayons effectués des essais de scléromètre sur les panneaux des façades et les voiles intérieurs au niveau RDC.

Nous n'avons pas pu effectuer l'essai sur les voiles du 1<sup>er</sup> étage, car ils ne sont pas accessibles à cause des planchers détruits.

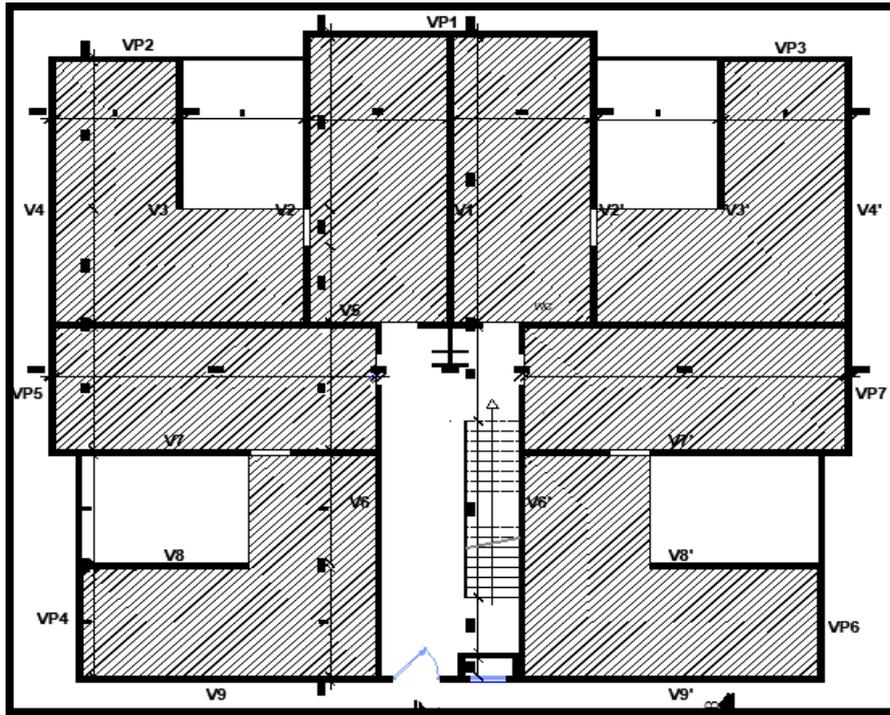


Figure IV- 29 : Plan de coffrage RDC.

Les résultats obtenus sont présentés sous forme des tableaux suivants :

- Voile V'9 :

Tableau IV-2 : Les résultats de l'essai sclérométrique pour le voile V'9.

Hauteur (cm) Surface	50	100	150
	La résistance à la compression $F_{c28}$ (MPa)		
$P_1$	20.1	16.2	22.9
$P_2$	16.7	20	25.2
$P_3$	20.2	14.8	20.7
$P_{moy}$	<b>20.33</b>		

$P_i$  : point de mesure horizontale.

Calcul de la résistance moyenne :

$$P_{1moy} = \frac{(20.1 \times 50) + (16.2 \times 100) + (22.9 \times 150)}{(50 + 100 + 150)} = 20,2 \text{ MPa}$$

$$P_{2moy} = \frac{(16.7 \times 50) + (20 \times 100) + (25.2 \times 150)}{(50 + 100 + 150)} = 22.1 \text{ MPa}$$

$$P_{3moy} = \frac{(20.2 \times 50) + (14.8 \times 100) + (20.7 \times 150)}{(50 + 100 + 150)} = 18.7 \text{ MPa}$$

$$P_{\text{moy}} = \frac{P_{1\text{moy}} + P_{2\text{moy}} + P_{3\text{moy}}}{3} = \frac{20.2 + 22.1 + 18.7}{3} = 20.33 \text{ MPa}$$

- Voile V9 :

Tableau IV-3 : Les résultats de l'essai sclérométrique pour le voile V9.

Hauteur (cm) Surface	50	100	150
	La résistance à la compression $F_{c28}$ (MPa)		
$P_1$	19.8	21.9	23.3
$P_2$	22.4	25.2	20.8
$P_3$	22	24.8	21.4
$P_{\text{moy}}$	<b>22.47</b>		

- Voile V'4 :

Tableau IV-4 : Les résultats de l'essai sclérométrique pour le voile V'4.

Hauteur (cm) Surface	50	100	150
	La résistance à la compression $F_{c28}$ (MPa)		
$P_1$	28.1	26.8	17.3
$P_2$	24.8	24.6	20.8
$P_3$	27	26	22.6
$P_{\text{moy}}$	<b>23.15</b>		

**Remarque :**

Nous n'avons pas pris les mesures pour les autres voiles des façades car ils sont détruits et remplacés par des murs en brique.

Nous avons utilisés ces valeurs pour la modélisation de la structure dans le logiciel de calcul **Robot Structural Analysis (RSA) 2018**.

**VI-2- L'étude sismique :**

**Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité. Alors les constructions se comportent comme une console, encastées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations. Selon le RPA99/ version 2003, tout ouvrage dépassant quatre (5) niveaux ou (17m) de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article (3.4.A.1.a) du RPA99/ version 2003, la structure est considérée en blocs en béton armé (coffrage tunnel).

### VI-2-1- Méthode de calcul :

Selon le règlement parasismique algérien (**RPA99/2003**), nous avons trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

#### VI-2-1-1- Méthode statique équivalente :

##### Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant les deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

##### Conditions d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I** : • tous groupes

**Zone II** : • groupe d'usage 3

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

**Zone III** : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

➤ **Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \quad \text{(RPA99/2003 art 4.2.3)}$$

- ❖ **A : coefficient d'accélération de la zone (RPA99/2003 tab 4.1)** : Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas : - Zone sismique : IIa  
- Groupe d'usage : 2

Alors : **A = 0.15**

- ❖ **R : coefficient de comportement (RPA99/2003 tab 4.3)** : Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas nous avons uniquement des voiles porteurs

Alors : **R=3.5**

- ❖ **D : facteur d'amplification dynamique moyen** : En fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{(RPA99/2003 art 4.2.3)}$$

**$T_2, T_1$  : Périodes caractéristiques (RPA99/2003 tab 4.7)** : associées à la catégorie du site.

Dans notre cas nous avons un site meuble (S3) :  $-T_1 = 0.15$  s

$$-T_2 = 0.50 \text{ s}$$

**$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement** : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{(RPA99/2003 art 4.2.3)}$$

Où  $\xi$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **(RPA99/2003 tab 4.2)**

Dans notre cas nous avons des voiles en béton armé :  **$\xi = 10$  %**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,764$$

**T : Période fondamentale de la structure (RPA99/2003 art 4.2.4) :** donnée par les deux formules empiriques suivantes :

$$T = 0.09h_n / \sqrt{L} \quad ; \quad T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

**h<sub>N</sub> :** hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

**h<sub>N</sub> = 18.36 m.**

**C<sub>T</sub> :** coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Dans notre cas nous avons le cas 4 : **C<sub>T</sub> = 0.050**

**L:** Étant la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

**L<sub>x</sub> = 19.72 m ; L<sub>y</sub> = 17.93 m**

✓ **Calcul de D**

$$T = 0.05 \times 18.36^{3/4} = 0.44 \text{ s.}$$

$$T_x = 0.09 \times 18.36 / \sqrt{19.72} = 0.37 \text{ s} \quad ; \quad T_y = 0.09 \times 18.36 / \sqrt{17.93} = 0.39 \text{ s}$$

On prend: **T<sub>x</sub> = 0.37 s , et T<sub>y</sub> = 0.39 s.**

Nous avons:  $0s \leq T_x, T_y \leq T_2 = 0.50s \rightarrow D_x = D_y = 2.5 \eta = 2.5 \times 0.764 = 1.91$

Alors : **D = 1.91**

❖ **Q : Facteur de qualité :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \int_1^6 Pq \quad (\text{RPA99/2003 formule 4.4})$$

En fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4.

Les valeurs obtenues sont présentées en forme de tableau suivant :

**Tableau IV-5 : Les critères de facteur de qualité Q.**

Les critères	Sens X-X	Sens Y-Y
	Pq	Pq
1- Conditions minimales sur les filles de contreventement	0.05	0.05
2- Redondance en plan	0.05	0.05
3- Régularité en plan	0	0
4- Régularité en élévation	0	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
6- Contrôles d'exécution	0.1	0.1
<b>Total</b>	<b>Q<sub>x</sub>= 1.25</b>	<b>Q<sub>y</sub>= 1.25</b>

Alors : **Q = Q<sub>x</sub> = Q<sub>y</sub> = 1.25**

- ❖ **W** : Poids total de la structure. La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égale à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau « i » :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ (RPA99/2003 Formule 4.5)}$$

**W<sub>Gi</sub>** = Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

**W<sub>Qi</sub>** = Poids dû aux charges d'exploitation.

**β** = Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas on prend **β = 0.20** (cas d'un bâtiment à usage d'habitation).

- ✓ **Le poids du bâtiment à l'état actuel (après explosion)**

$$W = 1637201,42 \text{ Kg}$$

- ✓ **Le poids du bâtiment à l'état initial (avant explosion)**

$$W = 1791717,25 \text{ Kg}$$

**Remarque :**

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul RSA (Robot Structural Analysis 2018).

- ✓ **La force sismique statique à l'état initial :**

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.25}{3.5} \cdot 17917.18 = 1833.32 \text{ KN}$$

- ✓ **La force sismique statique à l'état actuel :**

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.25}{3.5} . 16372,02 = 1675.21 \text{ KN}$$

#### **VI-2-1-2- Analyse dynamique modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

##### **Principe :**

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

##### **Modélisation :**

- Pour les structures classées régulières en plan avec des planchers rigides, le calcul est fait séparément dans les deux directions, représenté par un modèle plan encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de rigidités des planchers.
- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

##### **Robot structural analysis 2018 :**

C'est un logiciel de calcul collaboratif, polyvalent et rapide.

Il est capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique par éléments finis d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs, ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis.

## VI-2-2- Vérifications et interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

### VI-2-2-1- Etat initial :

#### VI-2-2-1-1- Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le **RPA99/2003 (article 4.3.4)** doit être supérieur à 90% de la masse totale du bâtiment.

Les résultats sont affichés en forme de tableau suivant :

**Tableau IV-6** : Fréquences, périodes et taux de participation massique (état initial).

Modes	Fréquence(Hz)	Période(s)	Masses cumulées UX(%)	Masses cumulées UY(%)
Mode1	8.24	0.12	75.25	0.00
Mode2	9.25	0.11	75.26	68.15
Mode3	11.12	0.09	75.27	68.15
Mode4	26.11	0.04	75.28	68.16
Mode5	26.36	0.04	75.28	68.16
Mode6	41.85	0.02	84.94	84.86
Mode7	44.47	0.02	85.15	84.88
Mode8	46.56	0.02	87.62	84.93
Mode9	48.49	0.02	88.09	84.97
Mode10	55.83	0.02	88.84	89.08
Mode11	59.48	0.02	90.00	89.30
Mode12	64.32	0.02	91.04	90.03

#### Observation :

On remarque que la condition exigée par le **RPA99/2003 (Art 4.3.4)** est satisfaite à partir du **mode 11**.

#### Analyse des résultats :

La participation modale du 1<sup>er</sup> mode suivant le sens X est prépondérante, ce qui donne un mode de translation suivant le sens X tel que montré sur la figure **IV-30** et aussi le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation suivant le sens Y tel que montré sur la figure **IV-31**. Le 3<sup>ème</sup> mode est une rotation autour de l'axe Z tel que montré sur la figure **IV-32**.

Les modes de vibration sont montrés sur les figures ci-dessous :

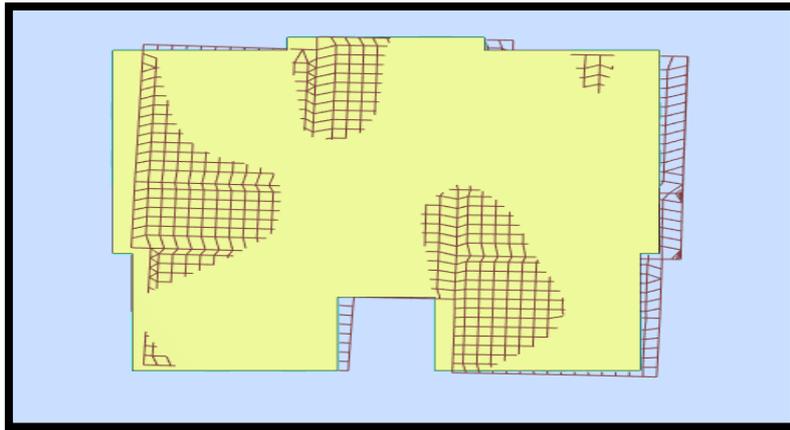


Figure IV- 30 : Translation selon X (1er mode) état initial.

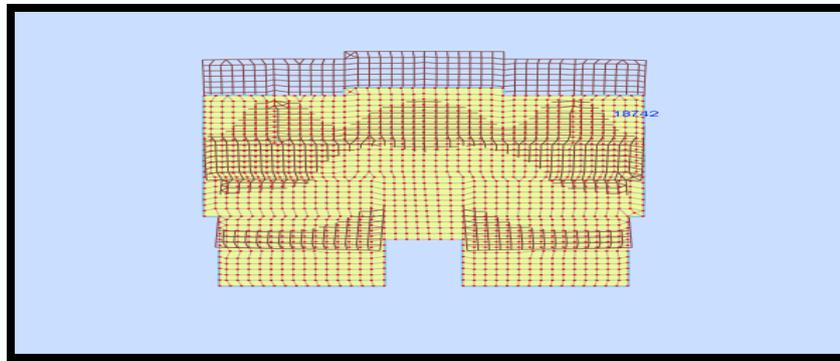


Figure IV- 31 : Translation selon Y (2ème mode) état initial.

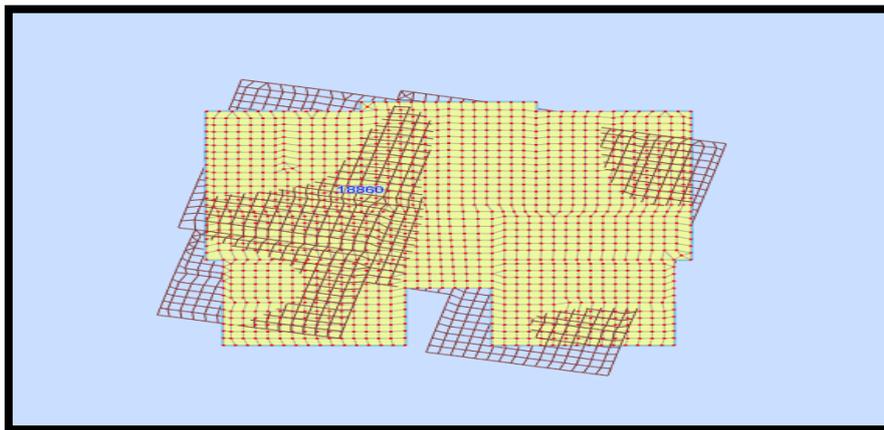


Figure IV- 32 : Rotation selon Z (3ème mode) état initial.

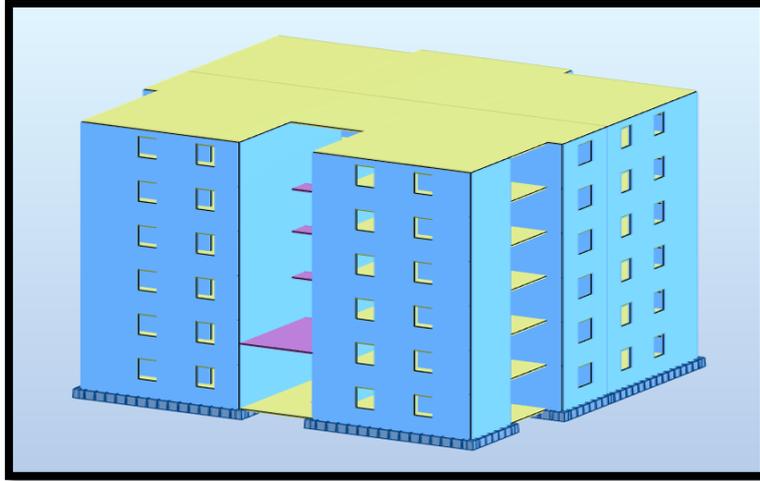


Figure IV- 33 : Modèle 3D de la structure (état initial).

**VI-2-2-1-2 Vérification de la résultante des forces sismiques :**

D'après le **RPA99/2003 (Art 4.3.6)** la force sismique dynamique  $V_{dy}$  obtenue par la méthode modale spectrale ne doit pas être inférieure à 80% de la force sismique statique  $V_{st}$  obtenue par la méthode statique équivalente.

**Tableau IV-7 :** Vérification de la résultante des forces sismiques (état initial).

Force sismique	V statique (Kn)	V dynamique (Kn)	0.8V statique (Kn)	Observation
<b>Sens-X</b>	1833.32	1801	1466.66	Condition vérifiée
<b>Sens-Y</b>	1833.32	1847.4	1466.66	Condition vérifiée

**Remarque :**

Les valeurs de la force sismique dynamique sont obtenues à l'aide du logiciel de calcul RSA 2018 (Robot structural analysis 2018).

**VI-2-2-1-3 Vérification vis-à-vis au déplacement :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau **K** de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/2003 (article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû au forces  $F_i$

R : Coefficient de comportement

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA99/2003 (article 4.4.3)}$$

Le RPA exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, c'est-à-dire :

$$\Delta_k < 1\% \times h_e \quad \text{RPA (article 5.10)}$$

$h_e$  : La hauteur de l'étage

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV-8** : Vérification vis-à-vis aux déplacements sous la combinaison Ex (état initial).

Niveau	Sens X-X						Condition
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_e$ (cm)	$\Delta_k/h_e$ (%)	
<b>RDC</b>	0.0	0	0	0	306	0	<b>vérifiée</b>
<b>1</b>	0.1	0.35	0	0.35	306	0.12069	<b>vérifiée</b>
<b>2</b>	0.1	0.35	0.35	0	306	0	<b>vérifiée</b>
<b>3</b>	0.2	0.7	0.35	0.35	306	0.12069	<b>vérifiée</b>
<b>4</b>	0.2	0.7	0.7	0	306	0	<b>vérifiée</b>
<b>5</b>	0.3	1.05	0.7	0.7	306	0.24138	<b>vérifiée</b>

**Tableau IV-9** : Vérification vis-à-vis aux déplacements sous la combinaison Ey (état initial).

Niveau	Sens Y-Y						Condition
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_e$ (cm)	$\Delta_k/h_e$ (%)	
<b>RDC</b>	0.0	0	0	0	306	0	<b>vérifiée</b>
<b>1</b>	0.1	0.35	0	0.35	306	0.12069	<b>vérifiée</b>
<b>2</b>	0.1	0.35	0.35	0	306	0	<b>vérifiée</b>
<b>3</b>	0.1	0.35	0.35	0	306	0	<b>vérifiée</b>
<b>4</b>	0.2	0.7	0.7	0	306	0	<b>vérifiée</b>
<b>5</b>	0.2	0.7	0.7	0	306	0	<b>vérifiée</b>

**Remarque :**

D'après ce tableau, nous constatons que les déplacements vérifient dans les deux sens.

**VI-2-2-1-4 Justification vis-à-vis au l'effet P- $\Delta$  :**

L'effet P- $\Delta$  (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K * \Delta_K}{V_K * h_K} \leq 0.10 \quad \text{RPA99/2003 (article 5.9)}$$

Tel que :  $W_{Gi}$

$P_K$ : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

"K", avec :

$$P_k = \sum_{i=1}^n (WGi + \beta \times WQi)$$

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau "K" ( $V_k = \sum F_i$ ).

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau " $K_{-1}$ ".

$h_k$ : hauteur de l'étage "K".

- Si  $0.1 < \theta_k < 0.2$ , l'effet P- $\Delta$  peuvent être prise en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .
- Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-10** : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  dans le sens X-X sous la combinaison  $E_x$  (état initial).

Etage	$\Delta x$ (cm)	$P_k$ (kn)	$\sum P_k$ (kn)	$V_k$ (kn)	$H_k$ (cm)	$\theta_k$	Condition
RDC	0	3670.90	3670.90	1669,00	306	0	vérifiée
1	0.35	2893.10	6564.00	1621,83	306	0.00463	vérifiée
2	0	2840.74	9404.74	1486,08	306	0	vérifiée
3	0.35	2840.74	12245.48	1251,93	306	0.0112	vérifiée
4	0	2840.74	15086.22	916,04	306	0	vérifiée
5	0.7	2831.00	17917.22	486,11	306	0.0843	vérifiée

**Tableau IV-11** : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  dans le sens Y-Y sous la combinaison  $E_y$  (état initial).

Etage	$\Delta y$ (cm)	$P_k$ (kn)	$\sum P_k$ (kn)	$V_k$ (kn)	$H_k$ (cm)	$\theta_k$	Condition
RDC	0	3670.90	3670.90	1816,42	306	0	vérifiée
1	0.35	2893.10	6564.00	1764,27	306	0.00426	vérifiée
2	0	2840.74	9404.74	1614,01	306	0	vérifiée
3	0	2840.74	12245.48	1357,11	306	0	vérifiée
4	0	2840.74	15086.22	990,52	306	0	vérifiée
5	0	2831.00	17917.22	523,99	306	0	vérifiée

**Remarque :**

D'après les résultats on remarque que tous les valeurs de  $\theta_k$  sont inférieures à 0.1 dans tous les niveaux, alors les effets de second ordre P- $\Delta$  peuvent être négligés.

**VI-2-2-1-5- Vérification de l'excentricité accidentelle :**

Le **RPA99/2003** exigent que la valeur de l'excentricité « e » doit être inférieure à celle de l'excentricité accidentelle «  $e_{acc}$  » ( $e < e_{acc}$ ).

$e$  = centre de masse – centre de rigidité.

$e_{acc} = 0.05 \times L$  (on peut obtenir la valeur de l'excentricité accidentelle à partir de **RSA**).

**Valeur empirique :**

Sens X-X

$$e_{acc} = 0.05 \times 19.72 = 0.986 \text{ m}$$

Sens Y-Y

$$e_{acc} = 0.05 \times 17.93 = 0.897 \text{ m}$$

**Valeur numérique :**

Sens X-X

$$e_{acc} = 0.99 \text{ m}$$

Sens Y-Y

$$e_{acc} = 0.90 \text{ m}$$

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessus :

**Tableau IV-12 :** Vérification de l'excentricité accidentelle dans le sens X-X (état initial).

Niveau	Sens X-X				Condition
	Position du centre de masse $X_G$ (m)	Position du centre de torsion $X_T$ (m)	Excentricité $e$ (m)	Excentricité accidentelle $e_{acc}$ (m)	
RDC	9.85	10.23	0,37	0.99	vérifiée
1	9.84	10.02	0,18	0.99	vérifiée
2	9.84	10.02	0,18	0.99	vérifiée
3	9.84	10.02	0,18	0.99	vérifiée
4	9.84	10.02	0,18	0.99	vérifiée
5	9.84	10.02	0,17	0.99	vérifiée

**Tableau IV-13 :** Vérification de l'excentricité accidentelle dans le sens Y-Y (état initial).

Niveau	Sens Y-Y				Condition
	Position du centre de masse $Y_G$ (m)	Position du centre de torsion $Y_T$ (m)	Excentricité $e$ (m)	Excentricité accidentelle $e_{acc}$ (m)	
RDC	9.12	9.24	0,12	0.90	vérifiée
1	8.99	9.09	0,10	0.90	vérifiée
2	9.12	9.01	0,11	0.90	vérifiée
3	9.12	9.01	0,11	0.90	vérifiée
4	9.12	9.01	0,11	0.90	vérifiée
5	9.13	8.87	0,26	0.90	vérifiée

**VI-2-2-2- Etat actuel :**

**VI-2-2-2-1- Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le **RPA99/2003 (article 4.3.4)** doit être supérieur à 90% de la masse totale du bâtiment.

Les résultats sont affichés en forme de tableau suivant :

**Tableau IV-14 :** Fréquences, périodes et taux de participation massique (état actuel).

Modes	Fréquence(Hz)	Période(s)	Masses cumulées UX(%)	Masses cumulées UY(%)
Mode1	7,90	0,13	58,19	0,22
Mode2	8,30	0,12	58,35	0,24
Mode3	9,43	0,11	59,99	73,81
Mode4	10,19	0,10	77,20	77,12
Mode5	16,07	0,06	77,21	77,12
Mode6	16,12	0,06	77,21	77,12
Mode7	17,13	0,06	77,22	77,13
Mode8	17,16	0,06	77,26	77,14
Mode9	17,22	0,06	77,27	77,14
Mode10	17,27	0,06	77,28	77,14
Mode11	17,32	0,06	77,29	77,15
Mode12	17,53	0,05	77,62	77,23

**Observation :**

On remarque que la condition exigée par le **RPA99/2003 (Art 4.3.4)** n'est pas satisfaite.

**Analyse des résultats :**

La participation modale du 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation suivant le sens X avec un moment de torsion tel que montré sur la figure **IV-33**. Et le 2<sup>ème</sup> mode est une rotation autour de Z tel que montré sur la figure **IV-34**. Et le 3<sup>ème</sup> mode est un mode translation suivant le sens -Y tel que montré sur la figure **IV-35**.

Les modes de vibration sont montrés sur les figures ci-dessous :

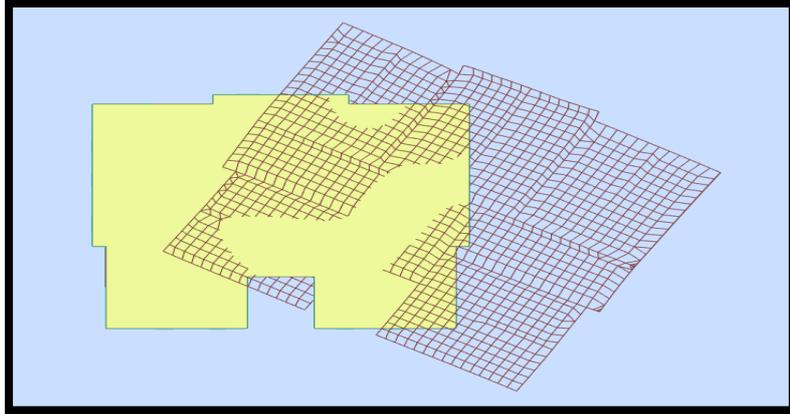


Figure IV- 34 : Translation selon X avec un moment de torsion (1er mode) état actuel.

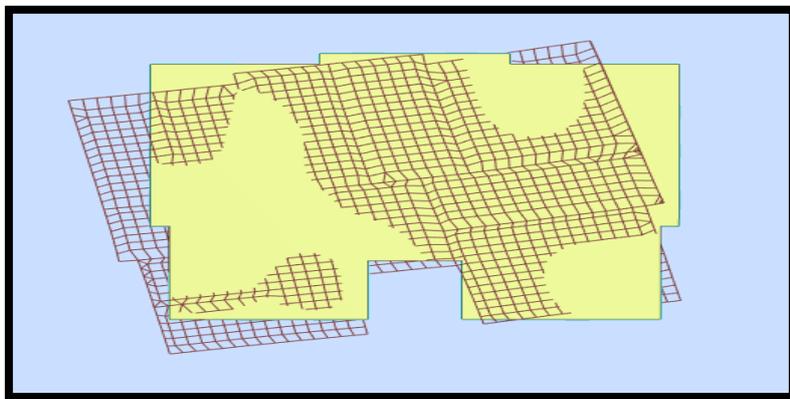


Figure IV- 35 : Rotation autour de Z (2em mode) état actuel.

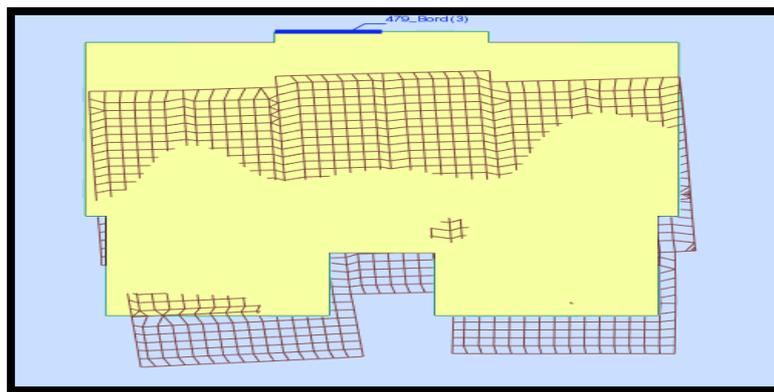


Figure IV- 36 : Translation selon -Y (3em mode) état actuel.

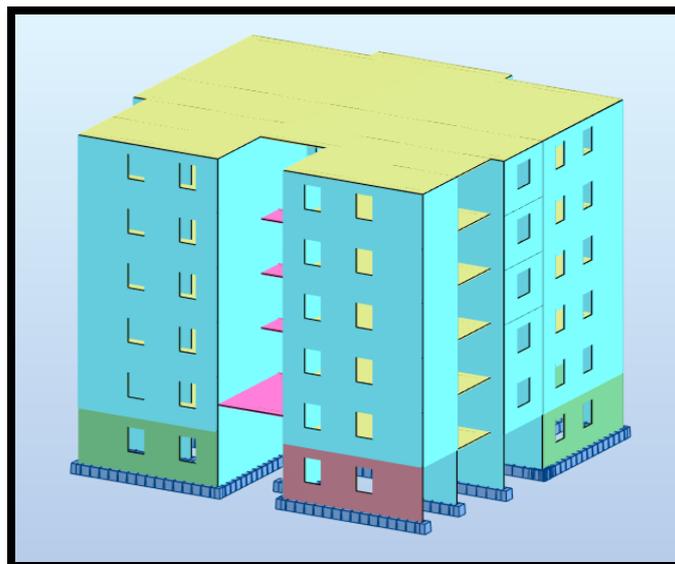


Figure IV- 37 : Modèle 3D (état actuel).

#### VI-2-2-2-2- Vérification de la résultante des forces sismiques :

D'après le **RPA99/2003 (Art 4.3.6)** la force sismique dynamique  $V_{dy}$  obtenue par la méthode modale spectrale ne doit pas être inférieure à 80% de la force sismique statique  $V_{st}$  obtenue par la méthode statique équivalente.

Tableau IV-15 : Vérification de la résultante des forces sismiques (état actuel).

Force sismique	V statique (Kn)	V dynamique (Kn)	0.8V statique (Kn)	Observation
Sens-X	1675.21	1847.20	1340.20	Condition vérifiée
Sens-Y	1675.21	1810.60	1340.20	Condition vérifiée

#### Remarque :

Les valeurs de la force sismique dynamique sont obtenues à l'aide du logiciel de calcul RSA 2018 (Robot structural analysis 2018).

#### VI-2-2-2-3- Vérification vis-à-vis au déplacement :

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû au forces  $F_i$

$R$  : Coefficient de comportement

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

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

Le RPA exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, c'est-à-dire :

$$\Delta_k < 1\% \times h_e \quad \text{RPA (article 5.10)}$$

$h_e$  : La hauteur de l'étage

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV-16** : Vérification vis-à-vis aux déplacements sous la combinaison Ex (état actuel).

Niveau	Sens X-X						
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_e$ (cm)	$\Delta_k/h_e$ (%)	Condition
RDC	1.8	6.3	0	6.3	306	2.17	non-vérifiée
1	0.7	2.45	6.3	3.85	306	1.33	non-vérifiée
2	0.2	0.7	2.45	1.75	306	0.603	vérifiée
3	0.3	1.05	0.7	0.35	306	0.12069	vérifiée
4	0.3	1.05	1.05	0	306	0	vérifiée
5	0.4	1.4	1.05	0.35	306	0.12069	vérifiée

**Tableau IV-17** : Vérification vis-à-vis aux déplacements sous la combinaison Ey (état actuel).

Niveau	Sens Y-Y						
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_e$ (cm)	$\Delta_k/h_e$ (%)	Condition
RDC	0,1	0.35	0	0.35	306	0.12069	vérifiée
1	0,1	0.35	0.35	0	306	0	vérifiée
2	0,1	0.35	0.35	0	306	0	vérifiée
3	0,2	0.7	0.35	0.35	306	0.12069	vérifiée
4	0,2	0.7	0.7	0	306	0	vérifiée
5	0,3	1.05	0.7	0.35	306	0.12069	vérifiée

**Observation :**

D'après le tableau nous constatons que les déplacement ne vérifient pas dans le sens X-X et vérifient dans le sens Y-Y.

#### VI-2-2-2-4- Justification vis-à-vis au l'effet P- $\Delta$ :

L'effet P- $\Delta$  (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K * \Delta_K}{V_K * h_K} \leq 0.10 \quad \text{RPA99/2003 (article 5.9)}$$

Tel que :  $W_{Gi}$

$P_K$ : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "K", avec :

$$P_k = \sum_{i=1}^n (WGi + \beta \times WQi)$$

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau "K" ( $V_k = \sum F_i$ ).

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K<sub>-1</sub>".

$h_k$ : hauteur de l'étage "K".

- Si  $0.1 < \theta_k < 0.2$ , l'effet P- $\Delta$  peuvent être prise en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .
- Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-18** : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  dans le sens X-X sous la combinaison  $E_x$  (état actuel).

Etage	$\Delta x$ (cm)	$P_k$ (kn)	$\sum P_k$ (kn)	$V_k$ (kn)	$H_k$ (cm)	$\theta_k$	Condition
RDC	6.3	2125,74	2125,74	1506,62	306	0.0300	vérifiée
1	3.85	2893,10	5018.84	1470,73	306	0.0429	vérifiée
2	1.75	2840,74	7859.58	1330,19	306	0.0338	vérifiée
3	0.35	2840,74	10700.32	1108,73	306	0.0139	vérifiée
4	0	2840,74	13541.06	804,93	306	0	vérifiée
5	0.35	2831.00	16372.06	424,89	306	0.0441	vérifiée

**Tableau IV-19** : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  dans le sens Y-Y sous la combinaison  $E_y$  (état actuel).

Etage	$\Delta y$ (cm)	$P_k$ (kn)	$\sum P_k$ (kn)	$V_k$ (kn)	$H_k$ (cm)	$\theta_k$	Condition
RDC	0.35	2125,74	2125,74	1776,25	306	0.0014	vérifiée
1	0	2893,10	5018.84	1733,94	306	0	vérifiée
2	0	2840,74	7859.58	1571,86	306	0	vérifiée
3	0.35	2840,74	10700.32	1311,88	306	0.0094	vérifiée
4	0	2840,74	13541.06	952,41	306	0	vérifiée
5	0.35	2831.00	16372.06	502,19	306	0.0373	vérifiée

**Remarque :**

D'après les résultats on remarque que toutes les valeurs de  $\theta_k$  sont inférieures à 0.1 à tous les niveaux, alors les effets de second ordre P- $\Delta$  peuvent être négligés.

**VI-2-2-1-5- Vérification de l'excentricité accidentelle :**

Le **RPA99/2003** exigent que la valeur de l'excentricité « e » doit être inférieure à celle de l'excentricité accidentelle «  $e_{acc}$  » ( $e < e_{acc}$ ).

$e$  = centre de masse – centre de rigidité.

$e_{acc} = 0.05 \times L$  (on peut obtenir la valeur de l'excentricité accidentelle à partir de **RSA**).

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessus :

**Tableau IV-20 :** Vérification de l'excentricité accidentelle dans le sens X-X (état actuel).

Niveau	Sens X-X				Condition
	Position du centre de masse $X_G$ (m)	Position du centre de torsion $X_T$ (m)	Excentricité e (m)	Excentricité accidentelle $e_{acc}$ (m)	
RDC	9.85	9.98	0.13	0.99	vérifiée
1	9.84	10.02	0.18	0.99	vérifiée
2	9.84	10.02	0.18	0.99	vérifiée
3	9.84	10.02	0.18	0.99	vérifiée
4	9.84	10.02	0.18	0.99	vérifiée
5	9.84	10.02	0.18	0.99	vérifiée

**Tableau IV-21 :** Vérification de l'excentricité accidentelle dans le sens Y-Y (état actuel).

Niveau	Sens Y-Y				Condition
	Position du centre de masse $Y_G$ (m)	Position du centre de torsion $Y_T$ (m)	Excentricité e (m)	Excentricité accidentelle $e_{acc}$ (m)	
RDC	8.62	7.57	1.05	0.90	Non-vérifiée
1	8.93	8.02	0.91	0.90	Non-vérifiée
2	9.07	8.00	1.07	0.90	Non-vérifiée
3	9.07	8.00	1.07	0.90	Non-vérifiée
4	9.07	8.00	1.07	0.90	Non-vérifiée
5	9.08	8.16	0.92	0.90	Non-vérifiée

**Conclusion**

Dans cette partie nous avons vu l'importance du diagnostic et l'étude sismique, ainsi que les différents moyens de les réaliser. C'est l'étape clé qui permet de déterminer l'état de dégradation de l'ouvrage ainsi que son comportement dynamique. Mais c'est avant toute choses, l'étape qui va permettre de mettre en œuvre la méthode de réparation ou bien de démolition la plus adaptée.

Le diagnostic et l'étude sismique sont donc des outils d'aide à la décision au maître d'ouvrage pour la pérennité de son ouvrage.

Dans notre cas et d'après le diagnostic et l'étude sismique, nous concluons que le bâtiment est dans un état de dégradation très critique et avancée qui nécessite une intervention urgente, deux choix sont possibles :

- ✓ Réhabilitation pour rendre le bâtiment en service.
- ✓ Déconstruction ou démolition dans le cas où le coût des réparations est élevé, et c'est ce qu'on va voir en détail dans le dernier chapitre.

# **Chapitre V**

**Etude technico-économique de  
réparation et de démolition**

## **Introduction**

L'étude technico-économique est la première démarche dans la réalisation d'un nouveau projet.

Une étude technico-économique est une étude qui s'attache à vérifier que le projet soit techniquement faisable et économiquement viable.

### **V-1- Etude technico-économique de réparation :**

#### **V-1-1- Eude technique :**

Avant de procéder à l'étude technique il est nécessaire de prévoir ou bien mettre un plan de travail ou un plan d'intervention afin d'assurer l'exécution du processus suivant :

1. La création du système d'étalement.
2. Le déchargement de la structure (panneaux de façade, panneaux de séparation, menuiserie.....).
3. La démolition des éléments ruinés (Plancher, escalier et voile).
4. Le chemisage des semelles.
5. La création et le chemisage des étages démolis (RDC et 1<sup>er</sup> étage).

##### **V-1-1-1 La création du système d'étalement :**

L'étalement ou l'étagage désigne l'action de poser des pièces d'étais ou d'installer des éléments de soutien en bois ou en acier sur un ouvrage quelconque pour supporter des charges et éviter la ruine.

Dans notre cas nous allons utiliser des profilés métalliques de type IPE et HEA, les poteaux se reposent sur des semelles filantes de 60 cm d'épaisseur.

Le plan d'étalement utilisé dans cette étude est proposé par le BEWIG.

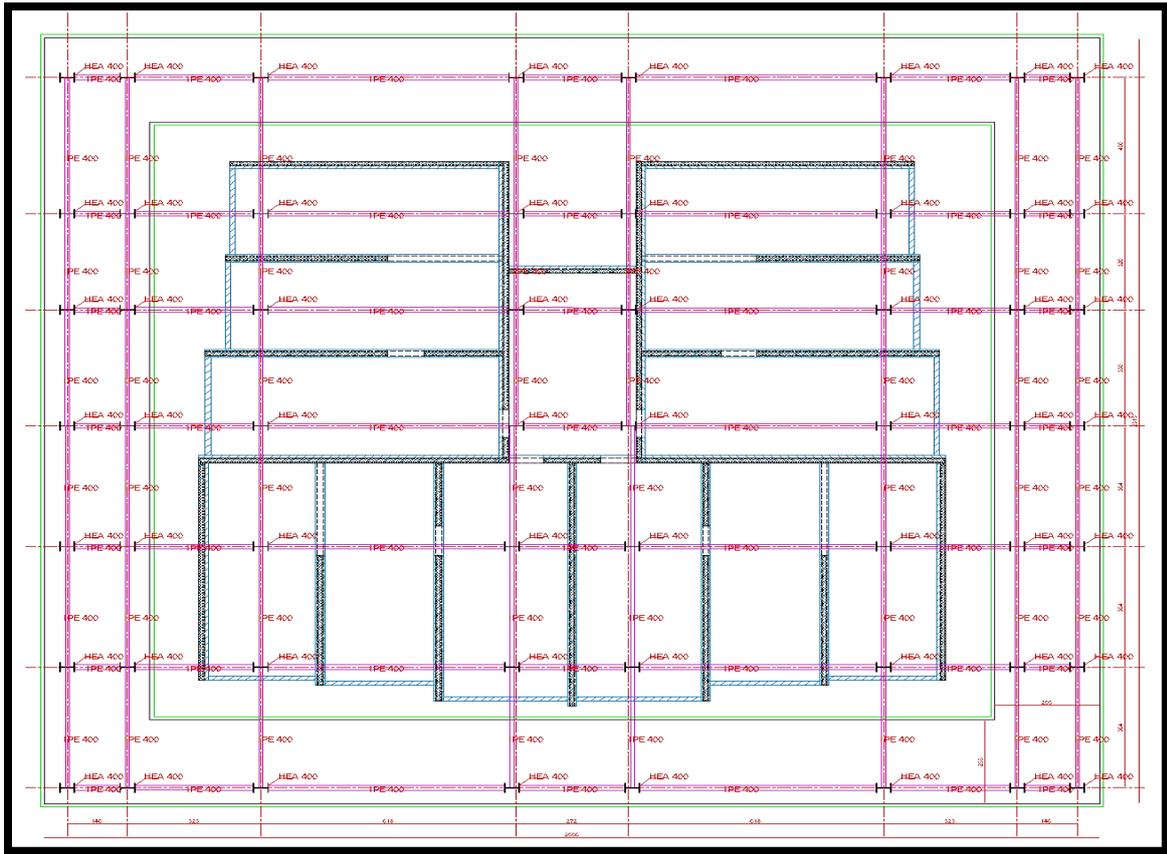


Figure V- 1 : Plan d'étaieiment.

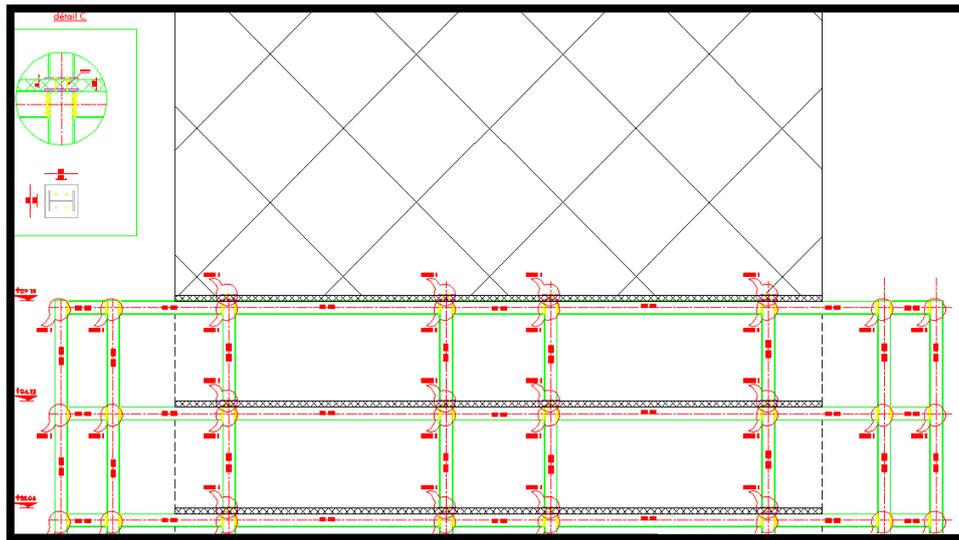


Figure V- 2 : Façade étagée.

Pour définir les dimensions des profilés utilisés nous avons proposés des IPE 400 pour les poutres et des HEA 400 pour les poteaux.

#### V-1-1-1-1 La modélisation :

Nous avons modélisés le système d'étaie à l'aide du logiciel de calcul Robot structural analysis 2018, le modèle 3D est présenté dans l'image ci-dessous :

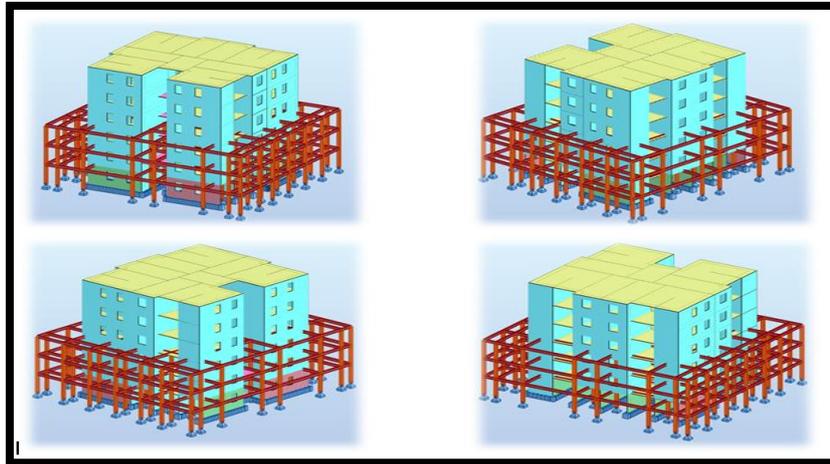


Figure V- 3 : Modèle 3D du système d'étaie.

Avant de procéder à la vérification on doit d'abord éliminer le RDC et le 1<sup>er</sup> étage pour que la structure repose seulement sur les profilés métalliques, cette étape est montrée dans l'image ci-dessous :

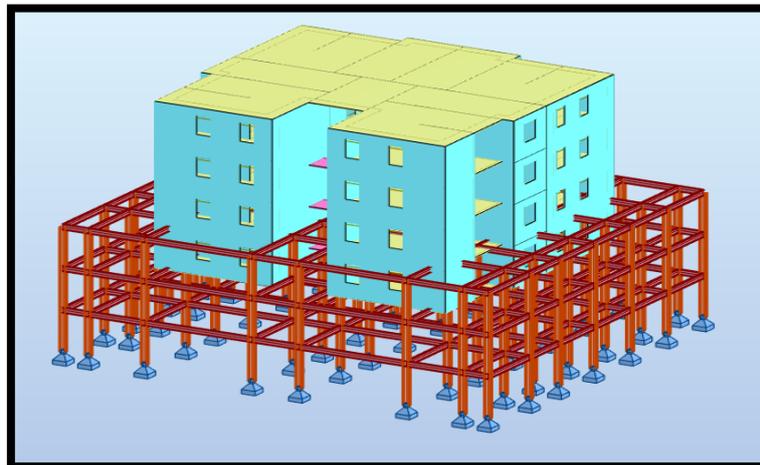


Figure V- 4 : Modèle 3D du système d'étaie avec élimination du RDC et 1er étage.

#### V-1-1-1-2 Les vérifications :

On va procéder à la vérification des poteaux.

Pour que le profilé résiste il faut que  $\text{Ratio} < 1$

**Remarque :**

Le ratio définit le rapport de la contrainte de calcul sur la contrainte ultime du matériau (235 Dan/cm<sup>2</sup> pour l'acier).

- **Les poteaux :**

Les résultats de la vérification sont montrés dans le tableau suivant :

**Tableau V-1 : Vérification des poteaux en HEA 400.**

Poteau	Profilé	Lay	Laz	Ratio	Condition
1	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
2	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
3	HEA 400	18.17	41.69	0.04	vérifiée
4	HEA 400	18.17	41.69	0.03	vérifiée
5	HEA 400	18.17	41.69	0.03	vérifiée
6	HEA 400	18.17	41.69	0.04	vérifiée
7	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
8	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
9	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
10	HEA 400	18.17	41.69	0.05	vérifiée
11	HEA 400	18.17	41.69	0.30	vérifiée
12	HEA 400	18.17	41.69	0.31	vérifiée
13	HEA 400	18.17	41.69	0.32	vérifiée
14	HEA 400	18.17	41.69	0.29	vérifiée
15	HEA 400	18.17	41.69	0.05	vérifiée
16	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
17	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
18	HEA 400	18.17	41.69	0.03	vérifiée
19	HEA 400	18.17	41.69	0.22	vérifiée
20	HEA 400	18.17	41.69	0.33	vérifiée
21	HEA 400	18.17	41.69	0.33	vérifiée
22	HEA 400	18.17	41.69	0.22	vérifiée
23	HEA 400	18.17	41.69	0.03	vérifiée
24	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
25	HEA 400	18.17	41.69	0.03	vérifiée
26	HEA 400	18.17	41.69	0.08	vérifiée
27	HEA 400	18.17	41.69	0.29	vérifiée
28	HEA 400	18.17	41.69	0.29	vérifiée
29	HEA 400	18.17	41.69	0.30	vérifiée
30	HEA 400	18.17	41.69	0.29	vérifiée
31	HEA 400	18.17	41.69	0.07	vérifiée
32	HEA 400	18.17	41.69	0.03	vérifiée
33	HEA 400	18.17	41.69	0.03	vérifiée
34	HEA 400	18.17	41.69	0.08	vérifiée

35	HEA 400	18.17	41.69	0.26	vérifiée
36	HEA 400	18.17	41.69	0.25	vérifiée
37	HEA 400	18.17	41.69	0.25	vérifiée
38	HEA 400	18.17	41.69	0.26	vérifiée
39	HEA 400	18.17	41.69	0.08	vérifiée
40	HEA 400	18.17	41.69	0.03	vérifiée
41	HEA 400	18.17	41.69	0.03	vérifiée
42	HEA 400	18.17	41.69	0.08	vérifiée
43	HEA 400	18.17	41.69	0.35	vérifiée
44	HEA 400	18.17	41.69	0.31	vérifiée
45	HEA 400	18.17	41.69	0.31	vérifiée
46	HEA 400	18.17	41.69	0.35	vérifiée
47	HEA 400	18.17	41.69	0.08	vérifiée
48	HEA 400	18.17	41.69	0.03	vérifiée
49	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
50	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
51	HEA 400	18.17	41.69	0.04	vérifiée
52	HEA 400	18.17	41.69	0.04	vérifiée
53	HEA 400	18.17	41.69	0.04	vérifiée
54	HEA 400	18.17	41.69	0.04	vérifiée
55	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
56	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
57	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
58	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
59	HEA 400	18.17	41.69	0.13	vérifiée
60	HEA 400	18.17	41.69	0.06	vérifiée
61	HEA 400	18.17	41.69	0.06	vérifiée
62	HEA 400	18.17	41.69	0.12	vérifiée
63	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
64	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
65	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
66	HEA 400	18.17	41.69	0.10	vérifiée
67	HEA 400	18.17	41.69	0.31	vérifiée
68	HEA 400	18.17	41.69	0.41	vérifiée
69	HEA 400	18.17	41.69	0.42	vérifiée
70	HEA 400	18.17	41.69	0.29	vérifiée
71	HEA 400	18.17	41.69	0.10	vérifiée
72	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
73	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
74	HEA 400	18.17	41.69	0.04	vérifiée
75	HEA 400	18.17	41.69	0.25	vérifiée
76	HEA 400	18.17	41.69	0.45	vérifiée
77	HEA 400	18.17	41.69	0.44	vérifiée
78	HEA 400	18.17	41.69	0.26	vérifiée
79	HEA 400	18.17	41.69	0.04	vérifiée

80	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
81	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
82	HEA 400	18.17	41.69	0.15	vérifiée
83	HEA 400	18.17	41.69	0.32	vérifiée
84	HEA 400	18.17	41.69	0.29	vérifiée
85	HEA 400	18.17	41.69	0.36	vérifiée
86	HEA 400	18.17	41.69	0.32	vérifiée
87	HEA 400	18.17	41.69	0.16	vérifiée
88	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
89	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
90	HEA 400	18.17	41.69	0.15	vérifiée
91	HEA 400	18.17	41.69	0.29	vérifiée
92	HEA 400	18.17	41.69	0.29	vérifiée
93	HEA 400	18.17	41.69	0.30	vérifiée
94	HEA 400	18.17	41.69	0.29	vérifiée
95	HEA 400	18.17	41.69	0.15	vérifiée
96	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
97	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
98	HEA 400	18.17	41.69	0.15	vérifiée
99	HEA 400	18.17	41.69	0.43	vérifiée
100	HEA 400	18.17	41.69	0.39	vérifiée
101	HEA 400	18.17	41.69	0.39	vérifiée
102	HEA 400	18.17	41.69	0.44	vérifiée
103	HEA 400	18.17	41.69	0.15	vérifiée
104	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
105	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
106	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
107	HEA 400	18.17	41.69	0.17	vérifiée
108	HEA 400	18.17	41.69	0.20	vérifiée
109	HEA 400	18.17	41.69	0.20	vérifiée
110	HEA 400	18.17	41.69	0.17	vérifiée
111	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
112	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
113	HEA 400	18.17	41.69	0.00	vérifiée
114	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
115	HEA 400	18.17	41.69	0.19	vérifiée
116	HEA 400	18.17	41.69	0.09	vérifiée
117	HEA 400	18.17	41.69	0.09	vérifiée
118	HEA 400	18.17	41.69	0.19	vérifiée
119	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
120	HEA 400	18.17	41.69	0.00	vérifiée
121	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
122	HEA 400	18.17	41.69	0.11	vérifiée
123	HEA 400	18.17	41.69	0.19	vérifiée
124	HEA 400	18.17	41.69	0.27	vérifiée

125	HEA 400	18.17	41.69	0.28	vérifiée
126	HEA 400	18.17	41.69	0.18	vérifiée
127	HEA 400	18.17	41.69	0.11	vérifiée
128	HEA 400	18.17	41.69	0.01	vérifiée
129	HEA 400	18.17	41.69	0.00	vérifiée
130	HEA 400	18.17	41.69	0.05	vérifiée
131	HEA 400	18.17	41.69	0.18	vérifiée
132	HEA 400	18.17	41.69	0.29	vérifiée
133	HEA 400	18.17	41.69	0.28	vérifiée
134	HEA 400	18.17	41.69	0.19	vérifiée
135	HEA 400	18.17	41.69	0.04	vérifiée
136	HEA 400	18.17	41.69	0.00	vérifiée
137	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
138	HEA 400	18.17	41.69	0.19	vérifiée
139	HEA 400	18.17	41.69	0.21	vérifiée
140	HEA 400	18.17	41.69	0.31	vérifiée
141	HEA 400	18.17	41.69	0.31	vérifiée
142	HEA 400	18.17	41.69	0.21	vérifiée
143	HEA 400	18.17	41.69	0.19	vérifiée
144	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
145	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
146	HEA 400	18.17	41.69	0.19	vérifiée
147	HEA 400	18.17	41.69	0.19	vérifiée
148	HEA 400	18.17	41.69	0.21	vérifiée
149	HEA 400	18.17	41.69	0.20	vérifiée
150	HEA 400	18.17	41.69	0.20	vérifiée
151	HEA 400	18.17	41.69	0.19	vérifiée
152	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
153	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
154	HEA 400	18.17	41.69	0.19	vérifiée
155	HEA 400	18.17	41.69	0.31	vérifiée
156	HEA 400	18.17	41.69	0.29	vérifiée
157	HEA 400	18.17	41.69	0.29	vérifiée
158	HEA 400	18.17	41.69	0.31	vérifiée
159	HEA 400	18.17	41.69	0.19	vérifiée
160	HEA 400	18.17	41.69	0.02	vérifiée
161	HEA 400	18.17	41.69	0.00	vérifiée
162	HEA 400	18.17	41.69	0.03	vérifiée
163	HEA 400	18.17	41.69	0.23	vérifiée
164	HEA 400	18.17	41.69	0.31	vérifiée
165	HEA 400	18.17	41.69	0.31	vérifiée
166	HEA 400	18.17	41.69	0.23	vérifiée
167	HEA 400	18.17	41.69	0.03	vérifiée
168	HEA 400	18.17	41.69	0.00	vérifiée

**Observation :**

Tous les poteaux HEA 400 vérifient la condition  $R < 1$ .

- **Les poutres :**

Les résultats de la vérification sont montrés dans le tableau suivant :

**Tableau V-2 : Vérification des poutres en IPE 400.**

Poutre	Profilé	Lay	Laz	Ratio	Condition
1	IPE 400	9.67	40.51	0.00	vérifiée
2	IPE 400	21.45	89.87	0.01	vérifiée
3	IPE 400	40.97	171.64	0.03	vérifiée
4	IPE 400	18.07	75.70	0.00	vérifiée
5	IPE 400	40.97	171.64	0.02	vérifiée
6	IPE 400	21.45	89.87	0.01	vérifiée
7	IPE 400	9.67	40.51	0.00	vérifiée
8	IPE 400	9.67	40.51	0.03	vérifiée
9	IPE 400	21.45	89.87	0.07	vérifiée
10	IPE 400	40.97	171.64	0.05	vérifiée
11	IPE 400	18.07	75.70	0.03	vérifiée
12	IPE 400	40.97	171.64	0.05	vérifiée
13	IPE 400	21.45	89.87	0.07	vérifiée
14	IPE 400	9.67	40.51	0.04	vérifiée
15	IPE 400	9.67	40.51	0.01	vérifiée
16	IPE 400	21.45	89.87	0.06	vérifiée
17	IPE 400	40.97	171.64	0.03	vérifiée
18	IPE 400	18.07	75.70	0.02	vérifiée
19	IPE 400	40.97	171.64	0.03	vérifiée
20	IPE 400	21.45	89.87	0.06	vérifiée
21	IPE 400	9.67	40.51	0.02	vérifiée
22	IPE 400	9.67	40.51	0.06	vérifiée
23	IPE 400	21.45	89.87	0.06	vérifiée
24	IPE 400	40.97	171.64	0.03	vérifiée
25	IPE 400	18.07	75.70	0.01	vérifiée
26	IPE 400	40.97	171.64	0.03	vérifiée
27	IPE 400	21.45	89.87	0.06	vérifiée
28	IPE 400	9.67	40.51	0.06	vérifiée
29	IPE 400	9.67	40.51	0.07	vérifiée
30	IPE 400	21.45	89.87	0.05	vérifiée
31	IPE 400	40.97	171.64	0.01	vérifiée
32	IPE 400	18.07	75.70	0.02	vérifiée
33	IPE 400	40.97	171.64	0.01	vérifiée
34	IPE 400	21.45	89.87	0.05	vérifiée
35	IPE 400	9.67	40.51	0.07	vérifiée

36	IPE 400	9.67	40.51	0.06	vérifiée
37	IPE 400	21.45	89.87	0.07	vérifiée
38	IPE 400	40.97	171.64	0.02	vérifiée
39	IPE 400	18.07	75.70	0.02	vérifiée
40	IPE 400	40.97	171.64	0.02	vérifiée
41	IPE 400	21.45	89.87	0.07	vérifiée
42	IPE 400	9.67	40.51	0.06	vérifiée
43	IPE 400	9.67	40.51	0.00	vérifiée
44	IPE 400	21.45	89.87	0.01	vérifiée
45	IPE 400	40.97	171.64	0.02	vérifiée
46	IPE 400	18.07	75.70	0.00	vérifiée
47	IPE 400	40.97	171.64	0.03	vérifiée
48	IPE 400	21.45	89.87	0.01	vérifiée
49	IPE 400	9.67	40.51	0.01	vérifiée
50	IPE 400	27.19	113.92	0.01	vérifiée
51	IPE 400	19.34	81.01	0.00	vérifiée
52	IPE 400	23.21	97.21	0.00	vérifiée
53	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
54	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
55	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
56	IPE 400	27.19	113.92	0.01	vérifiée
57	IPE 400	19.34	81.01	0.01	vérifiée
58	IPE 400	23.21	97.21	0.01	vérifiée
59	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
60	IPE 400	24.17	101.26	0.00	vérifiée
61	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
62	IPE 400	27.19	113.92	0.05	vérifiée
63	IPE 400	19.34	81.01	0.03	vérifiée
64	IPE 400	23.21	97.21	0.03	vérifiée
65	IPE 400	24.17	101.26	0.03	vérifiée
66	IPE 400	24.17	101.26	0.04	vérifiée
67	IPE 400	24.17	101.26	0.06	vérifiée
68	IPE 400	27.19	113.92	0.04	vérifiée
69	IPE 400	19.34	81.01	0.01	vérifiée
70	IPE 400	23.21	97.21	0.01	vérifiée
71	IPE 400	24.17	101.26	0.02	vérifiée
72	IPE 400	24.17	101.26	0.03	vérifiée
73	IPE 400	24.17	101.26	0.06	vérifiée
74	IPE 400	27.19	113.92	0.04	vérifiée
75	IPE 400	19.34	81.01	0.01	vérifiée
76	IPE 400	23.21	97.21	0.01	vérifiée
77	IPE 400	24.17	101.26	0.02	vérifiée
78	IPE 400	24.17	101.26	0.03	vérifiée
79	IPE 400	24.17	101.26	0.06	vérifiée
80	IPE 400	27.19	113.92	0.05	vérifiée

81	IPE 400	19.34	81.01	0.03	vérifiée
82	IPE 400	23.21	97.21	0.03	vérifiée
83	IPE 400	24.17	101.26	0.03	vérifiée
84	IPE 400	24.17	101.26	0.05	vérifiée
85	IPE 400	24.17	101.26	0.06	vérifiée
86	IPE 400	27.19	113.92	0.01	vérifiée
87	IPE 400	19.34	81.01	0.01	vérifiée
88	IPE 400	23.21	97.21	0.01	vérifiée
89	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
90	IPE 400	24.17	101.26	0.00	vérifiée
91	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
92	IPE 400	27.19	113.92	0.01	vérifiée
93	IPE 400	19.34	81.01	0.00	vérifiée
94	IPE 400	23.21	97.21	0.00	vérifiée
95	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
96	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
97	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
98	IPE 400	9.67	40.51	0.00	vérifiée
99	IPE 400	21.45	89.87	0.01	vérifiée
100	IPE 400	40.97	171.64	0.03	vérifiée
101	IPE 400	18.07	75.70	0.00	vérifiée
102	IPE 400	40.97	171.64	0.03	vérifiée
103	IPE 400	21.45	89.87	0.01	vérifiée
104	IPE 400	9.67	40.51	0.00	vérifiée
105	IPE 400	9.67	40.51	0.03	vérifiée
106	IPE 400	21.45	89.87	0.50	vérifiée
107	IPE 400	40.97	171.64	1.35	non-vérifiée
108	IPE 400	18.07	75.70	0.08	vérifiée
109	IPE 400	40.97	171.64	1.37	non-vérifiée
110	IPE 400	21.45	89.87	0.50	vérifiée
111	IPE 400	9.67	40.51	0.03	vérifiée
112	IPE 400	9.67	40.51	0.01	vérifiée
113	IPE 400	21.45	89.87	0.12	vérifiée
114	IPE 400	40.97	171.64	1.41	non-vérifiée
115	IPE 400	18.07	75.70	0.08	vérifiée
116	IPE 400	40.97	171.64	1.43	non-vérifiée
117	IPE 400	21.45	89.87	0.12	vérifiée
118	IPE 400	9.67	40.51	0.02	vérifiée
119	IPE 400	9.67	40.51	0.05	vérifiée
120	IPE 400	21.45	89.87	0.57	vérifiée
121	IPE 400	40.97	171.64	0.59	vérifiée
122	IPE 400	18.07	75.70	0.09	vérifiée
123	IPE 400	40.97	171.64	0.80	vérifiée
124	IPE 400	21.45	89.87	0.58	vérifiée
125	IPE 400	9.67	40.51	0.06	vérifiée

126	IPE 400	9.67	40.51	0.06	vérifiée
127	IPE 400	21.45	89.87	0.63	vérifiée
128	IPE 400	40.97	171.64	0.82	vérifiée
129	IPE 400	18.07	75.70	0.57	vérifiée
130	IPE 400	40.97	171.64	0.82	vérifiée
131	IPE 400	21.45	89.87	0.64	vérifiée
132	IPE 400	9.67	40.51	0.06	vérifiée
133	IPE 400	9.67	40.51	0.05	vérifiée
134	IPE 400	21.45	89.87	0.55	vérifiée
135	IPE 400	40.97	171.64	0.77	vérifiée
136	IPE 400	18.07	75.70	0.53	vérifiée
137	IPE 400	40.97	171.64	0.78	vérifiée
138	IPE 400	21.45	89.87	0.55	vérifiée
139	IPE 400	9.67	40.51	0.05	vérifiée
140	IPE 400	9.67	40.51	0.00	vérifiée
141	IPE 400	21.45	89.87	0.01	vérifiée
142	IPE 400	40.97	171.64	0.03	vérifiée
143	IPE 400	18.07	75.70	0.00	vérifiée
144	IPE 400	40.97	171.64	0.03	vérifiée
145	IPE 400	21.45	89.87	0.01	vérifiée
146	IPE 400	9.67	40.51	0.00	vérifiée
147	IPE 400	27.19	113.92	0.01	vérifiée
148	IPE 400	19.34	81.01	0.00	vérifiée
149	IPE 400	23.21	97.21	0.00	vérifiée
150	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
151	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
152	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
153	IPE 400	27.19	113.92	0.01	vérifiée
154	IPE 400	19.34	81.01	0.02	vérifiée
155	IPE 400	23.21	97.21	0.03	vérifiée
156	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
157	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
158	IPE 400	24.17	101.26	0.02	vérifiée
159	IPE 400	27.19	113.92	0.44	vérifiée
160	IPE 400	19.34	81.01	0.51	vérifiée
161	IPE 400	23.21	97.21	0.58	vérifiée
162	IPE 400	24.17	101.26	0.55	vérifiée
163	IPE 400	24.17	101.26	0.35	vérifiée
164	IPE 400	24.17	101.26	0.59	vérifiée
165	IPE 400	27.19	113.92	0.09	vérifiée
166	IPE 400	19.34	81.01	0.07	vérifiée
167	IPE 400	23.21	97.21	0.39	vérifiée
168	IPE 400	24.17	101.26	0.40	vérifiée
169	IPE 400	24.17	101.26	0.37	vérifiée
170	IPE 400	24.17	101.26	0.53	vérifiée

171	IPE 400	27.19	113.92	0.08	vérifiée
172	IPE 400	19.34	81.01	0.04	vérifiée
173	IPE 400	23.21	97.21	0.30	vérifiée
174	IPE 400	24.17	101.26	0.34	vérifiée
175	IPE 400	24.17	101.26	0.37	vérifiée
176	IPE 400	24.17	101.26	0.53	vérifiée
177	IPE 400	27.19	113.92	0.43	vérifiée
178	IPE 400	19.34	81.01	0.50	vérifiée
179	IPE 400	23.21	97.21	0.58	vérifiée
180	IPE 400	24.17	101.26	0.55	vérifiée
181	IPE 400	24.17	101.26	0.35	vérifiée
182	IPE 400	24.17	101.26	0.60	vérifiée
183	IPE 400	27.19	113.92	0.02	vérifiée
184	IPE 400	19.34	81.01	0.02	vérifiée
185	IPE 400	23.21	97.21	0.03	vérifiée
186	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
187	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
188	IPE 400	24.17	101.26	0.02	vérifiée
189	IPE 400	27.19	113.92	0.01	vérifiée
190	IPE 400	19.34	81.01	0.01	vérifiée
191	IPE 400	23.21	97.21	0.00	vérifiée
192	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
193	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
194	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
195	IPE 400	9.67	40.51	0.00	vérifiée
196	IPE 400	21.45	89.87	0.01	vérifiée
197	IPE 400	40.97	171.64	0.03	vérifiée
198	IPE 400	18.07	75.70	0.01	vérifiée
199	IPE 400	40.97	171.64	0.03	vérifiée
200	IPE 400	21.45	89.87	0.01	vérifiée
201	IPE 400	9.67	40.51	0.00	vérifiée
202	IPE 400	9.67	40.51	0.06	vérifiée
203	IPE 400	21.45	89.87	0.36	vérifiée
204	IPE 400	40.97	171.64	0.75	vérifiée
205	IPE 400	18.07	75.70	0.07	vérifiée
206	IPE 400	40.97	171.64	0.74	vérifiée
207	IPE 400	21.45	89.87	0.36	vérifiée
208	IPE 400	9.67	40.51	0.05	vérifiée
209	IPE 400	9.67	40.51	0.03	vérifiée
210	IPE 400	21.45	89.87	0.13	vérifiée
211	IPE 400	40.97	171.64	0.72	vérifiée
212	IPE 400	18.07	75.70	0.05	vérifiée
213	IPE 400	40.97	171.64	0.72	vérifiée
214	IPE 400	21.45	89.87	0.13	vérifiée
215	IPE 400	9.67	40.51	0.03	vérifiée

216	IPE 400	9.67	40.51	0.07	vérifiée
217	IPE 400	21.45	89.87	0.54	vérifiée
218	IPE 400	40.97	171.64	0.93	vérifiée
219	IPE 400	18.07	75.70	0.16	vérifiée
220	IPE 400	40.97	171.64	0.83	vérifiée
221	IPE 400	21.45	89.87	0.52	vérifiée
222	IPE 400	9.67	40.51	0.07	vérifiée
223	IPE 400	9.67	40.51	0.07	vérifiée
224	IPE 400	21.45	89.87	0.60	vérifiée
225	IPE 400	40.97	171.64	0.68	vérifiée
226	IPE 400	18.07	75.70	0.46	vérifiée
227	IPE 400	40.97	171.64	0.68	vérifiée
228	IPE 400	21.45	89.87	0.60	vérifiée
229	IPE 400	9.67	40.51	0.07	vérifiée
230	IPE 400	9.67	40.51	0.07	vérifiée
231	IPE 400	21.45	89.87	0.51	vérifiée
232	IPE 400	40.97	171.64	0.60	vérifiée
233	IPE 400	18.07	75.70	0.38	vérifiée
234	IPE 400	40.97	171.64	0.60	vérifiée
235	IPE 400	21.45	89.87	0.51	vérifiée
236	IPE 400	9.67	40.51	0.07	vérifiée
237	IPE 400	9.67	40.51	0.00	vérifiée
238	IPE 400	21.45	89.87	0.01	vérifiée
239	IPE 400	40.97	171.64	0.03	vérifiée
240	IPE 400	18.07	75.70	0.01	vérifiée
241	IPE 400	40.97	171.64	0.02	vérifiée
242	IPE 400	21.45	89.87	0.01	vérifiée
243	IPE 400	9.67	40.51	0.00	vérifiée
244	IPE 400	27.19	113.92	0.01	vérifiée
245	IPE 400	19.34	81.01	0.00	vérifiée
246	IPE 400	23.21	97.21	0.01	vérifiée
247	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
248	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
249	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
250	IPE 400	27.19	113.92	0.01	vérifiée
251	IPE 400	19.34	81.01	0.03	vérifiée
252	IPE 400	23.21	97.21	0.03	vérifiée
253	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
254	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
255	IPE 400	24.17	101.26	0.02	vérifiée
256	IPE 400	27.19	113.92	0.27	vérifiée
257	IPE 400	19.34	81.01	0.40	vérifiée
258	IPE 400	23.21	97.21	0.46	vérifiée
259	IPE 400	24.17	101.26	0.38	vérifiée
260	IPE 400	24.17	101.26	0.24	vérifiée

261	IPE 400	24.17	101.26	0.39	vérifiée
262	IPE 400	27.19	113.92	0.08	vérifiée
263	IPE 400	19.34	81.01	0.05	vérifiée
264	IPE 400	23.21	97.21	0.21	vérifiée
265	IPE 400	24.17	101.26	0.26	vérifiée
266	IPE 400	24.17	101.26	0.29	vérifiée
267	IPE 400	24.17	101.26	0.45	vérifiée
268	IPE 400	27.19	113.92	0.08	vérifiée
269	IPE 400	19.34	81.01	0.05	vérifiée
270	IPE 400	23.21	97.21	0.19	vérifiée
271	IPE 400	24.17	101.26	0.26	vérifiée
272	IPE 400	24.17	101.26	0.29	vérifiée
273	IPE 400	24.17	101.26	0.45	vérifiée
274	IPE 400	27.19	113.92	0.26	vérifiée
275	IPE 400	19.34	81.01	0.40	vérifiée
276	IPE 400	23.21	97.21	0.46	vérifiée
277	IPE 400	24.17	101.26	0.38	vérifiée
278	IPE 400	24.17	101.26	0.24	vérifiée
279	IPE 400	24.17	101.26	0.39	vérifiée
280	IPE 400	27.19	113.92	0.01	vérifiée
281	IPE 400	19.34	81.01	0.03	vérifiée
282	IPE 400	23.21	97.21	0.03	vérifiée
283	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
284	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
285	IPE 400	24.17	101.26	0.02	vérifiée
286	IPE 400	27.19	113.92	0.01	vérifiée
287	IPE 400	19.34	81.01	0.00	vérifiée
288	IPE 400	23.21	97.21	0.01	vérifiée
289	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
290	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée
291	IPE 400	24.17	101.26	0.01	vérifiée

**Observation :**

Les poutres **107 109 114 et 116** ne vérifient pas la condition  $R < 1$ .

Pour que ces poutres vérifient la condition on doit augmenter leur section, pour cela on va les remplacer par des IPE 500.

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

**Tableau V-3 : Vérification des poutres en IPE 500.**

Poutre	Profilé	Lay	Laz	Ratio	Condition
107	IPE 500	33.19	157.46	0.90	vérifiée
109	IPE 500	33.19	157.46	0.90	vérifiée
114	IPE 500	33.19	157.46	0.93	vérifiée
116	IPE 500	33.19	157.46	0.94	vérifiée

**Observation :**

Tous les poutres **IPE 500** vérifient la condition  $R < 1$ .

Alors nous avons utilisé pour le système d'étalement : 168 poteaux de HEA 400 et 287 poutres en IPE 400 et 4 poutres en IPE 500.

**V-1-1-1-3 Les assemblages :**

Dans notre cas nous avons trois types d'assemblages, nous allons dimensionner chaque type d'assemblage par les barres les plus sollicitées qui lui convient.

Le calcul a été effectué par le logiciel Robot Structural Analysis 2018.

**a) Assemblage type A :**

Pour le type A nous avons un assemblage poutre-poteau, nous avons dimensionné l'assemblage par le nœud le plus sollicité.

**La note de calcul :**

**Général**

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Nœud de la structure: 58853

Barres de la structure: 709, 760

**Géométrie**

• **Poteau**

Profilé: HEA 400

Barre N°: 709

a = -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c$  = 390 [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc}$  = 300 [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc}$  = 11 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc}$  = 19 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

Profilé: HEA 400

$r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 158,98$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 45069,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E30

$\sigma_{ec} = 295,00$  [MPa] Résistance

- **Poutre**

Profilé : IPE 400

Barre N° : 760

$a = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 400$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 180$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 84,46$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 23128,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E30

$\sigma_{eb} = 295,00$  [MPa] Résistance

- **Boulons**

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

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_b = 84,15$  [kN] Résistance du boulon à la rupture

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 4$  Nombre de rangés des boulons  
 $h_1 = 90$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
Ecartement  $e_i = 70$  [mm]  
Entraxe  $p_i = 85;85;85$  [mm]

- **Platine**

$h_p = 540$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 180$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
Matériau: ACIER  
 $s_{ep} = 235,00$  [MPa] Résistance

- **Jarret inférieur**

$w_d = 180$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{fd} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_d = 140$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wd} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_d = 300$  [mm] Longueur de la platine  
 $a = 25,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
Matériau: ACIER  
 $s_{ebu} = 235,00$  [MPa] Résistance

- **Soudures d'angle**

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

- **Soudures d'angle**

$a_w = 7$  [mm] Soudure âme

$a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

**Efforts**

Cas: 8:  $1.35G+1.5Q(1+2)*1.35+3*1.50$

$M_y = 148,30$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_z = 152,75$  [kN] Effort tranchant

$F_x = 33,62$  [kN] Effort axial

**Résultats**

- **Distances de calcul**

Boulo n N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieurs	21	31			52	67	2	30							85
2	Centraux	21	31					2	30							85
3	Centraux	21	31					2	30							85
4	Centraux	21	31					2	30							85

$x = 63$  [mm] Zone comprimée  $x = e_s * \ddot{O}(b/e_a)$

- **Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique**

Boulon N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	452	158,32	137,91	384,57	624,14	84,15	>	77,42	100,00
2	367	81,32	107,82	141,24	624,14	84,15	>	63,66	100,00
3	282	81,32	107,82	141,24	624,14	84,15	>	49,90	100,00
4	197	81,32	107,82	141,24	624,14	84,15	>	36,14	100,00

$d_i$  – position du boulon

$F_t$  – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

$F_a$  – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

$F_s$  – effort transféré par la soudure

$F_p$  – effort transféré par l'aile du porteur

$F_b$  – effort transféré par le boulon

$F_i$  – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 77,42 < 84,15 \quad \text{vérifié} \quad (0,92)$$

### Traction des boulons

$$1.25 * F_{i\max} / A_s \leq S_{red} \quad |616,39| < 670,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,92)$$

### Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{F_{i\max}^2 + 2.36 * T_1^2} / A \leq S_{red} \quad |411,76| < 670,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,61)$$

$T_1 = 19,09$  [kN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 87,47$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 19,09 < 87,47 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

- **Vérification de la poutre**

$F_{res} = 386,98$  [kN] Effort de compression  $F_{res} = 2 * \sum F_i - 2 * N$

### Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$N_{c\ adm} = 921,90$  [kN] Résistance de la section de la poutre  $N_{c\ adm} = A_{bc} * S_e + N * A_{bc} / A_b$

$$F_{res} \leq N_{c\ adm} \quad 386,98 < 921,90 \quad \text{vérifié} \quad (0,42)$$

- **Vérification du poteau**

### Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$F_{res} \leq F_{pot}$	$386,98 < 921,58$	vérifié	(0,42)
------------------------	-------------------	---------	--------

**Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)**

$V_R = 794,88$ [kN]	Effort tranchant dans l'âme	$V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot s_e$
---------------------	-----------------------------	----------------------------------

$ F_{res}  \leq V_R$	$ 386,98  < 794,88$	vérifié	(0,49)
----------------------	---------------------	---------	--------

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,92

Toutes les conditions sont vérifiées.

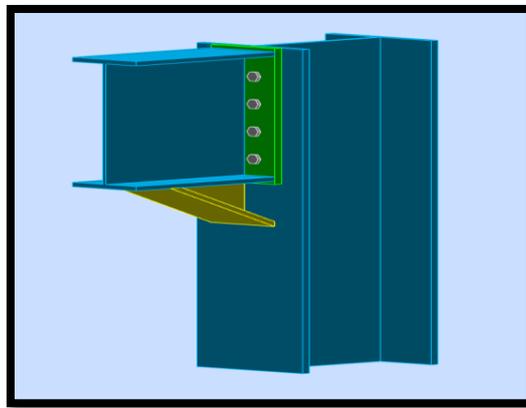


Figure V- 5 : Modèle 3D d'assemblage type A.

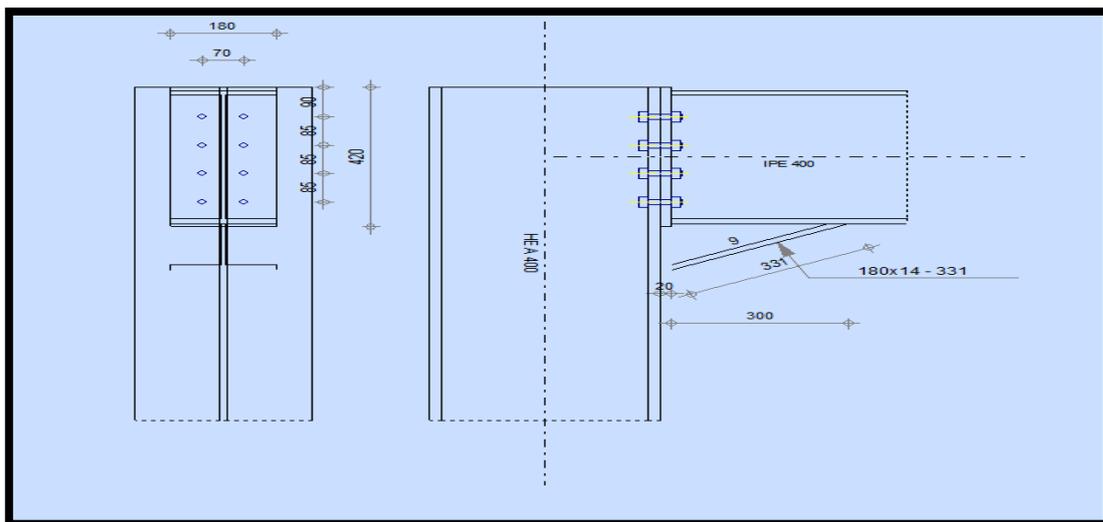


Figure V- 6 : Schéma d'assemblage type A.

**b) Assemblage type B :**

Pour le type B nous avons un assemblage poteau avec une dalle pleine de 15 cm d'épaisseur en béton armé, nous avons dimensionné l'assemblage par le nœud le plus sollicité.

**La note de calcul :**

**Général**

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Nœud de la structure: 58839

Barres de la structure: 848

**Géométrie :**

• **Poteau**

Profilé: HEA 400

Barre N°: 848

$\alpha =$  0,0 [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c =$  390 [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} =$  300 [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} =$  11 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} =$  19 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c =$  27 [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c =$  158,98 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau

$I_{yc} =$  45069,40 [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E30

$\sigma_{ec} =$  295,00 [MPa] Résistance

• **Plaque principale du pied de poteau**

$l_{pd} = 500$  [mm] Longueur

$b_{pd} = 500$  [mm] Largeur

$t_{pd} = 30$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E30

$\sigma_e = 295,00$  [MPa] Résistance

- **Ancrage**

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

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$d = 18$  [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$  [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

$n_H = 4$  Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 3$  Nombre de rangés des boulons

Ecartement  $e_{Hi} = 150;150$  [mm]

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

- **Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 20$  [mm]

$L_2 = 175$  [mm]

$L_3 = 0$  [mm]

- **Plaque d'ancrage**

$d = 100$  [mm] Diamètre

$t_{ap} = 16$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E30

$\sigma_e = 295,00$  [MPa] Résistance

- **Platine**

$l_{wd} = 30$  [mm] Longueur

$b_{wd} = 30$  [mm] Largeur

$t_{wd} = 15$  [mm] Epaisseur

- **Semelle isolée**

$L = 1000$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 1000$  [mm] Largeur de la semelle

$H = 150$  [mm] Hauteur de la semelle

- **Béton**

$f_{c28} = 25,00$  [MPa] Résistance

$f_{bc} = 14,17$  [MPa] Résistance

$n = 6,56$  ratio Acier/Béton

- **Soudures**

$a_p = 14$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

**Efforts :**

Cas: 13:  $G+Q-E_y (1+2+3)*1.00+6*-1.00$

$N = 308,37$  [kN] Effort axial

$Q_y = -37,77$  [kN] Effort tranchant

$Q_z = 24,32$  [kN] Effort tranchant

$M_y = 42,75$  [kN\*m] Moment fléchissant

$M_z = -57,86$  [kN\*m] Moment fléchissant

**Résultats :**

• Béton

Plan XZ :

$d_{tz} = 225$  [mm] Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y

$z_0 = 0$  [mm] Zone comprimée

$p_{my} = 0.00$  [MPa] Contrainte due à l'effort axial et au moment  $M_y$

$F_{ty} = 249.19$  [KN] Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage  $0.5*(M_y/d_{tz} + N)$

Plan XY :

$d_{ty} = 150$  [mm] Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z

**Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression**

$A = 167$  [mm]

$$A = I_{pd}/3$$

$B = -2188.24$  [cm<sup>2</sup>]

$$B = (M_z/N - 0.5 * b_{pd}) * I_{pd}$$

$C = -502.97$  [cm<sup>3</sup>]

$$C = 2 * n * A_{ty} * (d_{ty} + M_z/N)$$

$D = 20118.78$  [cm<sup>4</sup>]

$$D = -2 * n * A_{ty} * (d_{ty} + 0.5 * b_{pd}) * (d_{ty} + M_z/N)$$

$y_0 = 30$  [mm]

$$A * y_0^3 + B * y_0^2 + C * y_0 + D = 0$$

$p_{mz} = 4.03$  [MPa] Contrainte due à l'effort axial et au moment  $M_y$

$$p_{mz} = 2 * (M_z + N * d_{ty}) / [I_{pd} * y_0 * (d_{ty} + b_{pd}/2 - y_0/3)]$$

$F_{tz} = 338.12$  [MPa] Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage

$$F_{tz} = (M_z - N * (b_{pd}/2 - y_0/3)) / (d_{ty} + b_{pd}/2 - y_0/3)$$

**Vérification du béton pour la pression diamétrale**

$p_m = 4.03$  [Mpa] Contrainte max dans le béton

$$p_m = p_{mz}$$

La valeur du coefficient K est calculée automatiquement.

$$K = 1 + [3 - 4/3 * (b_{pd}/b + I_{pd}/a)] * \sqrt{[(1 - 4/3 * b_{pd}/b_b) * (1 - 4/3 * I_{pd}/a)]} \quad [B.A.E.L (A.8.4,12)]$$

$K = 1,56$  Coefficient de zone de pression diamétrale

$p_m \leq K \cdot \sigma_{bc}$	4,03 < 22,04	vérifié	(0,18)
--------------------------------	--------------	---------	--------

- Ancrage**

$N_{ty} = 83,06$  [kN] Effort de traction dû à l'effort axial et au moment  $M_y$        $N_{ty} = F_{ty}/n$

$N_{tz} = 84,53$  [kN] Effort de traction dû à l'effort axial et au moment  $M_y$        $N_{tz} = F_{tz}/n$

$N_t = 90,50$  [kN] Force de traction max dans le boulon d'ancrage       $N_t = N_{ty} + N_{tz} - N/n$

**Vérification de la semelle tendue du poteau**

$l_1 = 150$  [mm]       $l_1 = 0.5 \cdot b_{fc}$

$l_2 = 94$  [mm]       $l_2 = \pi \cdot a_2$

$l_3 = 122$  [mm]       $l_3 = 0.5 \cdot [(b_{fc} - s) + \pi \cdot a_2]$

$l_4 = 122$  [mm]       $l_4 = 0.5 \cdot (s + \pi \cdot a_2)$

$l_{eff} = 94$  [mm]       $l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$

$N_t \leq l_{eff} \cdot t_{fc} \cdot \sigma_{ec}$	90,50 < 528,26	vérifié	(0,17)
---	----------------	---------	--------

**Adhérence**

$v = 175$  [mm] Pince ancrage-bord de la fondation  $v = \min(l_2; 0.5 \cdot (B - \sum e_{Vi}); 0.5 \cdot (L - \sum e_{Hi}))$

$N_t \leq \pi \cdot d \cdot \tau_s \cdot l_2 + 3 \cdot \sigma_{bc} \cdot \pi \cdot (r^2 - d^2/4) \cdot (1 - r/v)$	90,50 < 243,17	vérifié	(0,37)
---	----------------	---------	--------

**Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige**

$N_t \leq 0.8 \cdot A_s \cdot \sigma_e$	90,50 < 102,91	vérifié	(0,88)
---	----------------	---------	--------

**Résistance un effort incliné sur le plan du joint**

$ T_z  \leq \sqrt{[\sigma_e^2 \cdot A_b^2 - N^2]}/1.54$	$ 2,03  < 93,82$	vérifié	(0,02)
---	------------------	---------	--------

$ T_y  \leq \sqrt{[\sigma_e^2 \cdot A_b^2 - N^2]}/1.54$	$ -3,15  < 93,82$	vérifié	(0,03)
---	-------------------	---------	--------

- Platine**

**Zone de traction**

$M_{11'} = 8,15$  [kN\*m] Moment fléchissant       $M_{11'} = n_v \cdot N_t \cdot (d_{tz} - h_c/2)$

$$M_{11'} \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6 \quad 8,15 < 22,13 \quad \text{vérifié} \quad (0,37)$$

### Cisaillement

$$V_{11'} = 271,51 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant} \quad V_{11'} = n_v * N_t$$

$$V_{11'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * b_{pd} * t_{pd} / 1.5 \quad 271,51 < 1703,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

$$t_{pmin} = 5 \text{ [mm]} \quad t_{pmin} = V_{11'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$$

$$t_{pd} > t_{pmin} \quad 30 > 5 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

### Traction

$a_1 = 10 \text{ [mm]}$  Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage

$$a_1 = a_2 - \sqrt{2} a_p$$

$a_2 = 30 \text{ [mm]}$  Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage

$$a_2 = (\sum e_{hi} - h_c) / 2$$

$s = 150 \text{ [mm]}$  Entraxe verticale des boulons d'ancrage

$$s = \min(e_{hi})$$

$$N_t [\text{daN}] \leq 375 * t_{pd} [\text{mm}] * [(a_2 / a_1) * (s / (s + a_2))] \quad 9050,31 < 27570,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,33)$$

### Zone comprimée

$$M_{22'} = 1,34 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant} \quad M_{22'} = \rho_m * b_{pd} * z_0 * [0.5 * (l_{pd} - h_c) - z_0 / 3]$$

$$M_{22'} \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6 \quad 1,34 < 22,13 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

### Cisaillement

$$V_{22'} = 29,76 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant}$$

$$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * b_{pd} * t_{pd} / 1.5 \quad 29,76 < 1703,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

$$t_{pmin} = 1 \text{ [mm]} \quad t_{pmin} = V_{22'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$$

$$t_{pd} > t_{pmin} \quad 30 > 1 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

$$M_3 = 10,08 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant} \quad M_3 = 0.125 * \rho_m * b_{pd} * (b_{pd} - b_{fc})^2$$

$$M_3 \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6 \quad 10,08 < 22,13 \quad \text{vérifié} \quad (0,46)$$

$t_{pd} \geq 0.139 * (l_{pd} - h_c) * p_m^{1/3}$	$30 > 11$	vérifié	(0,38)
--	-----------	---------	--------

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,88

Toutes les conditions sont vérifiées.

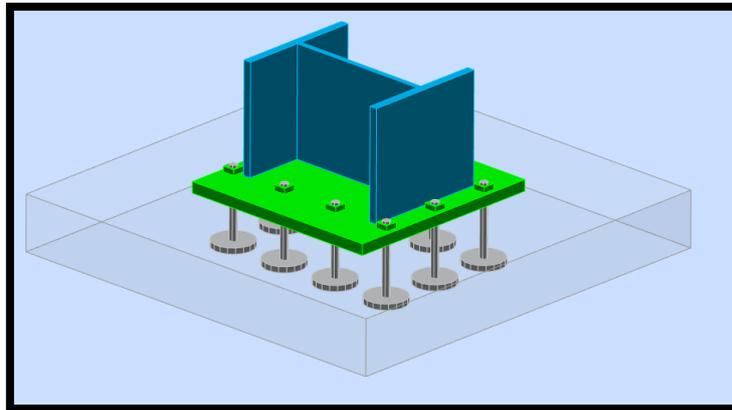


Figure V- 7 : Modèle 3D d'assemblage type B.

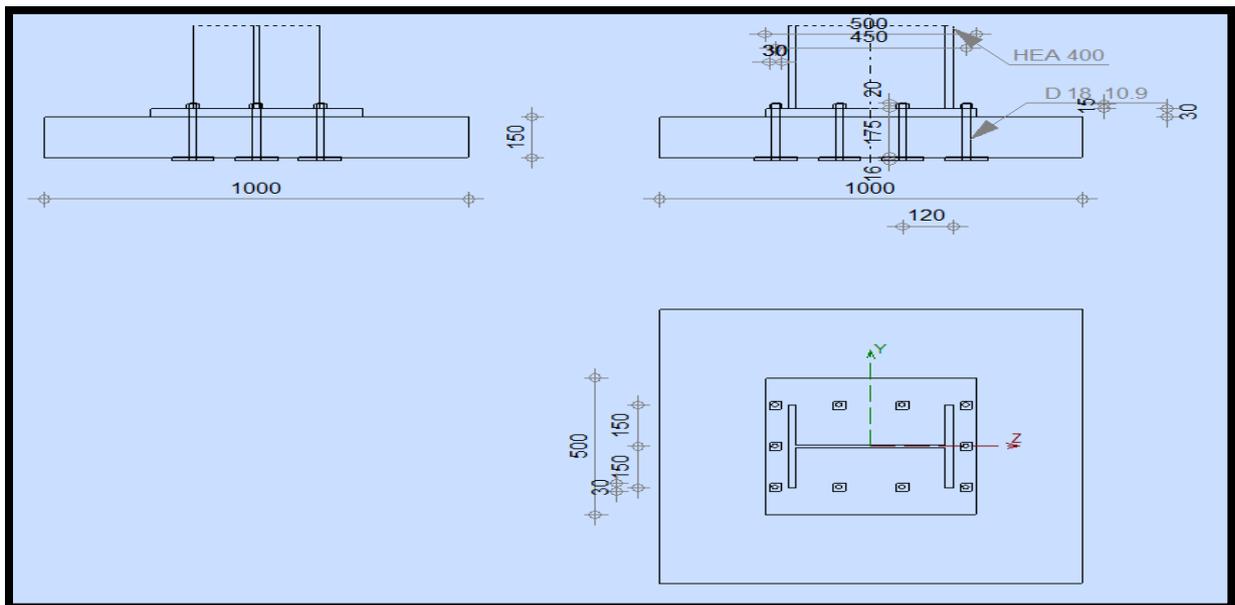


Figure V- 8 : Schéma d'assemblage type B.

**c) Assemblage type C :**

Pour le type C nous avons un assemblage poteau avec semelle filante de 60 cm d'épaisseur en béton armé, nous avons dimensionné l'assemblage par le nœud le plus sollicité.

**Note de calcul :**

**Général**

Assemblage N°: 5  
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
Noeud de la structure: 58790  
Barres de la structure: 560

**Géométrie**

• **Poteau**

Profilé: HEA 400  
Barre N°: 560  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 390$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 11$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 158,98$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 45069,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
Matériau: ACIER E30  
 $\sigma_{ec} = 295,00$  [MPa] Résistance

• **Plaque principale du pied de poteau**

$l_{pd} = 400$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 400$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 25$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_e = 235,00$  [MPa] Résistance

- **Ancrage**

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

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$d = 20$  [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 20$  [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

$n_H = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 2$  Nombre de rangées des boulons

Ecartement  $e_{Hi} = 300$  [mm]

Entraxe  $e_{Vi} = 250$  [mm]

- **Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 60$  [mm]

$L_2 = 400$  [mm]

$L_3 = 120$  [mm]

- **Plaque d'ancrage**

$l_{ap} = 100$  [mm] Longueur

$b_{ap} = 100$  [mm] Largeur

$t_{ap} = 16$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_e = 235,00$  [MPa] Résistance

- **Platine**

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

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

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

- **Semelle isolée**

$L = 1775$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 2000$  [mm] Largeur de la semelle

$H = 600$  [mm] Hauteur de la semelle

- **Béton**

$f_{c28} = 25,00$  [MPa] Résistance

$\sigma_{bc} = 14,17$  [MPa] Résistance

$n = 7,00$  ratio Acier/Béton

- **Soudures**

$a_p = 14$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

### Efforts

Cas: 11:  $G+Q-Ex (1+2+3)*1.00+5*-1.00$

$N = -991,88$  [kN] Effort axial

$Q_y = 3,60$  [kN] Effort tranchant

$Q_z = -40,30$  [kN] Effort tranchant

$M_y = 79,87$  [kN\*m] Moment fléchissant

$M_z = -2,65$  [kN\*m] Moment fléchissant

### Résultats

- **Béton**

Plan XZ

$d_{tz} = 150$  [mm] Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y

$z_0 = 358$  [mm] Zone comprimée

$$z_0 = 3*(0,5*I_{pd} - M_y/N)$$

$p_{my} = 13,84$  [MPa] Contrainte due à l'effort axial et au moment  $M_y$   $p_{my} = (2*N)/(z_0*b_{pd})$

$F_{ty} = 0,00$  [kN] Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage

Plan XY

$d_{ty} = 125$  [mm] Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z

$y_0 = 400$  [mm] Zone comprimée  $y_0 = b_{pd}$

$p_{mz} = 6,45$  [MPa] Contrainte due à l'effort axial et au moment  $M_z$   $p_{mz} = (6*M_z + N * b_{pd}) / (l_{pd}*b_{pd}^2)$

$F_{tz} = 0,00$  [kN] Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage

### Vérification du béton pour la pression diamétrale

$p_m = 14,09$  [MPa] Contrainte maxi dans le béton  $p_m = p_{my} + p_{mz} - |N|/(l_{pd}*b_{pd})$

La valeur du coefficient K est calculée automatiquement avec RSA

$h_b = 1775$  [mm]  $h_b = 2*[(b/2-0.5*(n_v-1)*a_v) + a_h]$

$b_b = 1725$  [mm]  $b_b = \max(2*(b/2-0.5*(n_v-1)*a_v) + a_v, b_{pd})$

$K = \max(1.1; 1+(3-b_{pd}/b_b-l_{pd}/h_b) * \sqrt{[(1-b_{pd}/b_b)*(1-l_{pd}/h_b)])}$  [Lescouarc'h (1.c)]

$K = 2,96$  Coefficient de zone de pression diamétrale

$p_m \leq K*\sigma_{bc}$   $14,09 < 41,95$  **vérifié** (0,34)

### Résistance un effort incliné sur le plan du joint

$|T_z| \leq (\sigma_e*A_b)/1.54 + 0.3*N$   $|-10,08| < 136,68$  **vérifié** (0,07)

$|T_y| \leq (\sigma_e*A_b)/1.54 + 0.3*N$   $|0,90| < 136,68$  **vérifié** (0,01)

- **Platine**

### Zone comprimée

$M_{22'} = 0,07$  [kN\*m] Moment fléchissant  $M_{22'} = b_{pd}/24 * (l_{pd}-h_c)^2*(p+2*p_m)$

$M_{22'} \leq \sigma_e*b_{pd}*t_{pd}^2/6$   $0,07 < 9,79$  **vérifié** (0,01)



### **V-1-1-2 Le déchargement de la structure (le curage) :**

Cette technique consiste à retirer les éléments non constructifs (non structurels) à l'intérieur du bâtiment, c'est-à-dire les revêtements, les cloisons, la menuiserie, maçonnerie.....etc.

Dans notre cas on va réaliser cette technique au RDC, 1<sup>er</sup> étage et 2<sup>ème</sup> étage.

Pour réaliser le curage il faut suivre les étapes suivantes :

#### **1) 1<sup>ère</sup> étape :**

Avant de commencer les travaux de curage, on va résilier tous les réseaux (gaz, eau, électricité....). Cette action permet d'éviter toutes sources de danger durant les travaux.

#### **2) 2<sup>ème</sup> étape :**

Elle consiste à sécuriser la zone d'intervention, pour cela on va poser une clôture de sécurité autour du bâtiment pour interdire l'accès au public.

#### **3) 3<sup>ème</sup> étape :**

On attaque par la suite les travaux du curage, pour cela il existe des équipements spécifiques à ce type de travaux.

On va procéder à l'élimination élément par élément comme suit :

#### **La menuiserie :**

On doit enlever le châssis d'une fenêtre ou bien une porte en le soulevant vers le haut, après il faut qu'on fractionne le cadre par une coupe oblique est faite au ses coins par une scie. Enfin on utilise un pied -de-biche pour enlever les parties fixes de cadre.

#### **Attention :**

Le port de lunettes de sécurité est fortement recommandé.

#### **Les cloisons :**

La procédure est simple, il suffit d'enlever une par une les plaques de plâtres avec une masse. Pour cela, on commence par faire un trou au centre de la cloison, ensuite on retire avec précaution les plaques puis les isolants situés derrière la cloison, une fois les plaques et les isolants enlevés on démonte les fixations métalliques.

#### **Attention :**

Le port de lunettes, casque et gants de sécurité est fortement recommandé.

#### **Le revêtement :**

Pour cette action on va utiliser un marteau burineur avec un burin large, on commence par retirer un premier carreau de carrelage en le découplant avec la pointe du burin au niveau d'une jointure, après on porte un petit coup de pression en inclinant légèrement l'appareil.

La suite de l'opération devrait être facile, on doit positionner la tête du marteau entre le carrelage et le mortier en poussant pour retirer les carreaux les uns après les autres.

Enfin on va enlever le mortier, pour cela on gratte la dalle en béton avec le marteau burineur puis on balaye la surface pour enlever les débris.

**Attention :**

Le port de lunettes, masque anti-poussière et des bouchons d'oreilles est fortement recommandé.

**Les panneaux préfabriqués :**

On doit utiliser une perceuse à percussion ou bien un marteau piqueur, pour cela on monte une longue mèche épaisse et on commence à perforer le panneau en réalisant plusieurs trous espacés d'une dizaine de centimètres, ensuite on utilise la masse pour démolir le béton du panneau.

Après l'élimination du béton, on utilise une meuleuse à disque pour fer du béton afin de couper les armatures.

**Attention :**

Le port de lunettes, masque anti-poussière, des chaussures de sécurité, des casques de chantier et des bouchons d'oreilles est fortement recommandé.

**V-1-1-3 La démolition des éléments ruinés :**

Dans notre cas, on va démolir les voiles porteurs, les plancher et les escaliers du RDC et 1<sup>er</sup> étage.

On ne peut pas effectuer une démolition mécanique car les engins de démolition (la pince, la pelle, le bouteur.....) n'avait pas une accessibilité pour démolir à cause du système d'étaie, mais parce qu'il y a aussi un risque énorme que les engins pourraient botter une barre du système d'étaie et causer un désastre.

Pour cela on va effectuer une démolition manuelle.

La démolition doit passer par les étapes suivantes :

**1) La démolition des plancher et des escaliers :**

On commence par tracer des lignes de trous avec la pointe du marteau piqueur, en suite on le place sur la fissure pour détacher le morceau rapidement. On utilise une masse pour casser le béton et une meuleuse pour couper les armatures.

Enfin il ne reste plus qu'à évacuer les gravats quand la dalle est complètement brisée.

## 2) La démolition des voiles :

Pour démolir les voiles on va utiliser une scie murale, lorsque l'effondrement est atteint on utilise un marteau piqueur pour briser le béton en petits morceaux.

### V-1-1-4 Le chemisage des semelles :

Dans cette étape on va faire un chemisage pour les semelles filantes existantes, le principe de processus est de fondre l'ensemble des semelles dans un radier général (sans nervure).

Pour cela, on commence par dimensionner et calculer notre radier.

#### Le radier :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Les charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

Les radiers sont généralement utilisés dans le cas où les semelles sont endommagées ou ne peuvent pas supporter les charges de la superstructure.

On opte pour un radier non-nervuré, car il offre une facilité d'exécution dans notre cas.

#### V-1-1-4-1 Pré dimensionnement du radier :

##### ➤ Condition de rigidité :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}}$$

$L_{\max}$  : la distance maximale entre deux files parallèles.  $L_{\max} = 6.04 \text{ m}$

$L_e$  : longueur élastique (hauteur du libage).

E : module d'élasticité du béton E = 32 164.2 MPa.

I : inertie de la section du radier (valeur obtenues à l'aide d'**AUTOCAD 2011**)

K : module de résistance du sol. (On a un sol meuble donc  $K = 2 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ ).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

On a :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{I \times 12}{b}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{\pi^4 \times E}} = 0.74 \text{ m}$$

On adopte :  $h_r = 75 \text{ cm}$

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{604}{8} \leq h_r \leq \frac{604}{5}$$

$$75.5 \leq h_r \leq 120.8$$

Alors on adopte :  $h_r = 80 \text{ cm}$

➤ **La surface du radier :**

La surface est déterminée on vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{26632.46}{120}$$

$N_s$  : Effort normal à l'état limite service.

$\sigma_s$  : Capacité portante du sol.  $\sigma_s = 1.2 \text{ bar} = 120 \text{ KN/m}^2$

$$S_{\text{rad}} \geq 221.94 \text{ m}^2$$

D'après le logiciel **AUTOCAD 2011** on a la surface du bâtiment  $S_{\text{bat}} = 338.79 \text{ m}^2$ , et donc par conséquence supérieure à la surface nécessaire du radier. A cet effet nous avons prévu un débord minimum

➤ **Calcul du débord D :**

$$D \geq \max (h_r/1 ; 30 \text{ cm}) \longrightarrow D \geq \max ( 80/2 ; 30 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{\text{rad}} = 338.79 + S_{\text{débord}} \longrightarrow S_{\text{débord}} = D \times P_b \quad (P_b : \text{périmètre du bâtiment})$$

$$S_{\text{débord}} = 0.4 \times 81.72 = 32.69 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 338.79 + 32.69 = 371.48 \text{ m}^2$$

#### V-1-1-4-2 détermination des efforts :

##### 1. La superstructure :

$$G_{\text{superstructure}} = 23652.45 \text{ KN} ; Q_{\text{superstructure}} = 3042.12 \text{ KN}$$

##### 2. L'infrastructure :

###### • Le poids du voile périphérique :

$$e = 25 \text{ cm} , L = 81.72 \text{ m} , h = 3.8 \text{ m}$$

$$G_{\text{voile périphérique}} = L \times h \times e \times 25 = 1940.85 \text{ KN}$$

###### • Le poids du radier :

$$G_{\text{radier}} = S_{\text{rad}} \times h_r \times 25 = 7429.6 \text{ KN}$$

###### • Le poids de l'infrastructure :

$$G_{\text{infrastructure}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{voile périphérique}} = 9370.45$$

Alors :

$$G_{\text{totale}} = G_{\text{superstructure}} + G_{\text{infrastructure}} = 33022.9 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{totale}} = 3042.12 \text{ KN}$$

$$\mathbf{A \text{ l'ELU}} : N_u = 1.35G + 1.5Q = 49144.10 \text{ KN}$$

$$\mathbf{A \text{ l'ELS}} : N_u = G + Q = 36065.02 \text{ KN}$$

#### V-1-1-4-3 Les vérifications :

##### ➤ Vérification au poinçonnement :

D'après le **CBA93 (article A.5.2.4.2)** il faut que :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : L'effort normal max à l'ELU sur le poteau/voile.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = a + h_r = 0.25 + 0.80 = 1.05 \text{ m} \\ B = b + h_r = 1.00 + 0.80 = 1.80 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$U_c = 2 \times (0.85 + 1.60) = 5.7 \text{ m}$$

$$N_u = 2607.95 \text{ KN}$$

$$0.045 \times 4.9 \times 0.6 \times \frac{25000}{1.5} = 3420 \text{ KN}$$

$N_u \leq 3420 \text{ KN}$  ..... **condition vérifiée.**

➤ **Vérification au cisaillement :**

D'après le **CBA93 (article A.5.1.2.1.1)** il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

On considère une bande de **b** = 1 m, de longueur **d** = 0.9 ×  $h_r$  = 0.9 × 0.8 = 0.72 m

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} = \frac{49144.10 \times 6.04}{2 \times 371.48} = 399.53 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{399.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 0.555 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa} \text{ ..... } \mathbf{Condition\ vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition dans les sens transversal et longitudinal.

$$\text{Il faut que : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq 1.5\sigma_{\text{sol}} \quad \text{Avec } \sigma_{(\text{max},\text{min})} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

$\sigma_{\text{max}}$  et  $\sigma_{\text{min}}$  : La contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

**N** : L'effort normal dû aux charges verticales.

**M** : moment d'excentricité dus aux charges verticales. (**M=N×e**)

On a obtenu Les inerties et le centre de gravité du radier en utilisant le logiciel **AUTOCAD 2011.**

$$I_x = 9089.88 \text{ m}^4$$

$$X_G = 9.85 \text{ m}$$

$$I_y = 9533.11 \text{ m}^4$$

$$Y_G = 9.13 \text{ m}$$

Les résultats sont présentés sous forme du tableau suivant :

**Tableau V-4 : Vérification des contraintes (radier).**

	ELU		ELS	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
<b>N (KN)</b>	49144.10	49144.10	36065.02	36065.02
<b>e (m)</b>	0.14	0.80	0.14	0.80
<b>M (KN.m)</b>	6880.174	39315.28	5049.11	28852.02
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	371.48	371.48	371.48	371.48
<b>X<sub>G</sub>, Y<sub>G</sub> (m)</b>	9.85	9.13	9.85	9.13
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	9089.88	9533.11	9089.88	9533.11
<b>σ<sub>max</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	139.75	169.95	102.56	124.72
<b>σ<sub>min</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	124.84	94.64	91.62	69.46
<b>σ<sub>moy</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	136.03	151.13	99.83	110.91
<b>1.5σ<sub>sol</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	180	180	180	180
<b>Condition</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

➤ **Vérification de la stabilité de renversement :**

Selon le **RPA99/2003**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

• **Sens X-X :**

$$e = \frac{16687.31}{23652.45} = 0.71 \text{ m} < \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ m} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

• **Sens Y-Y :**

$$e = \frac{17054.03}{23652.45} = 0.73 \text{ m} < \frac{6.04}{4} = 1.51 \text{ m} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

Il faut vérifier que :  $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

$N = 33022.90 \text{ KN}$

$H = 3.8 \text{ m}$  (la hauteur de la partie ancrée du bâtiment)

$F_s = 1.5$  (coefficient de sécurité)

$S_{rad} = 371.48 \text{ m}^2$

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau)

$1.5 \times 3.8 \times 371.48 \times 10 = 21174.36 \text{ KN}$

$N > 19311.03 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$

#### V-1-1-4-4 Le ferrailage :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau qui a la plus longue travée et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

On doit calculer le coefficient  $\alpha$  pour déterminer si la dalle du radier travaille dans un seul sens ou bien dans les deux sens.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.39}{6.04} = 0.56$$

$0.4 < \alpha < 1 \rightarrow$  Alors la dalle travaille dans les deux sens.

Dans ce cas on dispose les armatures calculées dans les deux sens.

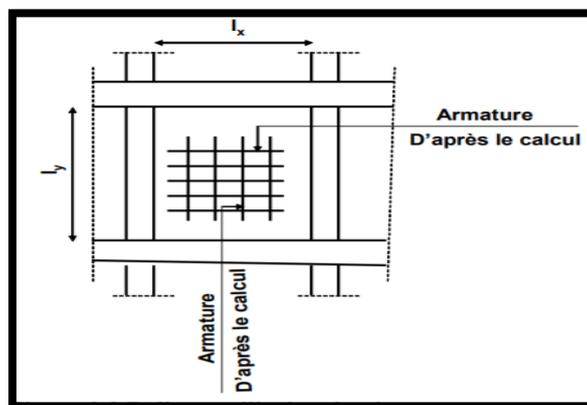


Figure V- 11 : Dalle travaille dans les deux sens.

Pour calculer la dalle on va utiliser les annexes F3 des règles de BAEL.

On considère que la dalle est soit isolée, soit qu'elle repose sur des appuis articulés dans le cas où elle se situe parmi un ensemble de panneaux. Le panneau porte dans les deux sens  $L_x$  et  $L_y$ .

Dans notre cas on a un panneau intermédiaire :

Moment en travées : ( $M_{tx} = 0,85.M_x$  ;  $M_{ty} = 0,85.M_y$ )

Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,50.M_x$  ;  $M_{ay} = 0,50.M_y$ )

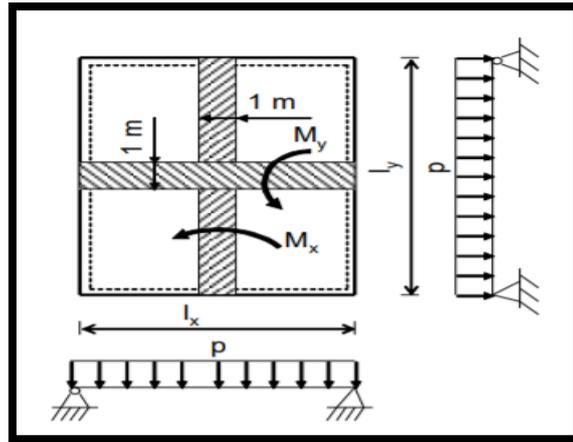


Figure V- 12 : Calcul des moments d'une dalle qui travaille dans les deux sens.

➤ **Calcul des sollicitations :**

**ELU : v=0**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{49144.10}{371.48} = 132.30 \text{ KN/m}^2$$

**ELS : v=0.2**

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{36065.02}{371.48} = 97.10 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul des moments :**

**ELU : v=0**

$$q_u = 132.30 \text{ KN/m}^2$$

Pour  $\alpha=0.56$

$$\mu_x = 0.0894 \quad ; \quad \mu_y = 0.250$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0894 \times 132.30 \times 3.39^2 = 135.93 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.250 \times 135.93 = 33.99 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 135.93 = 101.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 33.99 = 25.50 \text{ KN.m}$$

Les moments en appui :

$$M_{ax} = 0.50 \times M_x = 0.50 \times 135.93 = 67.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_y = 0.50 \times 33.99 = 17 \text{ KN.m}$$

**ELS : v=0.2**

$$q_s = 97.10 \text{ KN/m}^2$$

Pour  $\alpha=0.56$

$$\mu_x = 0.0936 \quad ; \quad \mu_y = 0.415$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0936 \times 97.10 \times 3.39^2 = 104.45 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.415 \times 104.45 = 43.35 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 104.45 = 78.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 43.35 = 32.52 \text{ KN.m}$$

Les moments en appui :

$$M_{ax} = 0.50 \times M_x = 0.50 \times 104.45 = 52.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_y = 0.50 \times 43.35 = 21.68 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du ferrailage :**

**Pourcentage minimale des aciers :**

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 0.23 \times 1 \times 0.72 \times 2.1/400 = 8.69 \text{ cm}^2$$

• **Sens Y-Y :**

D'après le **BAEL 91 chapitre 13 article 6.3 :**

$$A_{y\min} = \begin{cases} 6 h_0 \text{ pour les aciers FeE500} \\ 8 h_0 \text{ pour les aciers FeE400} \\ 12 h_0 \text{ pour les ronds lisses} \end{cases} \quad (h_0 \text{ est exprimée en mètre})$$

On a des aciers FeE400 :

$$A_{y\min} = 8 \times 0.8 = 6.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens X-X :**

D'après le **BAEL 91 chapitre 13 article 6.3 :**

$$A_{x\min} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{y\min} = \frac{3-0.56}{2} \times 6.4 = 7.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Espacement maximale (BAEL 91 chapitre 13 article 6.4.3) :**

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3h_r) \longrightarrow S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 240 \text{ cm})$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(33 \text{ cm}, 3h_r) \longrightarrow S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 320 \text{ cm})$$

$$S_{ty} \leq 40 \text{ cm}$$

**Exemple de calcul :**

- **Sens X-X :  $A_{x\min} = 7.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $A_{\min} = 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

**1. En travée :**

$$M_{tx} = 101.95 \text{ KN.m} ; b=1\text{m} ; d=0.9h=0.72 \text{ m} ; F_{bu} = 0.85f_{c28}/\gamma_b = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{101.95 \times 10^6}{1000 \cdot 720^2 \cdot 14.17} = 0.0139$$

$$\alpha_{lu} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} \times \xi_e}$$

$$\xi_e = \frac{f_e}{\gamma_b \times E} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_{lu} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.66794$$

$$\mu_{lu} = 0.8 \alpha_{lu} (1 - 0.4 \alpha_{lu}) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.0139 < \mu_{lu} = 0.392$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.  $A' = 0$

Alors on utilise la méthode simplifiée :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0175$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.715 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{tx}}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{101.95 \times 10^6}{715 \times 400 / 1.15} = 409.7 \text{ mm}^2/\text{ml} = 4.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{x\min}, A_{\min}, A_u) = 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 5 barres de HA 16 pour chaque mètre linéaire.  $5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_{tx} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm, les deux premières barres doit disposer sur un espacement de } St/2=10 \text{ cm.}$$

## 2. En appui :

$$M_{ax} = 67.97 \text{ KN.m ; } b=1\text{m ; } d=0.9h=0.72 \text{ m ; } F_{bu} = 0.85f_{c28}/\gamma_b = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{67.97 \times 10^6}{1000 \cdot 720^2 \cdot 14.17} = 0.00925$$

$$\alpha_{lu} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} \times \xi_e}$$

$$\xi_e = \frac{f_e}{\gamma_b \times E} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_{lu} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.66794$$

$$\mu_{lu} = 0.8 \alpha_{lu} (1 - 0.4 \alpha_{lu}) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.00925 < \mu_{lu} = 0.392$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.  $A' = 0$

Alors on utilise la méthode simplifié :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0116$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.717 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{ax}}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{67.97 \times 10^6}{717 \cdot 400 / 1.15} = 272.41 \text{ mm}^2/\text{ml} = 2.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_{x\min}, A_{\min}, A_u) = 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 5 barres de HA 16 pour chaque mètre linéaire.  $5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_{ax} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm, les deux premières barres doit disposer sur un espacement de } St/2=10 \text{ cm.}$$

- Sens Y-Y :  $A_{y\min} = 6.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ,  $A_{\min} = 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$

## 1. En travée :

$$M_{ty} = 25.50 \text{ KN.m ; } b=1\text{m ; } d=0.9h=0.72 \text{ m ; } F_{bu} = 0.85f_{c28}/\gamma_b = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{25.50 \times 10^6}{1000 \cdot 720^2 \cdot 14.17} = 0.00347$$

$$\alpha_{lu} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} \times \xi_e}$$

$$\xi_e = \frac{f_e}{\gamma_b \times E} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_{lu} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.66794$$

$$\mu_{lu} = 0.8 \alpha_{lu} (1 - 0.4 \alpha_{lu}) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.00347 < \mu_{lu} = 0.392$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.  $A' = 0$

Alors on utilise la méthode simplifiée :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.00435$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.719 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{ty}}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{25.50 \times 10^6}{719 \times 400 / 1.15} = 101.92 \text{ mm}^2/\text{ml} = 1.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_{ymin}, A_{min}, A_u) = 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 5 barres de HA 16 pour chaque mètre linéaire.  $5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_{ty} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}, \text{ les deux premières barres doit disposer sur un espacement de } St/2 = 10 \text{ cm.}$$

## 2. En appui :

$$M_{ay} = 17 \text{ KN.m} ; b = 1\text{m} ; d = 0.9h = 0.72 \text{ m} ; F_{bu} = 0.85f_{c28} / \gamma_b = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{17 \times 10^6}{1000 \cdot 720^2 \cdot 14.17} = 0.00231$$

$$\alpha_{lu} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} \times \xi_e}$$

$$\xi_e = \frac{f_e}{\gamma_b \times E} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_{lu} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.66794$$

$$\mu_{lu} = 0.8 \alpha_{lu} (1 - 0.4 \alpha_{lu}) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.00231 < \mu_{lu} = 0.392$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.  $A' = 0$

Alors on utilise la méthode simplifiée :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.00289$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.720 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{ay}}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{17 \times 10^6}{720 \times 400 / 1.15} = 67.85 \text{ mm}^2/\text{ml} = 0.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_{ymin}, A_{min}, A_u) = 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 5 barres de HA 16 pour chaque mètre linéaire. 5HA16 = 10.05 cm<sup>2</sup>/ml

$$S_{ay} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm, les deux premières barres doit disposer sur un espacement de } St/2 = 10 \text{ cm.}$$

**Remarque :**

Pour la longueur du recouvrement on prend  $L_r \geq 60\phi = 60 \times 1.6 = 96 \text{ cm}$

$$L_r = 100 \text{ cm}$$

**Ferraillage du débord :**

Le débord du radier et assimilé à une console de longueur  $L=0.4\text{m}$ . Le calcul sera en flexion simple pour une bande de 1 m.

$$b = 1\text{m} ; d=0.72\text{m} ; L=0.4\text{m} ; h_r=0.8\text{m}$$

$$q_u = 132.30 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{u\max} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{132.30 \times 0.4^2}{2} = 10.59 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 97.10 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{s\max} = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{97.10 \times 0.4^2}{2} = 7.77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.00144 < \mu_{lu} = 0.392$$

$$\alpha = 0.00180$$

$$Z = 0.719 \text{ m}$$

$$A_u = 42.35 \text{ mm}^2/\text{ml} = 0.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_{ymin}, A_{min}, A_u) = 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 5 barres de HA 16 pour chaque mètre linéaire. 5HA16 = 10.05 cm<sup>2</sup>/ml

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm, les deux premières barres doit disposer sur un espacement de } St/2 = 10 \text{ cm.}$$

**Remarque :**

Pour des raisons constructives il faut ajouter des chaises entre les deux nappes, pour le but de supporter la nappe supérieure par rapport au nappe inférieure. Les chaises son des armatures sous forme bateau.

**Les vérifications (débord) :**

**1. Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{132.30 \times 0.4}{2} = 26.46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{26.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 0.037 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.037 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires. Alors on va adopter des cadres T8.

**2. Vérification à l'ELS :**

Pour que la contrainte maximale du béton comprimé soit vérifiée, il faut que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Tableau V-5 :** Vérification de la contrainte service limite pour le béton (radier).

	$M_u$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$\gamma$	$\alpha$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Condition
<b>Travée X-X</b>	101.95	78.34	1.30	0.0175	0.4	vérifiée
<b>Appui X-X</b>	67.97	52.23	1.30	0.0116	0.4	vérifiée
<b>Travée Y-Y</b>	25.50	32.52	0.79	0.00435	0.15	vérifiée
<b>Appui Y-Y</b>	17.00	21.68	0.79	0.00289	0.15	vérifiée
<b>Débord</b>	10.59	7.77	1.36	0.00180	0.43	vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage :**

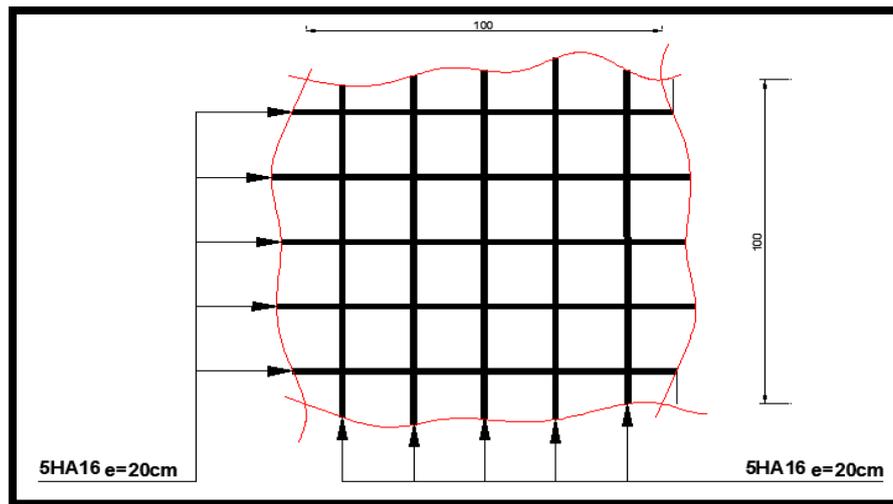


Figure V- 13 : Schéma de ferrailage du radier.

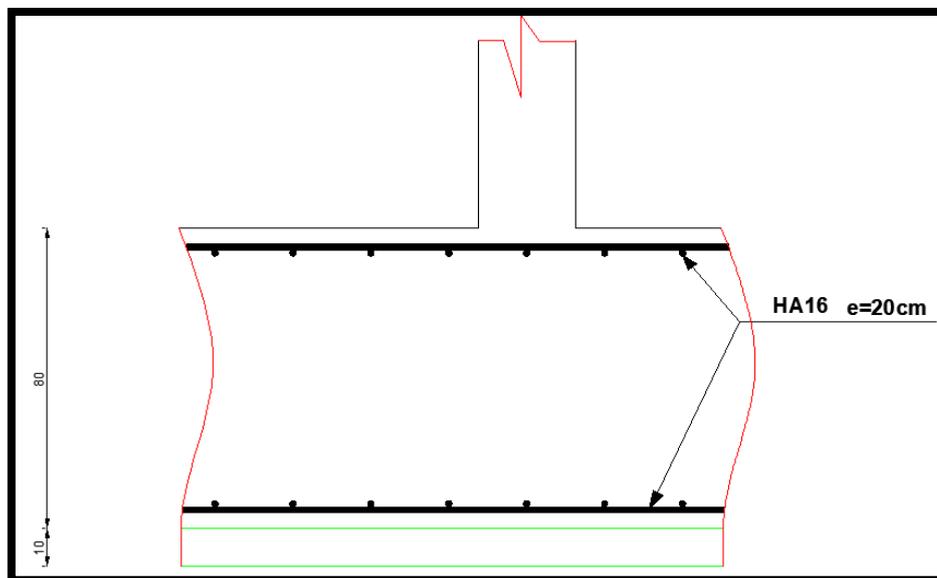


Figure V- 14 : Schéma de ferrailage du radier.

#### V-1-1-4-5 Le chemisage des semelles :

Pour lier les semelles filantes existantes avec le radier, on va utiliser des scellements chimiques à base de résine avec ancrages des agrafes métallique T12.

Pour effectuer cette technique, on va nettoyer la surface du béton des semelles filantes qui est en contact avec le béton du radier avec un sablage. Après on va percer des trous de 12 mm de diamètre et de 20 cm de profondeur pour l'ancrage des armatures du radier.

Il faut nettoyer les trous plusieurs fois avec un compresseur et une brosse métallique cylindrique afin d'éliminer toute poussière dans les trous. Après on va injecter le scellement chimique à base de résine dans les trous. Après la pose du ferrailage du radier on place les agrafes métalliques sous forme de cadres tous les 30 cm.

Ce processus est présenté dans le schéma ci-dessous :

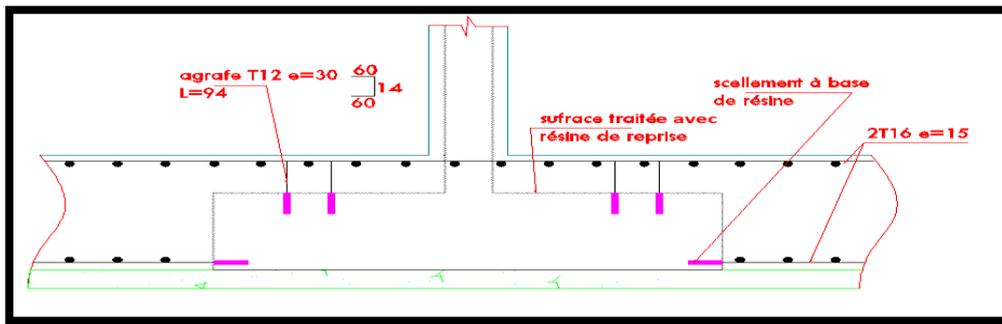


Figure V- 15 : Schéma de chemisage des semelles.

#### V-1-1-5 Création des étages démolis :

Dans cette étape on va créer les voiles, les planchers et les escaliers du RDC et 1<sup>er</sup> étage.

##### V-1-1-5-1 Les voiles :

Dans une structure, les voiles de contreventement jouent un rôle des éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, mais aussi ils sont particulièrement efficaces pour la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes.

Les voiles sont calculés en flexion composée dans les deux directions horizontale et verticale, sous un effort compression N et un moment fléchissant M.

Les efforts et les moments sont tirés à partir du logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018**.

##### V-1-1-5-1-1 Combinaisons d'action :

Les combinaisons à prendre en considération sont donnée par le **BAEL 91** et le **RPA99/2003** comme suit :

#### 1. ELU :

Situation durable et transitoire : **1.35 G + 1.5 Q**

Situation accidentelle : **G + Q ± E**

**0.8 G ± E**

#### 2. ELS :

**G + Q**

##### V-1-1-5-1-2 Exigences du RPA99/2003 :

#### 1. Armatures verticales :

Ont un rôle de reprendre les efforts de la flexion, il faut qu'elles soient disposées en deux nappes parallèles sur les deux faces du voile. Ces armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de **20%**.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de **L/10** dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à **15 cm**.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure .toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

## **2. Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10 $\phi$** . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

## **3. Autres exigences :**

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré.

## **4. Autres exigences :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- **$S \leq 1.5 e$  (e : épaisseur du voile).**
- **$S \leq 30 \text{ cm}$ .**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile égale à **0,15%** de la section.
- En zone courante égale à **0,10%** de la section.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être à  $40\phi$  pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible,  $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges.

### 5. Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d}$$

e : épaisseur du voile.

d : hauteur utile ( $d=0.9h$ ).

h : longueur du voile.

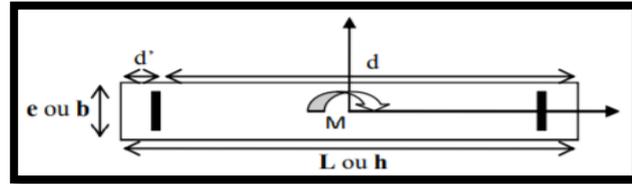


Figure V- 16 : Schéma de calcul du voile.

### 6. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_b \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B \times A_v}$$

$N_{ser}$  : effort normal à l'ELS

B : section du béton.

$A_v$  : section des armatures verticales adopté.

#### V-1-1-5-1-3 Ferrailage des voiles :

Pour le calcul en va choisir le voile le plus sollicité dans le sens longitudinale et dans le sens transversale. Dans chaque direction on va effectuer le calcul sur un voile de rive et un voile intermédiaire.

Le ferrailage des armatures verticales sera calculé en flexion composée pour une section ( $e \times L$ )

Le calcul du ferrailage est effectué avec le logiciel **EXPERT ROBOT 2010**.

$A_v^{cal}/\text{face}$  : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_v^{min}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet exigée par le **RPA**.

$A_v^{adop}/\text{face}$  : Section d'armature verticale adaptée par face.

**N-barres/face** : nombre de barres adaptées par face.

$S_t$  : Espacement.

$A_H^{min}$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile pour une section ( $e \times 1 \text{ m}$ ).

$A_H^{cal}/\text{face}$  : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire,  $A_H^{cal}/\text{face} = \frac{A_v^{adop}/\text{face}}{4}$ .

$A_H^{adop}/\text{face}$  : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

$A_H^{adop}/\text{face}$  : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Tableau V-6 : Ferrailage des voiles RDC et 1<sup>er</sup> étage dans le sens X-X.

Voile	Voile 1,2,3 et 4	Voile 5 et 6	Voile 7 et 8
L (m)	8.10	4.15	7.40
N (KN)	-2387,18	-1693,83	-1409,95
N <sub>ser</sub> (KN)	-1743,97	-1236,75	-1104,67
M (KN.m)	164,81	-9,77	160,35
V (KN)	276,23	92.07	138.50
$\tau_u$ (MPa)	0.15	0.10	0.078
$\tau_u \leq \bar{\tau}$	CV	CV	CV
$A_v^{cal}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	34.9	24.4	32.7
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	30.30	15.57	29.82
$A_v^{adop}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> )	36.19	26.01	33.93
N-barres/face	32HA12	23HA12	30HA12
S <sub>t</sub> (cm)	25	20	25
$\sigma_b$ (MPa)	0.84	1.15	0.55
$\sigma_b \leq 0.6f_{c28}$	CV	CV	CV
$A_H^{cal}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	9.10	6.50	8.48
$A_H^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	3.75	3.75	3.75
$A_H^{adop}/\text{face}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	11.31	7.92	9.05
Barre choisie/ml	10HA12	7HA12	8HA12
S <sub>t</sub> (cm)	10	15	12.5

Sens Y-Y :

Tableau V-7 : Ferrailage des voiles RDC et 1<sup>er</sup> étage dans le sens Y-Y.

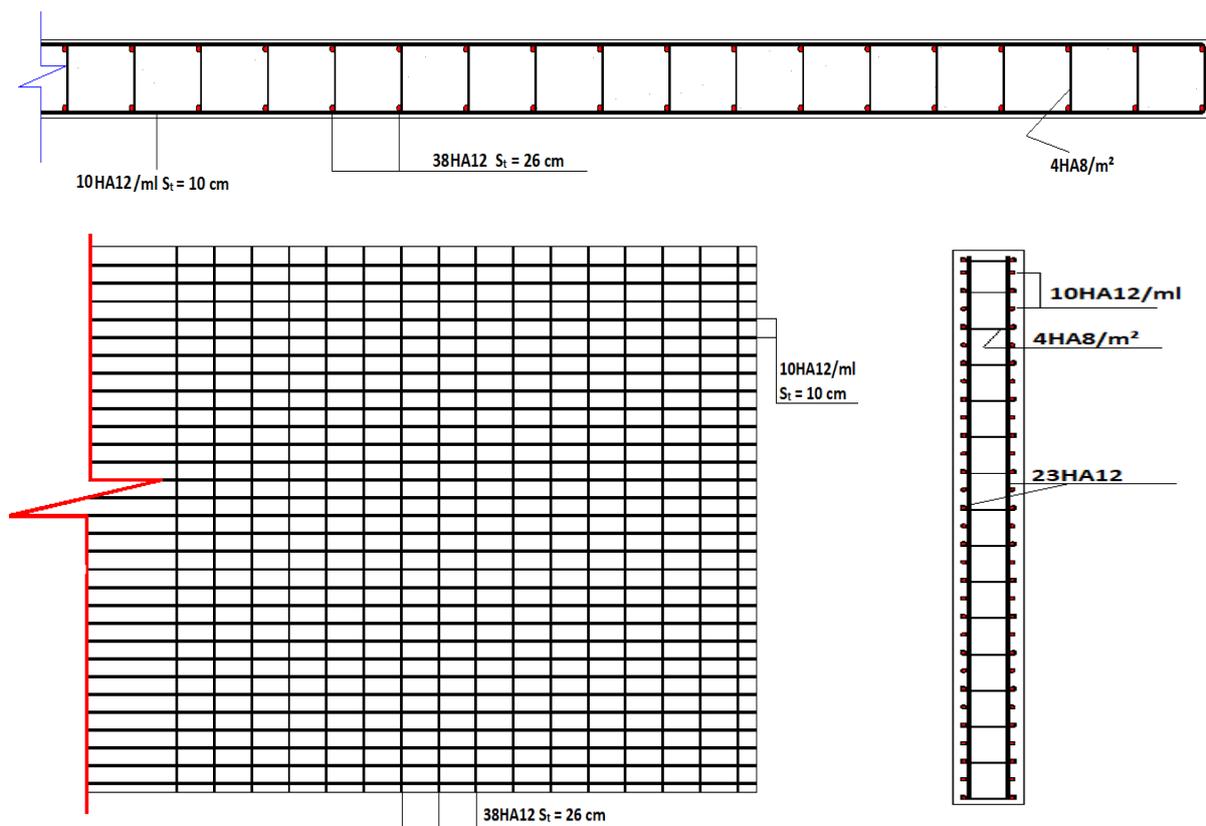
Voile	Voile A et B	Voile C et D	Voile E et F	Voile G et H	Voile I
L (m)	9.85	7.40	4.15	8.10	8.10
N (KN)	-2487,12	-1636,44	-1656,81	-2341,66	-2785,81
N <sub>ser</sub> (KN)	-1908,10	-1198,25	-1206,70	-1709,83	-2031,16
M (KN.m)	355,97	-364,17	-23,23	-646,69	-277,99
V (KN)	301,99	172,20	78,11	176,02	184,21
$\tau_u$ (MPa)	0.14	0.10	0.083	0.10	0.10
$\tau_u \leq \bar{\tau}$	CV	CV	CV	CV	CV

$A_v^{cal}/\text{face (cm}^2\text{)}$	40.4	30.6	24.0	36.0	41.1
$A_v^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	36.94	27.75	15.36	30.30	30.30
$A_v^{adop}/\text{face (cm}^2\text{)}$	42.98	33.93	26.01	38.45	42.98
N-barres/face	38HA12	30HA12	23HA12	34HA12	38HA12
$S_t \text{ (cm)}$	26	25	20	25	22
$\sigma_b \text{ (MPa)}$	0.76	0.63	1.12	0.83	0.98
$\sigma_b \leq 0.6f_{c28}$	CV	CV	CV	CV	CV
$A_H^{cal}/\text{face (cm}^2/\text{ml)}$	10.28	8.48	6.50	9.62	10.28
$A_H^{min} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$A_H^{adop}/\text{face (cm}^2/\text{ml)}$	11.31	9.05	7.92	11.31	11.31
Barre choisies/ml	10HA12	8HA12	7HA12	10HA12	10HA12
$S_t \text{ (cm)}$	10	12.5	15	10	10

**Remarque :**

Les deux nappes doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit **4HA8**.

**Ferraillage des voiles 1 et 2 dans le sens Y-Y :**



**Figure V- 17 :** Schéma de ferraillage des voiles 1 et 2 dans le sens Y-Y.

#### V-1-1-5-4 Le chemisage des voiles :

Pour assurer la liaison entre les étages repris avec le reste du bâtiment il faut effectuer un chemisage sur les voiles du 2<sup>ème</sup> étage et les semelles.

Le chemisage des voiles du 2<sup>ème</sup> consiste à augmenter la section du béton et la pose des armatures venant des voiles du RDC et 1<sup>er</sup> étage vers le plancher du 3<sup>ème</sup> étage.

On commence par percer les deux faces du voile et la face supérieure du plancher 3<sup>ème</sup> étage et ensuite installer des agrafes sous forme de « L » par un scellement chimique à base de résine. Après on place les armatures additionnelles sur les agrafes (des barres HA12 pour les voiles et treillis soudé T10 pour les planchers). Après on traite la surface du béton du voile existant avec une résine de repris et on coule l'ensemble.

Nous avons deux types de chemisage :

Type 1 : pour les voiles intérieurs, l'épaisseur du béton ajouté est de 10 cm (5 cm pour chaque face).

Type 2 : pour les voiles extérieurs, l'épaisseur du béton ajouté est de 10 cm (10 cm pour la face intérieur).

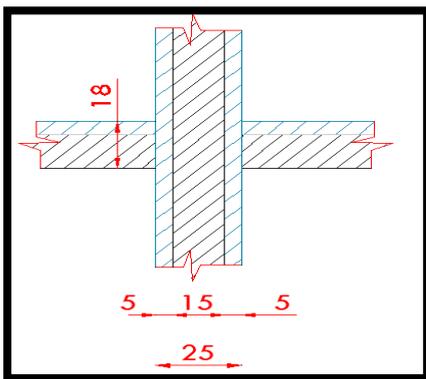


Figure V- 18 : Chemisage type 1.

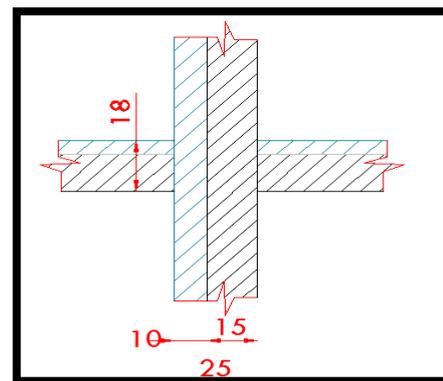


Figure V- 19 : Chemisage type 2.

Ce processus est présenté dans le schéma ci-dessous :

➤ **Chemisage type 1 :**

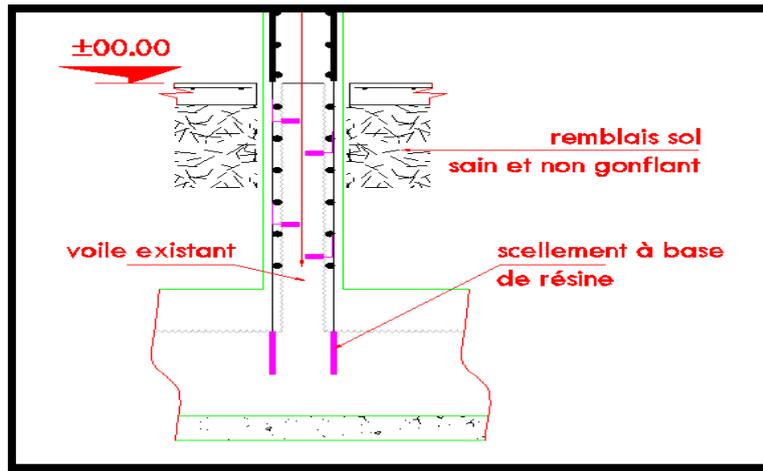


Figure V- 20 : Schéma de liaison des voiles type 1 au niveau des fondations.

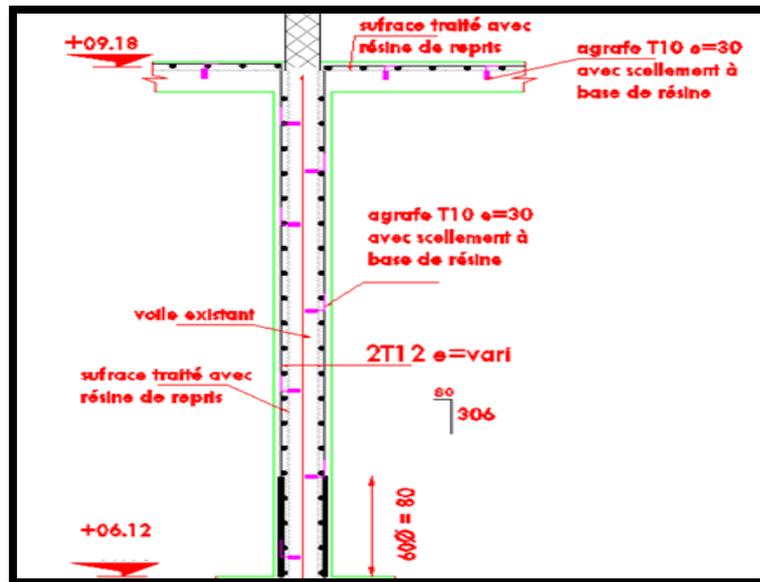


Figure V- 21 : Schéma de liaison des voiles type 1 au niveau 2ème étage.

➤ Chemisage type 2 :

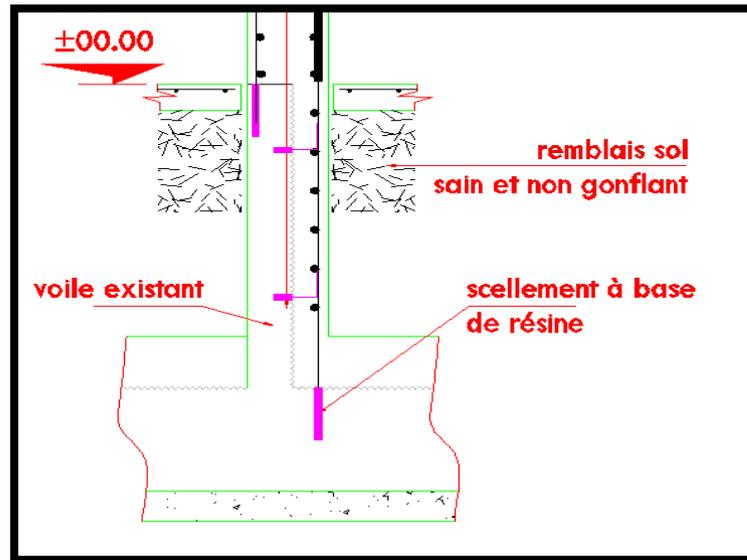


Figure V- 22 : Schéma de liaison des voiles type 2 au niveau 2ème étage.

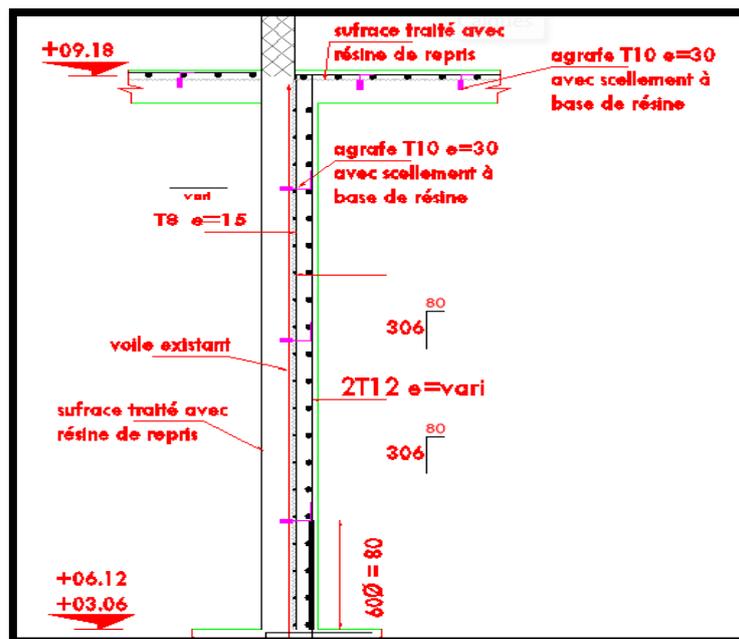


Figure V- 23 : Schéma de liaison des voiles type 2 au niveau 2ème étage.

#### V-1-1-5-2 Planchers :

Une dalle pleine est un élément plan horizontal en béton armé à contour divers (plusieurs formes géométriques peuvent-être adaptées) dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

Dans notre cas on a une dalle pleine sur 3 appuis linéaires (voiles)

**V-1-1-5-2-1 Pré dimensionnement :**

Le dimensionnement de la dalle doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**

$e = 7$  cm, pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$  cm, pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5$  cm, pour quatre heures de coupe-feu.

Dans notre cas on a une heure de coupe-feu,  **$e = 7$  cm.**

- **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- **Résistance à la flexion :**

Pour une dalle reposant sur trois appuis :  $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ ,  $\frac{330}{45} \leq e \leq \frac{330}{40}$

$7.33\text{cm} \leq e \leq 8.25$  cm

On va dimensionner la dalle par la condition de l'isolation phonique,  $e \geq 13$  cm.

On adopte,  **$e = 15$  cm.**

**V-1-1-5-2-2 Les sollicitations de calcul :**

Le calcul pour une dalle reposant sur 3 appuis se fait selon la théorie des lignes de rupture.

$L_x = 3.30$  m ,  $L_y = 7.60$  m

On a :

$$\frac{L_y}{2} = 3.8 \text{ m} > L_x = 3.30 \text{ m}$$

Alors :

$$M_x = \frac{q_u \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2q_u \times L_x^3}{3}$$

$$M_x = \frac{q_u \times L_x^3}{6}$$

$G = 6.71$  KN/m<sup>2</sup> ,  $Q = 2.5$  KN/m<sup>2</sup>

- **ELU :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 11.70 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 203.90 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 70.10 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 203.9 = 173.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 70.10 = 59.59 \text{ KN.m}$$

Les moments en appui :

$$M_{ax} = 0.50 \times M_x = 0.50 \times 203.90 = 102 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_y = 0.50 \times 70.10 = 35.10 \text{ KN.m}$$

- **ELS :**

$$q_s = G + Q = 9.21 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 160.48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 55.16 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 160.48 = 136.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 55.16 = 46.89 \text{ KN.m}$$

Les moments en appui :

$$M_{ax} = 0.50 \times M_x = 0.50 \times 160.48 = 80.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_y = 0.50 \times 55.16 = 27.58 \text{ KN.m}$$

### **V-1-1-5-2-3 Le ferrailage :**

Le calcul est fait à la flexion pour une section de ( $L_y \times e$ ) dans le sens X-X et de ( $L_x \times e$ ) dans le sens Y-Y.

- **Sens X-X :**

**En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{173.32 \times 10^6}{7600 \cdot 135^2 \cdot 14.17} = 0.0088$$

$$\alpha_{lu} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} \times \xi_e}$$

$$\xi_e = \frac{f_e}{\gamma_b \times E} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_{lu} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.66794$$

$$\mu_{lu} = 0.8 \alpha_{lu} (1 - 0.4 \alpha_{lu}) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.0088 < \mu_{lu} = 0.392$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.  $A' = 0$

Alors on utilise la méthode simplifiée :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0110$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.134 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{tx}}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{173.32 \times 10^6}{134 \times 400 / 1.15} = 3716.76 \text{ mm}^2 = 37.17 \text{ cm}^2$$

Sois 34 HA 12,  $A_s = 38.45 \text{ cm}^2$

$A_{min}$  d'après la condition de non-fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 7.6 \times 0.135 \times 2.1 / 400 = 12.39 \text{ cm}^2$$

$A_{xmin}$  d'après le BAEL91 :

$$A_{xmin} = \frac{\rho_0 (3 - \alpha) \times b \times e}{2} = \frac{8 \times 10^{-4} (3 - 0.43) \times 760 \times 15}{2} = 11.72 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq \max (A_{min}, A_{xmin})$  ..... **condition vérifiée**

**En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{102 \times 10^6}{7600 \cdot 135^2 \cdot 14.17} = 0.0518$$

$$\mu_{bu} = 0.0518 < \mu_{lu} = 0.392$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.  $A' = 0$

Alors on utilise la méthode simplifiée :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0665$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.131 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{ax}}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{102 \times 10^6}{134 \times 400 / 1.15} = 2187.34 \text{ mm}^2 = 21.87 \text{ cm}^2$$

Sois 34 HA 10,  $A_s = 26.70 \text{ cm}^2$

$A_{min}$  d'après la condition de non-fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 7.6 \times 0.135 \times 2.1 / 400 = 12.39 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{min}$  .....**condition vérifiée.**

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

**Tableau V-8 : Ferrailage de la dalle pleine sens X-X.**

Sens X-X							
	$M_u$ (KN.m)	$A'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$S_t$ (cm)
<b>Travée</b>	173.32	0	37.17	12.39	38.45	34HA12	22
<b>Appui</b>	102	0	21.87	12.39	26.70	34HA10	22

• **Sens Y-Y :**

**En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{59.59 \times 10^6}{3300 \cdot 135^2 \cdot 14.17} = 0.0699$$

$$\mu_{bu} = 0.0699 < \mu_u = 0.392$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.  $A'=0$

Alors on utilise la méthode simplifié :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0907$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.130 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{ty}}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{59.59 \times 10^6}{130 \times 400 / 1.15} = 1317.20 \text{ mm}^2 = 13.17 \text{ cm}^2$$

Sois 13 HA 12,  $A_s = 14.70 \text{ cm}^2$

$A_{min}$  d'après la condition de non-fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 3.3 \times 0.135 \times 2.1 / 400 = 5.38 \text{ cm}^2$$

$A_{min}$  d'après le BAEL91 :

$$A_{ymin} = 8 \times 10^{-4} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 330 \times 15 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq \max (A_{\min}, A_{y\min})$  .....condition vérifiée

**En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{35.10 \times 10^6}{3300 \cdot 135^2 \cdot 14.17} = 0.0412$$

$$\mu_{bu} = 0.0412 < \mu_{lu} = 0.392$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.  $A' = 0$

Alors on utilise la méthode simplifiée :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0526$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.132 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{ay}}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{35.10 \times 10^6}{132 \times 400 / 1.15} = 764.11 \text{ mm}^2 = 7.64 \text{ cm}^2$$

Sois 13 HA 10,  $A_s = 10.21 \text{ cm}^2$

$A_{\min}$  d'après la condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 3.3 \times 0.135 \times 2.1 / 400 = 5.38 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{\min}$  .....condition vérifiée.

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

**Tableau V-9 :** Ferrailage de la dalle pleine sens Y-Y.

Sens Y-Y							
	$M_u$ (KN.m)	$A'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$S_t$ (cm)
<b>Travée</b>	59.59	0	13.17	5.38	14.70	13HA12	25
<b>Appui</b>	35.10	0	7.64	5.38	10.21	13HA10	25

**V-1-1-5-2-4 Les vérifications :**

➤ **Diamètre minimal des barres :**

On doit vérifier :  $\phi_{\max} \leq \frac{e}{10}$

$$\phi_{\max} = 12 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **L'espacement :**

Sens X-X :

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3^e, 33 \text{ cm})$  .....condition vérifiée.

Sens Y-Y :

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4^e, 45 \text{ cm})$  .....condition vérifiée.

➤ **Vérification à l'ELS :**

Il faut que :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$\overline{\sigma_s}$  : Contrainte maximale de traction dans l'acier,  $\overline{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_s = n \times K \times (d-y)$$

**Sens X-X (en travée) :**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \times A_s + d' \times A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 38.45}{760} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{760 \times (13.5 \times 38.45)}{7.5 \times 38.45^2}} - 1 \right]$$

$$y = 3.83 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times A \times (d-y)^2 = 760 \times \frac{3.83^3}{3} + 15 \times 38.45 \times (13.5-3.83)^2$$

$$I = 68164 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{136.41 \times 10^6}{68164 \times 10^4} = 0.2 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = n \times K \times (d-y) = 15 \times 0.2 \times (135-38.3) = 290.1 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 290.1 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

**Sens X-X (en appui) :**

$$y = \frac{15 \times 26.70}{760} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{760 \times (13.5 \times 26.70)}{7.5 \times 26.70^2}} - 1 \right]$$

$$y = 3.28 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times A \times (d-y)^2 = 760 \times \frac{3.28^3}{3} + 15 \times 26.70 \times (13.5-3.28)^2$$

$$I = 50771.10 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{80.24 \times 10^6}{50771.10 \times 10^4} = 0.16 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = n \times K \times (d-y) = 15 \times 0.16 \times (135-32.8) = 245.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 245.28 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**Sens Y-Y (en travée) :**

$$y = \frac{15 \times 14.70}{330} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{330 \times (13.5 \times 14.70)}{7.5 \times 14.70^2}} - 1 \right]$$

$$y = 3.63 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times A \times (d-y)^2 = 330 \times \frac{3.63^3}{3} + 15 \times 14.7 \times (13.5-3.63)^2$$

$$I = 26742 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{46.89 \times 10^6}{26742 \times 10^4} = 0.18 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = n \times K \times (d-y) = 15 \times 0.18 \times (135-36.3) = 266.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 266.49 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**Sens Y-Y (en appui) :**

$$y = \frac{15 \times 10.21}{330} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{330 \times (13.5 \times 10.21)}{7.5 \times 10.21^2}} - 1 \right]$$

$$y = 3.11 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times A \times (d-y)^2 = 330 \times \frac{3.11^3}{3} + 15 \times 10.21 \times (13.5-3.11)^2$$

$$I = 19841.69 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{27.58 \times 10^6}{19841.69 \times 10^4} = 0.14 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = n \times K \times (d-y) = 15 \times 0.14 \times (135-31.1) = 218.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 218.19 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$\sigma_{bc}$  : contrainte maximale dans le béton comprimé,  $\sigma_{bc} = K.y$

Les résultats sont groupés dans les tableaux suivants :

**Tableau V-10** : Vérification de la contrainte de compression dans le béton à l'ELS (sens X-X).

Sens X-X								
Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (N/mm <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Condition
Travée	136.41	38.45	68164	3.83	0.2	7.66	15	vérifiée
Appui	80.24	26.70	50771.10	3.28	0.16	5.25	15	

**Tableau V-11** : Vérification de la contrainte de compression dans le béton à l'ELS (sens Y-Y).

Sens Y-Y								
Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (N/mm <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Condition
Travée	46.89	14.70	26742	3.63	0.18	6.55	15	vérifiée
Appui	27.58	10.21	19841.69	3.11	0.14	3.35	15	

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Pour  $\alpha = 0.43 > 0.4$

$$V_x = \frac{q \times L_x}{2}$$

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

**Tableau V-12** : L'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.

Etat limite	V <sub>k</sub> (KN)
ELU	19.31
ELS	16

$$\tau_u = \frac{19.31}{3300 \times 135} = 0.043 < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le **BAEL91** les trois conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{15}{760} = 0.019 < \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

G : Charge permanente après la mise en place des cloisons.

P : Charge totale (G+Q).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$G = 7.91 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 7.91 + 2.5 = 10.41 \text{ KN/m}^2$$

$$J = 6.71 \text{ KN/m}^2$$

Pour b = 1m

**Calcul des moments fléchissant :**

$$M_G = 0.8 \frac{G+L^2}{8} = 0.8 \frac{7.91+7.6^2}{8} = 45.69 \text{ KN.m}$$

$$M_P = 0.8 \frac{P+L^2}{8} = 0.8 \frac{10.41+7.6^2}{8} = 60.13 \text{ KN.m}$$

$$M_J = 0.8 \frac{J+L^2}{8} = 0.8 \frac{6.71+7.6^2}{8} = 38.76 \text{ KN.m}$$

**Calcul des modules de déformation longitudinale :**

$$E_i = 1100 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

**Calcul du centre de gravité :  $\Sigma$**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + \eta \cdot A_s} = \frac{(100 \cdot 13,5) \cdot \left(\frac{13,5}{2} + 15 - 13,5\right) + 15,5 \cdot 1,3}{(100 \cdot 13,5) + 15,5 \cdot 1}$$

$$Y_G = 7.97 \text{ cm}$$

**Calcul du moment d'inertie :**

$$I_G = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times A \times (d-y)^3 = 100 \times \frac{7.97^3}{3} + 15 \times 5.1 \times (13.5-7.97)^3$$

$$I_G = 29812.48 \text{ cm}^4$$

**Calcul du pourcentage des armatures :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5.1}{100 \times 13.5} = 3.77 \times 10^{-3}$$

**Calcul des contraintes de traction :**

$$\sigma_s = n \times K \times (d-y)$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K_G = \frac{M_G}{I_G} = \frac{45.69 \times 10^6}{29812.48 \times 10^4} = 0.15$$

$$\sigma_{sG} = n \times K_G \times (d-Y_G) = 15 \times 0.15 \times (135-79.7) = 124.43 \text{ MPa}$$

$$K_P = \frac{M_P}{I_G} = \frac{60.13 \times 10^6}{29812.48 \times 10^4} = 0.20$$

$$\sigma_{sP} = n \times K_P \times (d-Y_G) = 15 \times 0.20 \times (135-79.7) = 165.9 \text{ MPa}$$

$$K_J = \frac{M_J}{I_G} = \frac{38.76 \times 10^6}{29812.48 \times 10^4} = 0.13$$

$$\sigma_{sJ} = n \times K_J \times (d-Y_G) = 15 \times 0.13 \times (135-79.7) = 107.84 \text{ MPa}$$

**Calcul de  $\mu_G$ ,  $\mu_P$  et  $\mu_J$  :**

$$\mu_G = 1 - \frac{1.75 f_{c28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sG} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 25}{4 \times 3.77 \times 10^{-3} \times 124.43 + 2.1} = 0.0758$$

$$\mu_P = 1 - \frac{1.75 f_{c28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sP} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.77 \times 10^{-3} \times 165.9 + 2.1} = 0.2014$$

$$\mu_J = 1 - \frac{1.75 f_{c28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sJ} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.77 \times 10^{-3} \times 107.84 + 2.1} = 0.0137$$

**Calcul des moments d'inertie effectifs :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + \frac{0}{b}) 3.75 \times 10^{-3}} = 13.93$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 0.4 \times 13.93 = 5.57$$

$$I_{fi}^G = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_G} = 1.1 \frac{29812.48}{1 + 13.3 \times 0.0758} = 16330.40 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu_G} = 1.1 \frac{29812.48}{1 + 5.57 \times 0.0758} = 23058.35 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_P} = 1.1 \frac{29812.48}{1 + 13.3 \times 0.2014} = 8914.70 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_J} = 1.1 \frac{29812.48}{1 + 13.3 \times 0.0137} = 27739.34 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche admissible :

$$f_{Gi} = \frac{M_G \times L^2}{10 E_i \times I_{fi}^G} = \frac{45.69 \times 10^5 \times 100^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 16330.40} = 0.087 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \times L^2}{10 E_v \times I_{fv}^G} = \frac{45.69 \times 10^5 \times 100^2}{10 \times 10818.87 \times 10^2 \times 23058.35} = 0.18 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_J \times L^2}{10 E_i \times I_{fi}^J} = \frac{38.76 \times 10^5 \times 100^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 27739.34} = 0.043 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_P \times L^2}{10 E_i \times I_{fi}^P} = \frac{60.13 \times 10^5 \times 100^2}{10 \times 32164.2 \times 10^2 \times 8914.70} = 0.21 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{Gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{Gi} = 0.18 - 0.043 + 0.21 - 0.087 = 0.26 \text{ cm}$$

pour  $L_{max} > 500 \text{ cm}$  :

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{1000} + 0.5 = \frac{760}{1000} + 0.5 = 1.26 \text{ cm}$$

$\Delta f \leq \bar{f}$  .....condition vérifiée.

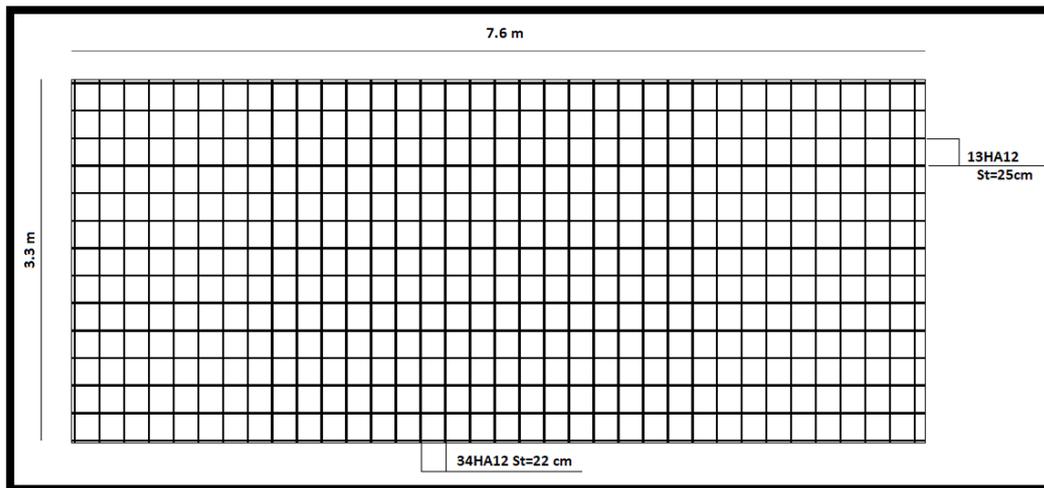


Figure V- 24 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

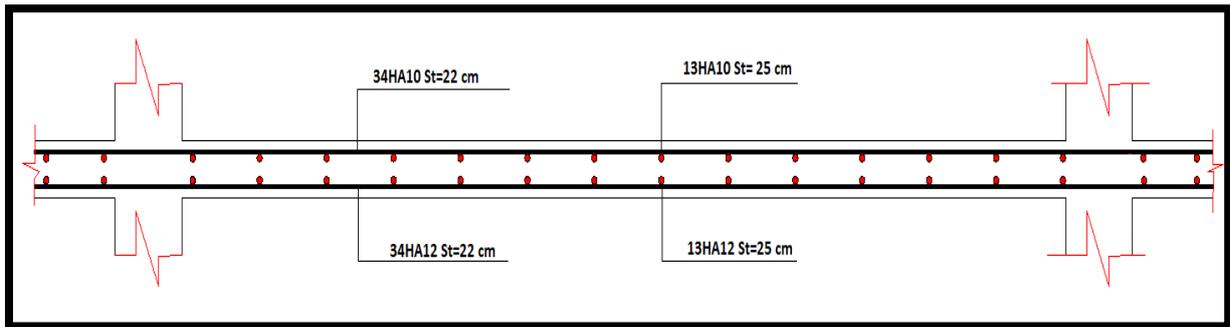


Figure V- 25 : Coupe transversal de la dalle pleine.

### V-1-1-5-3 Escaliers :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier, un escalier à deux volées.

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferraillage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire prenant en considération le nombre de point d'appuis.

#### V-1-1-5-3-1 Détermination des sollicitations :

La paillasse :

$$G_1 = 7.95 \text{ KN/m}^2 \quad , \quad Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Le palier :

$$G_2 = 5.65 \text{ KN/m}^2 \quad , \quad Q_2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

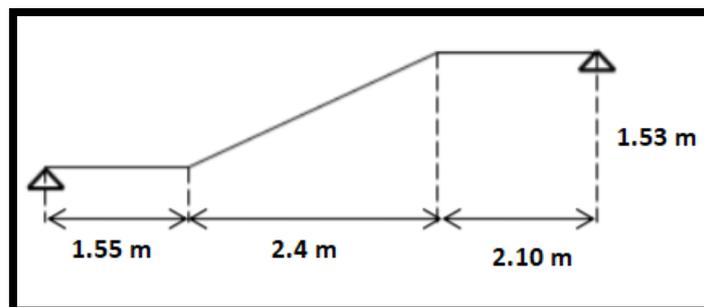


Figure V- 26 : Schéma statique d'escalier.

Le calcul sera pour une bande de 1 m.

➤ **ELU :**

Paillasse :  $q_1 = (1.35 G_1 + 1.5 Q_1) \cdot 1 \text{ m} = (1.35 \times 7.95 + 1.5 \times 2.5) \cdot 1 \text{ m} = 14.10 \text{ KN/m}$

Palier :  $q_2 = (1.35 G_2 + 1.5 Q_2) \cdot 1 \text{ m} = (1.35 \times 5.65 + 1.5 \times 2.5) \cdot 1 \text{ m} = 11.38 \text{ KN/m}$

➤ **ELS :**

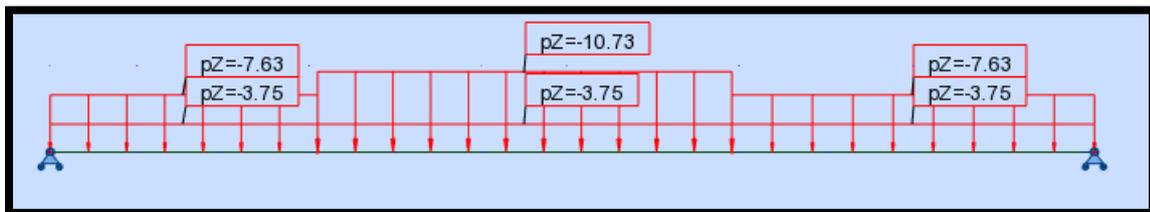
Paillasse :  $q_1 = (G_1 + Q_1) \cdot 1 \text{ m} = (7.95 + 2.5) \cdot 1 \text{ m} = 10.45 \text{ KN/m}$

Palier :  $q_2 = (G_2 + Q_2) \cdot 1 \text{ m} = (5.65 + 2.5) \cdot 1 \text{ m} = 8.15 \text{ KN/m}$

Les sollicitations sont obtenues à l'aide du logiciel de calcul **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018**.

**Les efforts appliqués aux escaliers à l'ELU :**

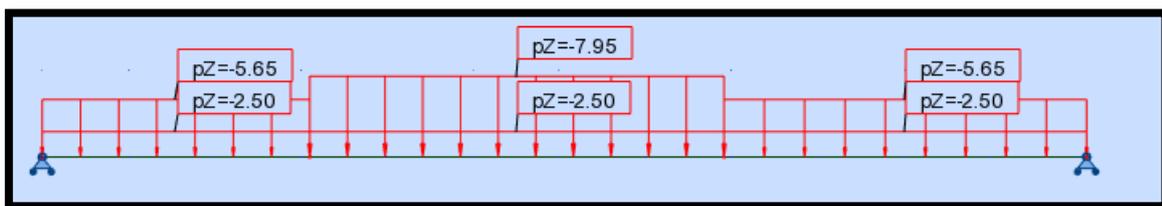
Les résultats sont présentés dans la figure suivante :



**Figure V- 27 :** Digramme des efforts appliqués aux escaliers à l'ELS.

**Les efforts appliqués aux escaliers à l'ELS :**

Les résultats sont présentés dans la figure suivante :



**Figure V- 28 :** Digramme des efforts appliqués aux escaliers à l'ELS.

**Les sollicitations à l'ELU :**

- **Le moment fléchissant :**

On adopte la valeur maximale du moment fléchissant.

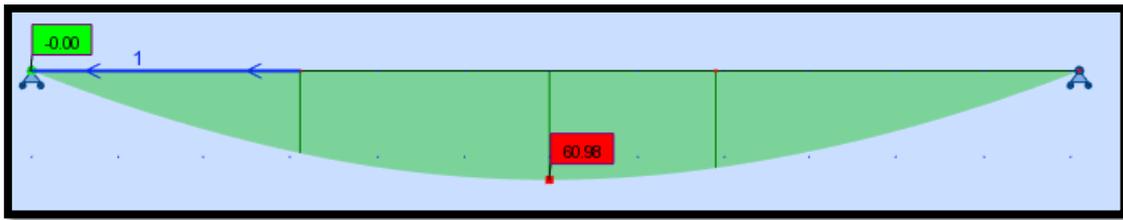


Figure V- 29 : Diagramme du moment max à l'ELU.

Alors :

$$M_0 = 60.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8.M_0 = 0.8 \times 60.98 = 48.80 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3.M_0 = 0.3 \times 60.98 = 18.30 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

On adopte la valeur maximale de l'effort tranchant.

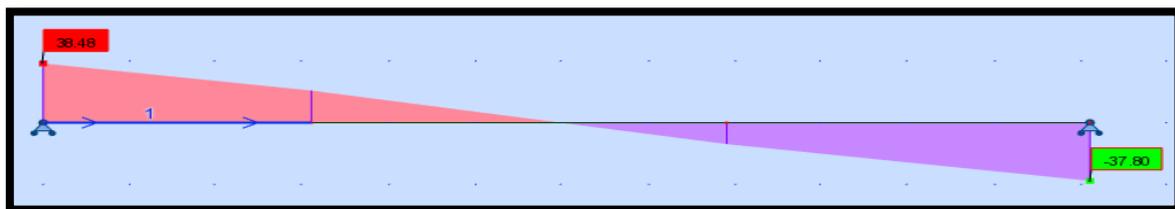


Figure V- 30 : Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELU.

Alors :

$$T_{\max} = 38.50 \text{ KN}$$

**Les sollicitations à l'ELS :**

- **Le moment fléchissant :**

On adopte la valeur maximale du moment fléchissant.

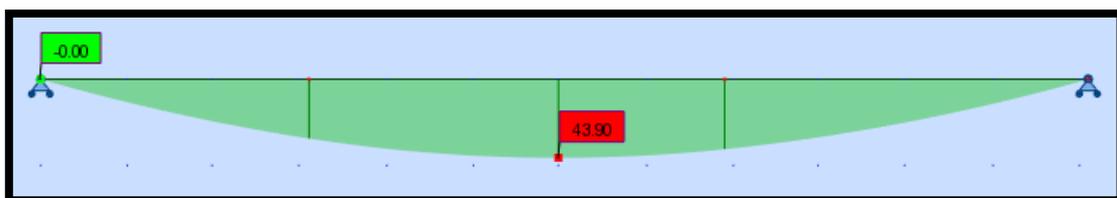


Figure V- 31 : Diagramme du moment max à l'ELS.

Alors :

$$M_0 = 43.90 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8.M_0 = 0.8 \times 43.90 = 35.12 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3.M_0 = 0.3 \times 43.90 = 13.17 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

On adopte la valeur maximale de l'effort tranchant.

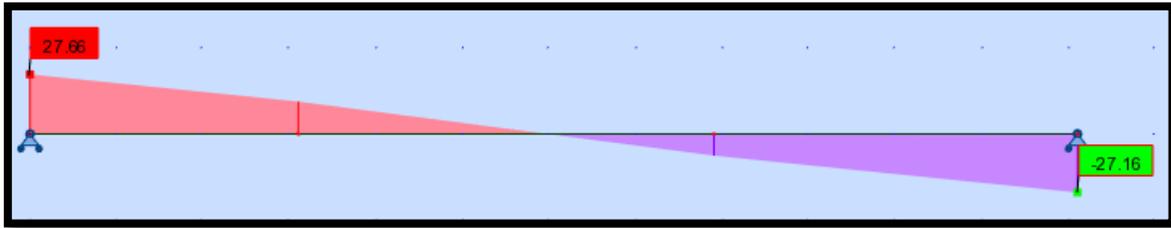


Figure V- 32 : Diagramme de l'effort tranchant max à l'ELS.

Alors :

$$T_{\max} = 27.66 \text{ KN}$$

#### V-1-1-5-3-2 Le ferrailage :

Le ferrailage de l'escalier est assimilé à une poutre de section ( $e \times b$ ) soumise à la flexion simple, alors on utilise les abaques de flexion simple à l'ELU « **BAEL91** ».

➤ **En travée**

#### Armatures principales :

$$M_t = 48.80 \text{ KN.m} ; b=100 \text{ cm} ; d=0.9e=13.5 \text{ cm} ; F_{bu} = 0.85f_{c28}/\gamma_b = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{48.80 \times 10^6}{1000 \cdot 135^2 \cdot 14.17} = 0.182$$

$$\alpha_{lu} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} \times \xi_e}$$

$$\xi_e = \frac{f_e}{\gamma_b \times E} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_{lu} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{3.5 \times 10^{-3} \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.66794$$

$$\mu_{lu} = 0.8 \alpha_{lu} (1 - 0.4 \alpha_{lu}) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.182 < \mu_{lu} = 0.392$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.  $A'=0$

Alors on utilise la méthode simplifiée :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.253$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.121 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{48.80 \times 10^6}{121 \times 400 / 1.15} = 1159 \text{ mm}^2/\text{ml} = 11.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} (\text{BAEL91}) = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} (\text{RPA99/2003}) = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.5\% \times 100 \times 15 = 7.5 \text{ cm}^2$$

On adopte 10HA12/ml,  $A_s = 12.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacement :

$$S_t = \frac{b}{N_{\text{baree}}} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$$

**Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{12.44}{4} = 3.11 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte 5HA10/ml,  $A_r = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **En appui**

**Armatures principales :**

$M_a = 18.30 \text{ KN.m}$  ;  $b=100 \text{ cm}$  ;  $d=0.9e=13.5 \text{ cm}$  ;  $F_{bu} = 0.85f_{c28}/\gamma_b = 14.17 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{18.30 \times 10^6}{1000 \cdot 135^2 \cdot 14.17} = 0.0709$$

$$\mu_{bu} = 0.0709 < \mu_{lu} = 0.392$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.  $A' = 0$

Alors on utilise la méthode simplifiée :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0920$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.130 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_a}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{18.30 \times 10^6}{130 \times 400 / 1.15} = 405 \text{ mm}^2/\text{ml} = 4.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} (\text{BAEL91}) = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} (\text{RPA99/2003}) = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.5\% \times 100 \times 15 = 7.5 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12/ml,  $A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacement :

$$S_t = \frac{b}{N^{\text{baree}}} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

**Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte 5HA10/ml,  $A_r = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**V-1-1-5-3-3 Les vérifications :**

➤ **Vérifications à l'ELS**

Il faut que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$\bar{\sigma}_s$  : Contrainte maximale de traction dans l'acier,  $\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_s = n \times K \times (d-y)$$

**En travée :**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \times A_s + d' \times A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 12.44}{100} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times (13.5 \times 12.44)}{7.5 \times 12.44^2}} - 1 \right]$$

$$y = 5.47 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times A \times (d-y)^2 = 100 \times \frac{5.47^3}{3} + 15 \times 12.44 \times (13.5-5.47)^2$$

$$I = 17487.72 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{35.12 \times 10^6}{17487.72 \times 10^4} = 0.21 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = n \times K \times (d-y) = 15 \times 0.21 \times (135-54.7) = 252.95 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 252.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$  .....**condition vérifiée.**

**En appui :**

$$y = \frac{15 \times 6.79}{100} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times (13.5 \times 6.79)}{7.5 \times 6.79^2}} - 1 \right]$$

$$y = 4.32 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times A \times (d-y)^2 = 100 \times \frac{4.32^3}{3} + 15 \times 6.79 \times (13.5-4.32)^2$$

$$I = 11270.53 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{13.17 \times 10^6}{11270.53 \times 10^4} = 0.12 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = n \times K \times (d-y) = 15 \times 0.12 \times (13.5-4.32) = 165.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 165.24 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$\sigma_{bc}$  : contrainte maximale dans le béton comprimé,  $\sigma_{bc} = K.y$

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = K.y = 0.21 \times 54.7 = 11.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.5 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**En appui :**

$$\sigma_{bc} = K.y = 0.12 \times 43.2 = 5.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.2 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**Ferraillage volée 1 :**

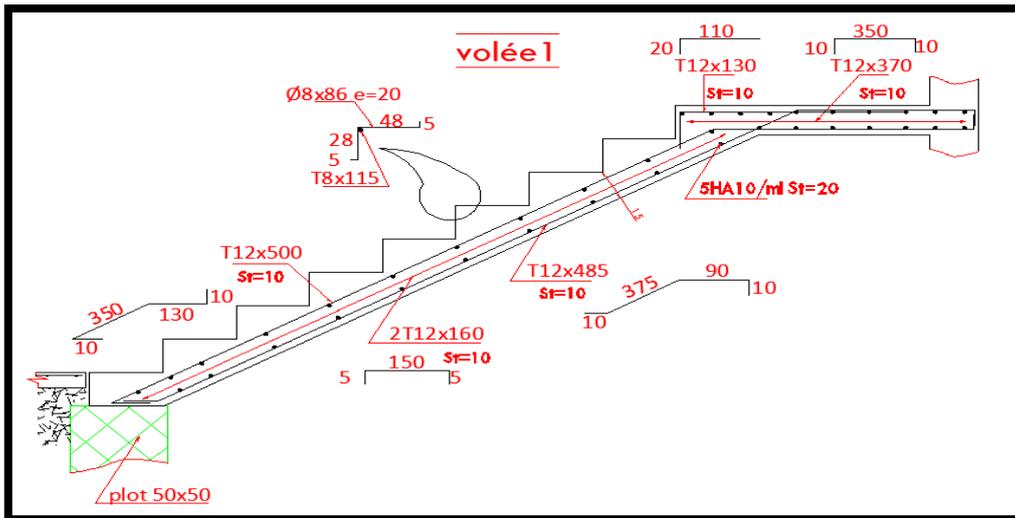


Figure V- 33 : Schéma de ferrailage d'escalier (volée 1).

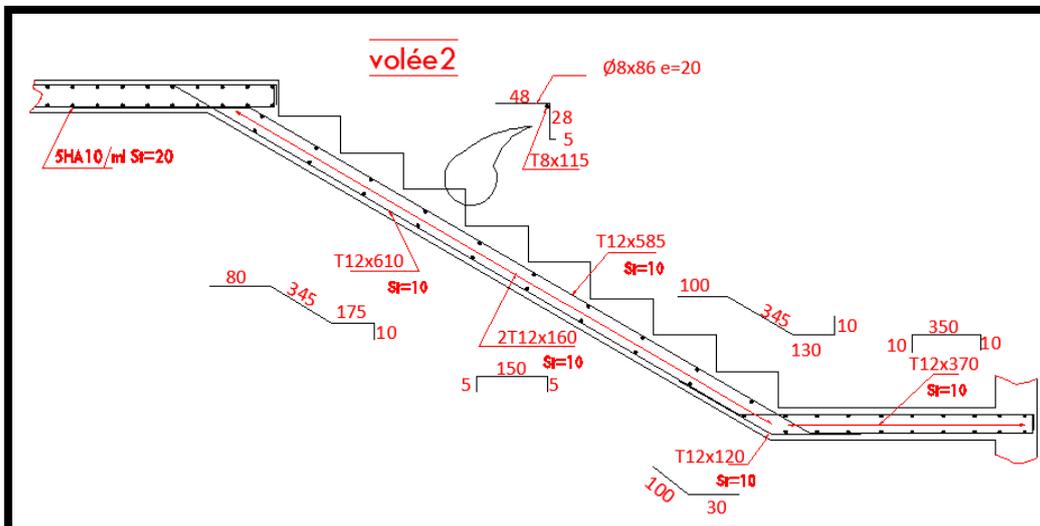


Figure V- 34 : Schéma de ferrailage d'escalier (volée 1).

#### V 1-1-5-4 Poutres noyées :

La poutre noyée est une poutre intégrée dans l'épaisseur du plancher (sans retombée), elle a pour rôle de supporter des surcharges additionnelles comme les murs en maçonnerie.

Dans notre cas la poutre palière a une section  $(30 \times 15) \text{ cm}^2$ .

#### V-1-1-5-4-1 Détermination des sollicitations :

Le calcul sera pour la poutre la plus sollicitée sou la combinaison **13.5G+1.5Q (ELU)**, en flexion simple.

Les moments est obtenus à l'aide du logiciel de calcul **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018**.

- **ELU**

$$M_t = 10.38 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 19.85 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 24.05 \text{ KN}$$

- **ELS**

$$M_t = 7.68 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 14.70 \text{ KN.m}$$

### V-1-1-5-4-2 Le ferrailage :

- **ELU :**

#### En travée :

$$M_t = 10.38 \text{ KN.m} ; b=30 \text{ cm} ; d=0.9e=13.5 \text{ cm} ; F_{bu} = 0.85f_{c28}/\gamma_b = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{10.38 \times 10^6}{300 \cdot 135^2 \cdot 14.17} = 0.134$$

$$\mu_{bu} = 0.134 < \mu_{lu} = 0.392$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.  $A' = 0$

Alors on utilise la méthode simplifiée :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.181$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.125 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{10.38 \times 10^6}{125 \times 400 / 1.15} = 239 \text{ mm}^2 = 2.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} (\text{BAEL91}) = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} (\text{RPA99/2003}) = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.5\% \times 30 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12,  $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

#### En appui :

$$M_a = 19.85 \text{ KN.m} ; b=30 \text{ cm} ; d=0.9e=13.5 \text{ cm} ; F_{bu} = 0.85f_{c28}/\gamma_b = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{19.85 \times 10^6}{300 \cdot 135^2 \cdot 14.17} = 0.256$$

$$\mu_{bu} = 0.256 < \mu_{lu} = 0.392$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.  $A' = 0$

Alors on utilise la méthode simplifiée :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.377$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.115 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_a}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{19.85 \times 10^6}{115 \times 400 / 1.15} = 496 \text{ mm}^2/\text{ml} = 4.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} (\text{BAEL91}) = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} (\text{RPA99/2003}) = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.5\% \times 30 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12,  $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

### V-1-1-5-4-3 Les vérifications :

#### ➤ Vérifications à l'ELS

Il faut que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$\bar{\sigma}_s$  : Contrainte maximale de traction dans l'acier,  $\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_s = n \times K \times (d - y)$$

**En travée :**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \times A_s + d' \times A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 3.39}{30} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{30 \times (13.5 \times 3.39)}{7.5 \times 3.39^2}} - 1 \right]$$

$$y = 5.28 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 30 \times \frac{5.28^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (13.5 - 5.28)^2$$

$$I = 4907.84 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7.68 \times 10^6}{4907.84 \times 10^4} = 0.16 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = n \times K \times (d - y) = 15 \times 0.16 \times (13.5 - 5.28) = 197.28 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 197.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

**En appui :**

$$y = \frac{15 \times 5.65}{30} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{30 \times (13.5 \times 5.65)}{7.5 \times 5.65^2}} - 1 \right]$$

$$y = 6.35 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times A \times (d-y)^2 = 30 \times \frac{6.35^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (13.5-6.35)^2$$

$$I = 6893.11 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{14.70 \times 10^6}{6893.11 \times 10^4} = 0.21 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = n \times K \times (d-y) = 15 \times 0.21 \times (135-63.5) = 225.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 225.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\sigma_{bc} : \text{contrainte maximale dans le béton comprimé, } \sigma_{bc} = K \cdot y$$

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0.16 \times 52.8 = 8.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**En appui :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0.21 \times 63.5 = 13.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{24.05 \times 10^3}{300 \times 135} = 0.59 < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

On adopte des cadres T8 avec un espacement  $e = 15 \text{ cm}$

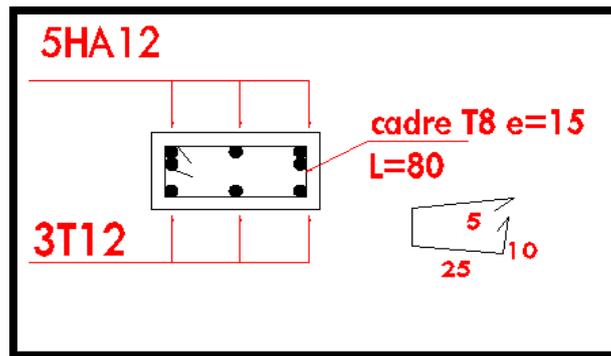


Figure V- 35 : Schéma de ferrailage de la poutre noyée.

### V-1-2- Etude économique :

L'étude économique pour un ouvrage, sert généralement à réaliser une estimation du coût total des travaux, d'un autre sens faire un devis quantitatif et estimatif du projet.

Pour cela il faut la quantité totale du béton, ferraille, les profilés métalliques.....etc.

#### V-1-2-1 Le devis quantitatif :

##### V-1-2-1-1 Le devis quantitatif du ferrailage :

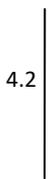
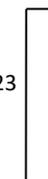
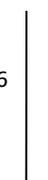
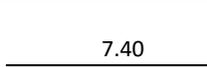
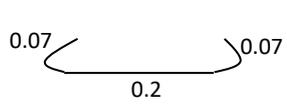
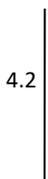
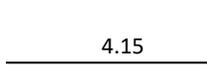
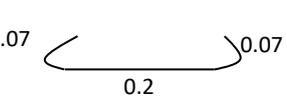
- Métré de ferrailage du radier :

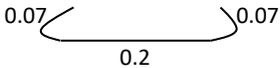
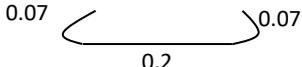
Tableau V-13 : Métré de ferrailage du radier.

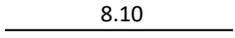
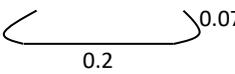
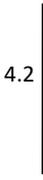
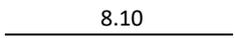
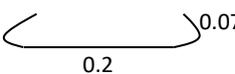
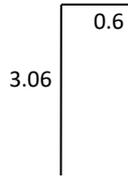
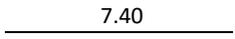
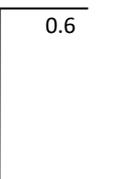
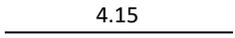
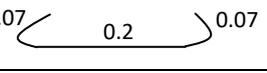
S schéma de façonnage	∅	nombre	Long (m)	Long totale (m)
	16	72	9.9	<b>713</b>
	16	308	11	<b>3388</b>
	16	296	10.1	<b>2717</b>
	16	48	9.45	<b>454</b>
	16	1486	1.98	<b>2943</b>

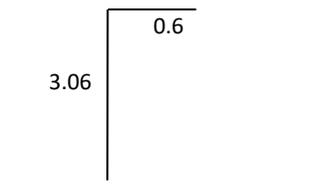
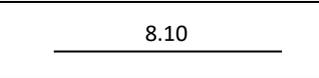
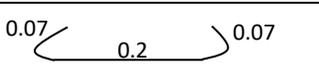
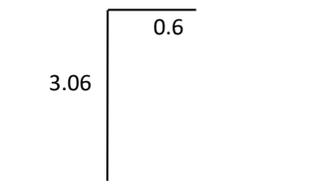
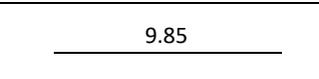
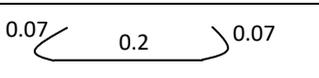
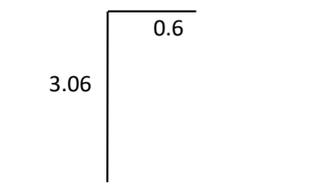
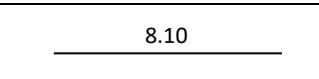
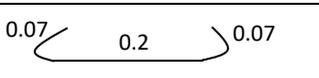
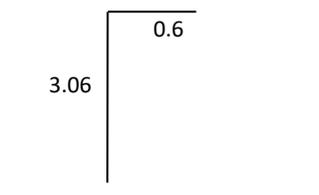
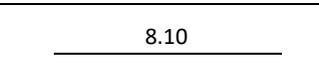
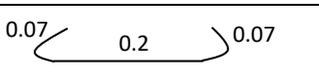
- Métré de ferrailage des voiles :

Tableau V-14 : Métré de ferrailage des voiles.

Voile	S schéma de façonnage	∅	nombre	Long (m)	Long totale (m)
<b>RDC et 1<sup>er</sup></b>					
<b>7,8,C et D</b>		12	120	4.2	<b>504</b>
		12	120	3.83	<b>460</b>
		12	120	3.66	<b>440</b>
		12	195	7.40	<b>1443</b>
		8	363	0.34	<b>124</b>
<b>5,6,E et F</b>		12	184	4.2	<b>773</b>
		12	184	3.66	<b>674</b>
		12	172	4.15	<b>714</b>
		8	203	0.34	<b>70</b>

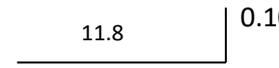
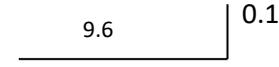
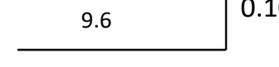
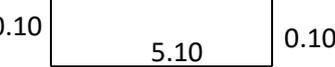
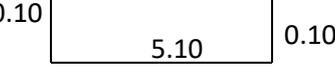
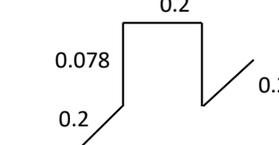
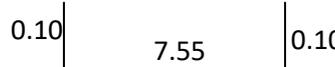
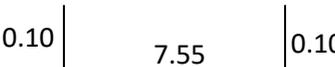
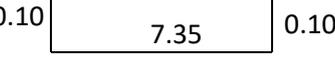
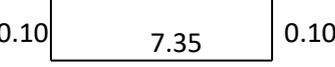
<b>1,2,3 et 4</b>	4.2 	12	256	4.2	<b>1076</b>
	3.66 	12	256	3.66	<b>937</b>
	8.10 —	12	245	8.10	<b>1985</b>
	0.07  0.07 0.2	8	397	0.34	<b>135</b>
<b>A et B</b>	4.2 	12	152	4.2	<b>639</b>
	3.66 	12	152	3.66	<b>557</b>
	9.85 —	12	123	9.85	<b>1212</b>
	0.07  0.07 0.2	8	242	0.34	<b>83</b>
<b>G et H</b>	4.2 	12	136	4.2	<b>572</b>
	3.66 	12	136	3.66	<b>498</b>

		12	123	8.10	<b>997</b>
		8	198	0.34	<b>68</b>
<b>I</b>		12	76	4.2	<b>5320</b>
		12	76	3.66	<b>279</b>
		12	62	8.10	<b>503</b>
		8	100	0.34	<b>34</b>
<b>2<sup>ème</sup></b>					
<b>7,8,C et D</b>		12	120	3.66	<b>440</b>
		12	98	7.40	<b>725</b>
<b>5,6,E et F</b>		12	184	3.66	<b>674</b>
		12	172	4.15	<b>714</b>
		8	203	0.34	<b>70</b>

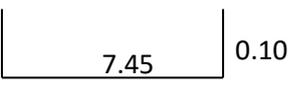
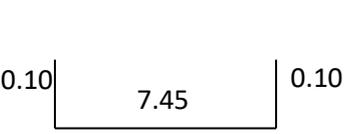
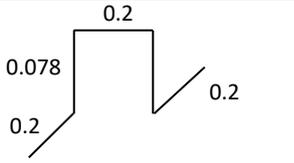
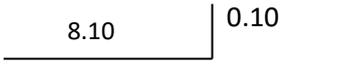
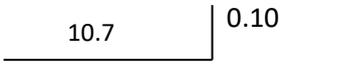
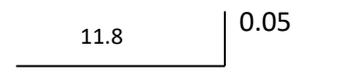
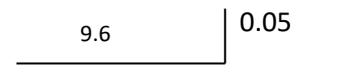
<b>1,2,3 et 4</b>		12	256	3.66	<b>937</b>
		12	245	8.10	<b>1985</b>
		8	397	0.34	<b>135</b>
<b>A et B</b>		12	152	3.66	<b>465</b>
		12	123	9.85	<b>1212</b>
		8	242	0.34	<b>83</b>
<b>G et H</b>		12	136	3.66	<b>498</b>
		12	123	8.10	<b>997</b>
		8	199	0.34	<b>68</b>
<b>I</b>		12	76	3.66	<b>279</b>
		12	62	8.10	<b>503</b>
		8	100	0.34	<b>34</b>

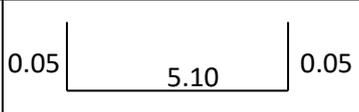
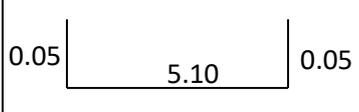
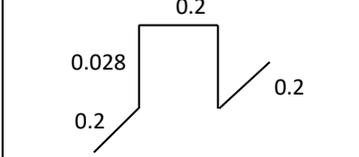
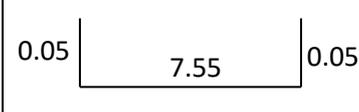
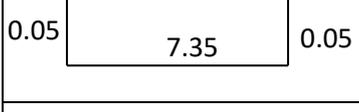
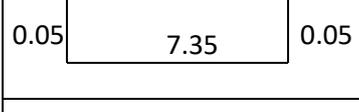
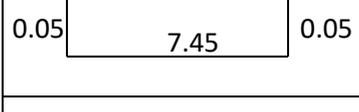
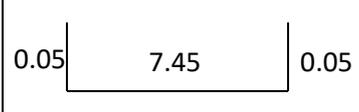
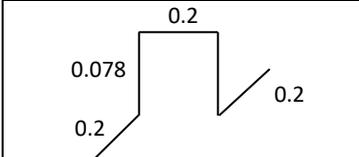
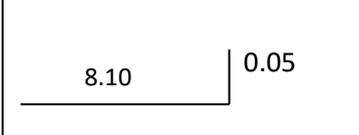
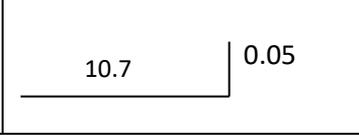
➤ **Métré de ferrailage des planchers :**

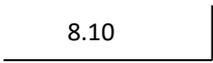
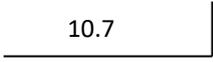
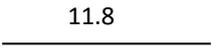
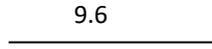
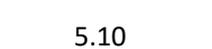
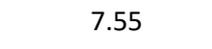
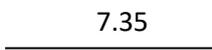
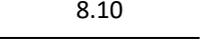
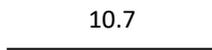
Tableau V-15 : Métré de ferrailage des planchers.

Plancher	S schéma de façonnage	Ø	nombre	Long (m)	Long totale (m)
<b>1<sup>er</sup> étage</b>					
<b>1</b>		12	32	11.9	<b>381</b>
		10	32	11.9	<b>381</b>
		12	32	9.7	<b>311</b>
		10	32	9.7	<b>311</b>
		12	3	5.20	<b>16</b>
		10	3	5.20	<b>16</b>
		10	583	0.75	<b>441</b>
		12	14	7.75	<b>109</b>
		10	14	7.75	<b>109</b>
		12	55	7.55	<b>416</b>
		10	55	7.55	<b>416</b>

0.10

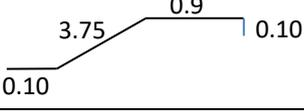
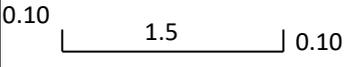
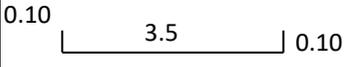
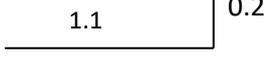
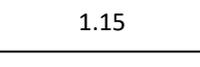
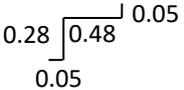
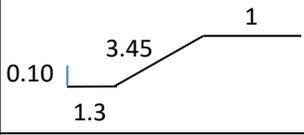
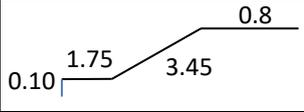
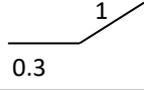
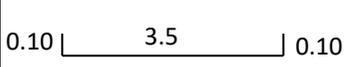
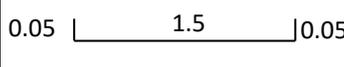
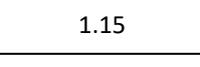
<b>2 et 3</b>		12	30	7.65	<b>230</b>
		10	30	7.65	<b>230</b>
		10	577	0.75	<b>437</b>
		12	72	8.20	<b>591</b>
		12	72	10.8	<b>778</b>
		10	72	8.20	<b>591</b>
		10	72	10.8	<b>778</b>
<b>RDC</b>					
		12	32	11.85	<b>340</b>
		10	32	11.85	<b>340</b>
		12	32	9.65	<b>309</b>
		10	32	9.65	<b>309</b>

<b>1</b>		12	3	5.20	<b>16</b>
		10	3	5.20	<b>16</b>
		10	583	0.65	<b>379</b>
		12	14	7.65	<b>107</b>
		10	14	7.65	<b>107</b>
<b>2 et 3</b>		12	55	7.45	<b>410</b>
		10	55	7.45	<b>410</b>
		12	30	7.55	<b>227</b>
		10	30	7.55	<b>227</b>
		10	577	0.65	<b>437</b>
		12	72	8.15	<b>587</b>
		12	72	10.75	<b>774</b>

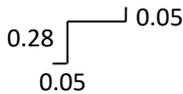
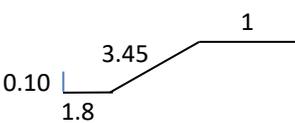
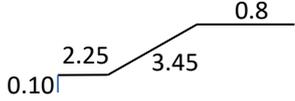
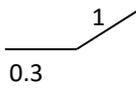
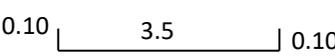
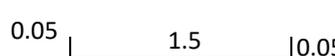
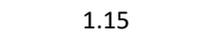
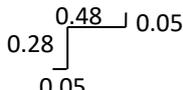
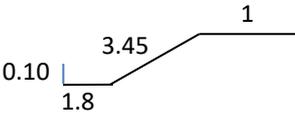
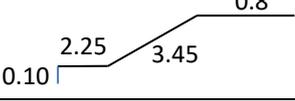
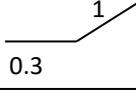
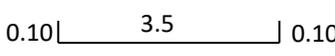
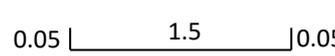
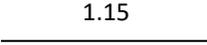
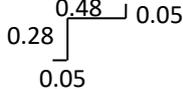
		10	72	8.15	<b>587</b>
		10	72	10.8	<b>774</b>
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>					
<b>1</b>		8	32	11.8	<b>378</b>
		8	32	9.6	<b>308</b>
		8	3	5.10	<b>15.5</b>
		8	14	7.55	<b>106</b>
<b>2 et 3</b>		8	55	7.35	<b>405</b>
		8	30	7.45	<b>224</b>
		8	72	8.10	<b>584</b>
		8	72	10.7	<b>771</b>

➤ **Métré de ferrailage des escaliers :**

Tableau V-16 : Métré de ferrailage des escaliers.

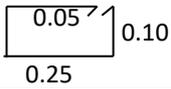
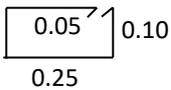
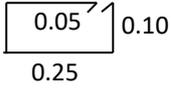
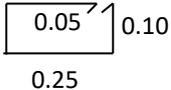
Volée	S schéma de façonnage	∅	nombre	Long (m)	Long totale (m)
<b>RDC</b>					
<b>Volée 1</b>		12	16	5	<b>80</b>
		12	16	4.85	<b>78</b>
		10	12	1.6	<b>19.5</b>
		10	8	3.7	<b>30</b>
		12	16	1.3	<b>21</b>
		8	8	1.15	<b>9.5</b>
		8	64	0.86	<b>55.5</b>
<b>Volée 2</b>		12	16	5.85	<b>93.6</b>
		12	16	6.1	<b>98</b>
		12	16	1.3	<b>21</b>
		10	11	3.7	<b>41</b>
		10	12	1.6	<b>19.5</b>
		8	8	1.15	<b>9.5</b>

0.48

		8	64	0.86	<b>55.5</b>
<b>1<sup>er</sup></b>					
<b>Volée 1</b>		12	16	6.35	<b>102</b>
		12	16	6.6	<b>106</b>
		12	16	1.3	<b>21</b>
		10	11	3.7	<b>41</b>
		10	12	1.6	<b>19.5</b>
		8	8	1.15	<b>9.5</b>
		8	64	0.86	<b>55.5</b>
<b>Volée 2</b>		12	16	6.35	<b>102</b>
		12	16	6.6	<b>98</b>
		12	16	1.3	<b>21</b>
		10	8	3.7	<b>29</b>
		10	12	1.6	<b>19.5</b>
		8	8	1.15	<b>9.5</b>
		8	64	0.86	<b>55.5</b>

➤ **Métré de ferrailage des poutres noyées :**

**Tableau V-17 :** Métré de ferrailage des poutres noyées.

Poutre	S schéma de façonnage	Ø	nombre	Long (m)	Long totale (m)
<b>RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>					
<b>1,2,7 et 12</b>	3.65 —————	12	64	3.65	<b>234</b>
		8	152	0.8	<b>122</b>
<b>3,4,8 et 11</b>	2.9 —————	12	64	2.9	<b>186</b>
		8	160	0.8	<b>128</b>
<b>5 et 6</b>	4.05 —————	12	32	4.05	<b>123</b>
		8	87	0.8	<b>70</b>
<b>9 et 10</b>	3.7 —————	12	32	3.7	<b>118.5</b>
		8	88	0.8	<b>70.5</b>

**V-1-2-1-2 Le devis quantitatif du béton :**

➤ **Béton pour le radier :**

D'abord on commence par le calcul du volume des semelles filantes, les voiles périphériques et le volume du radier :

**Tableau V-18 :** Volume des semelles filantes.

Semelle	Unité	Longueur	Largeur	Hauteur	Volume (m <sup>3</sup> )
<b>1</b>	m	7.41	1.60	0.40	<b>4.74</b>
<b>2</b>	m	4.32	1.60	0.40	<b>2.76</b>
<b>3</b>	m	7.81	1.60	0.40	<b>4.99</b>
<b>4</b>	m	8.23	1.60	0.40	<b>5.26</b>
<b>5</b>	m	7.41	1.60	0.40	<b>4.74</b>
<b>6</b>	m	4.32	1.60	0.40	<b>2.76</b>
<b>7</b>	m	7.81	1.60	0.40	<b>4.99</b>
<b>8</b>	m	8.23	1.60	0.40	<b>5.26</b>
<b>9</b>	m	7.36	1.60	0.40	<b>4.71</b>
<b>10</b>	m	4.32	1.60	0.40	<b>2.76</b>
<b>11</b>	m	7.91	1.60	0.40	<b>5.06</b>

<b>12</b>	m	8.07	1.60	0.40	<b>5.16</b>
<b>13</b>	m	7.91	1.60	0.40	<b>5.06</b>
<b>14</b>	m	4.32	1.60	0.40	<b>2.76</b>
<b>15</b>	m	7.36	1.60	0.40	<b>4.71</b>
<b>16</b>	m	6.29	1.60	0.40	<b>4.02</b>
<b>17</b>	m	6.29	1.60	0.40	<b>4.02</b>
<b>Volume total</b>					<b>73.76</b>

**Tableau V-19** : Volume des voiles périphériques.

Voile	Unité	Longueur	Largeur	Hauteur	Volume (m <sup>3</sup> )
<b>1</b>	m	7.41	0.25	0.4	<b>0.74</b>
<b>2</b>	m	4.32	0.25	0.4	<b>0.44</b>
<b>3</b>	m	7.81	0.25	0.4	<b>0.78</b>
<b>4</b>	m	8.23	0.25	0.4	<b>0.82</b>
<b>5</b>	m	7.41	0.25	0.4	<b>0.74</b>
<b>6</b>	m	4.32	0.25	0.4	<b>0.44</b>
<b>7</b>	m	7.81	0.25	0.4	<b>0.78</b>
<b>8</b>	m	8.23	0.25	0.4	<b>0.82</b>
<b>9</b>	m	7.36	0.25	0.4	<b>0.74</b>
<b>10</b>	m	4.32	0.25	0.4	<b>0.44</b>
<b>11</b>	m	7.91	0.25	0.4	<b>0.8</b>
<b>12</b>	m	8.07	0.25	0.4	<b>0.81</b>
<b>13</b>	m	7.91	0.25	0.4	<b>0.8</b>
<b>14</b>	m	4.32	0.25	0.4	<b>0.44</b>
<b>15</b>	m	7.36	0.25	0.4	<b>0.74</b>
<b>16</b>	m	6.29	0.25	0.4	<b>0.63</b>
<b>17</b>	m	6.29	0.25	0.4	<b>0.63</b>
<b>Volume total</b>					<b>12</b>

**Tableau V-20** : Volume du radier.

Surface (m <sup>2</sup> )	Epaisseur (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
371.48	0.8	<b>297.2</b>

Pour déterminer le volume du béton du radier, il suffit de calculer le volume du radier et en soustraire le volume des semelles filantes et les voiles périphériques (V.P).

**Tableau V-21** : Volume du béton de radier.

Volume du radier (m <sup>3</sup> )	Volume des semelles (m <sup>3</sup> )	Volume des VP (m <sup>3</sup> )	Volume du béton (m <sup>3</sup> )
297.2	73.76	12	<b>212</b>

➤ Gros béton pour le radier :

$$V_{Gb} = S_{Gb} \times 0.10 = 372.86 \times 0.10 = 37.3 \text{ m}^3$$

➤ Béton chemisage pour les voiles périphériques :

Tableau V-22 : Volume du béton de chemisage pour les voiles périphériques.

Voile	Unité	Longueur	Largeur	Hauteur	Volume (m <sup>3</sup> )
1	m	7.41	0.10	3	2.21
2	m	4.32	0.10	3	1.3
3	m	7.81	0.10	3	2.34
4	m	8.23	0.10	3	2.5
5	m	7.41	0.10	3	2.21
6	m	4.32	0.10	3	1.3
7	m	7.81	0.10	3	2.34
8	m	8.23	0.10	3	2.5
9	m	7.36	0.10	3	2.21
10	m	4.32	0.10	3	1.3
11	m	7.91	0.10	3	2.34
12	m	8.07	0.10	3	2.42
13	m	7.91	0.10	3	2.34
14	m	4.32	0.10	3	1.3
15	m	7.36	0.10	3	2.21
16	m	6.29	0.10	3	1.89
17	m	6.29	0.10	3	1.89
<b>Volume total</b>					<b>34.6</b>

➤ Béton pour les voiles du RDC et 1<sup>er</sup> étage :

Tableau V-23 : Volume du béton pour les voiles RDC et 1<sup>er</sup> étage.

Voile	Unité	Longueur	Largeur	Hauteur	Volume (m <sup>3</sup> )
1	m	7.41	0.25	3.06	5.66
2	m	4.32	0.25	3.06	3.30
3	m	7.81	0.25	3.06	6
4	m	8.23	0.25	3.06	6.30
5	m	7.41	0.25	3.06	5.66
6	m	4.32	0.25	3.06	3.30
7	m	7.81	0.25	3.06	6
8	m	8.23	0.25	3.06	6.30
9	m	7.36	0.25	3.06	5.66
10	m	4.32	0.25	3.06	3.30
11	m	7.91	0.25	3.06	6
12	m	8.07	0.25	3.06	6.17
13	m	7.91	0.25	3.06	6
14	m	4.32	0.25	3.06	3.30

15	m	7.36	0.25	3.06	5.66
16	m	6.29	0.25	3.06	4.8
17	m	6.29	0.25	3.06	4.8
<b>Volume total = 88.21×2</b>					<b>176.42</b>

➤ Béton pour les voiles du 2<sup>ème</sup> étage :

Tableau V-24 : Volume du béton pour les voiles 2<sup>ème</sup> étage.

Voile	Unité	Longueur	Largeur	Hauteur	Volume (m <sup>3</sup> )
1	m	7.41	0.10	3.06	2.26
2	m	4.32	0.10	3.06	1.32
3	m	7.81	0.10	3.06	2.40
4	m	8.23	0.10	3.06	2.51
5	m	7.41	0.10	3.06	2.26
6	m	4.32	0.10	3.06	1.32
7	m	7.81	0.10	3.06	2.40
8	m	8.23	0.10	3.06	2.51
9	m	7.36	0.10	3.06	2.26
10	m	4.32	0.10	3.06	1.32
11	m	7.91	0.10	3.06	2.40
12	m	8.07	0.10	3.06	2.46
13	m	7.91	0.10	3.06	2.40
14	m	4.32	0.10	3.06	1.32
15	m	7.36	0.10	3.06	2.26
16	m	6.29	0.10	3.06	1.92
17	m	6.29	0.10	3.06	1.92
<b>Volume total</b>					<b>35.24</b>

➤ Béton pour plancher RDC :

Tableau V-25 : Volume du béton pour plancher RDC.

Plancher	Unité	Longueur	Largeur	épaisseur	Volume (m <sup>3</sup> )
1	m	7.01	2.85	0.10	1.99
2	m	7.13	2.90	0.10	2.06
3	m	7.66	3.25	0.10	2.48
4	m	2.85	7.06	0.10	2.01
5	m	2.95	7.23	0.10	2.13
6	m	3.30	7.76	0.10	2.56
7	m	7.01	2.85	0.10	1.99
8	m	7.13	2.90	0.10	2.06
9	m	7.66	3.25	0.10	2.48

<b>10</b>	m	2.85	7.06	0.10	<b>2.01</b>
<b>11</b>	m	2.95	7.23	0.10	<b>2.13</b>
<b>12</b>	m	3.30	7.76	0.10	<b>2.56</b>
<b>Volume total</b>					<b>26.46</b>

➤ **Béton pour plancher 1<sup>er</sup> étage :**

**Tableau V-26 :** Volume du béton pour plancher 1<sup>er</sup> étage.

<b>Plancher</b>	<b>Unité</b>	<b>Longueur</b>	<b>Largeur</b>	<b>épaisseur</b>	<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>
<b>1</b>	m	7.01	2.85	0.15	<b>2.99</b>
<b>2</b>	m	7.13	2.90	0.15	<b>3.10</b>
<b>3</b>	m	7.66	3.25	0.15	<b>3.73</b>
<b>4</b>	m	2.85	7.06	0.15	<b>3.01</b>
<b>5</b>	m	2.95	7.23	0.15	<b>3.19</b>
<b>6</b>	m	3.30	7.76	0.15	<b>3.84</b>
<b>7</b>	m	7.01	2.85	0.15	<b>2.99</b>
<b>8</b>	m	7.13	2.90	0.15	<b>3.10</b>
<b>9</b>	m	7.66	3.25	0.15	<b>3.73</b>
<b>10</b>	m	2.85	7.06	0.15	<b>3.01</b>
<b>11</b>	m	2.95	7.23	0.15	<b>3.19</b>
<b>12</b>	m	3.30	7.76	0.15	<b>3.84</b>
<b>Volume total</b>					<b>39.72</b>

➤ **Béton pour plancher 3<sup>ème</sup> étage :**

**Tableau V-27 :** Volume du béton pour plancher 3<sup>ème</sup> étage.

<b>Plancher</b>	<b>Unité</b>	<b>Longueur</b>	<b>Largeur</b>	<b>épaisseur</b>	<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>
<b>1</b>	m	7.01	2.85	0.03	<b>0.59</b>
<b>2</b>	m	7.13	2.90	0.03	<b>0.62</b>
<b>3</b>	m	7.66	3.25	0.03	<b>0.74</b>
<b>4</b>	m	2.85	7.06	0.03	<b>0.60</b>
<b>5</b>	m	2.95	7.23	0.03	<b>0.63</b>
<b>6</b>	m	3.30	7.76	0.03	<b>0.76</b>

7	m	7.01	2.85	0.03	<b>0.59</b>
8	m	7.13	2.90	0.03	<b>0.62</b>
9	m	7.66	3.25	0.03	<b>0.74</b>
10	m	2.85	7.06	0.03	<b>0.60</b>
11	m	2.95	7.23	0.03	<b>0.63</b>
12	m	3.30	7.76	0.03	<b>0.76</b>
<b>Volume total</b>					<b>7.88</b>

➤ **Béton les escaliers :**

**Tableau V-28 :** Volume du béton pour les escaliers.

Élément	Longueur (m)	Largueur (m)	Epaisseur (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
<b>RDC</b>				
Volée 1	2.4	1.55	0.15	<b>0.56</b>
Volée 2	2.4	1.55	0.15	<b>0.56</b>
Palier 1	1.55	3.4	0.15	<b>0.80</b>
Palier 2	2.10	3.4	0.15	<b>1.07</b>
M/CM	1.55	0.3	0.19	$(0.089 \times 16) = 1.41$
<b>1<sup>er</sup></b>				
Volée 1	2.4	1.55	0.15	<b>0.55</b>
Volée 2	2.4	1.55	0.15	<b>0.55</b>
Palier 1	1.55	3.4	0.15	<b>0.80</b>
Palier 2	2.10	3.4	0.15	<b>1.07</b>
M/CM	1.55	0.3	0.19	$(0.089 \times 16) = 1.41$
<b>Volume total</b>				<b>8.8</b>

➤ **Béton les poutres noyées :**

**Tableau V-29 :** Volume du béton pour les poutres noyées.

Poutre	Unité	Longueur	Largeur	épaisseur	Volume (m <sup>3</sup> )
1,2,7 et 12	m	2.85	0.30	0.15	$0.12 \times 4 = 0.48$
3,4,8 et 11	m	2.90	0.30	0.15	$0.13 \times 4 = 0.52$
5 et 6	m	3.25	0.30	0.15	$0.15 \times 2 = 0.30$
9 et 10	m	3.30	0.30	0.15	$0.15 \times 2 = 0.30$
<b>Volume total=1.6×2</b>					<b>3.2</b>

**V-1-2-1-3 Le devis quantitatif de démolition :**

➤ **Démolition des escaliers :**

Tableau V-30 : Devis quantitatif du béton démolé des escaliers.

Elément	Longueur (m)	Largueur (m)	Epaisseur (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
<b>RDC</b>				
Volée 1	1.96	1.4	0.15	<b>0.41</b>
Volée 2	1.96	1.4	0.15	<b>0.41</b>
Palier 1	1	1.4	0.15	<b>0.21</b>
Palier 2	1.6	3.4	0.20	<b>1.1</b>
M/CM	0.3	1.4	0.18	(0.076×14)= <b>1.1</b>
<b>1<sup>er</sup></b>				
Volée 1	1.96	1.4	0.15	<b>0.41</b>
Volée 2	1.96	1.4	0.15	<b>0.41</b>
Palier 1	1.5	3.4	0.20	<b>1.1</b>
Palier 2	1.55	3.4	0.20	<b>1.1</b>
M/CM	0.3	1.4	0.18	(0.076×14)= <b>1.1</b>
<b>Volume total</b>				<b>6.46</b>

➤ Démolition du plancher RDC :

Tableau V-31 : Devis quantitatif du béton démolé du plancher RDC.

Plancher	Unité	Longueur	Largeur	épaisseur	Volume (m <sup>3</sup> )
1,2,3 et 4	m	3	4.15	0.20	<b>2.5×4=10</b>
5	m	9.85	4	0.20	<b>7.88</b>
<b>Volume total</b>					<b>17.88</b>

➤ Démolition du plancher 1<sup>er</sup> étage :

Tableau V-32 : Devis quantitatif du béton démolé du plancher 1<sup>er</sup> étage.

Plancher	Unité	Longueur	Largeur	épaisseur	Volume (m <sup>3</sup> )
1	m	17.25	3	0.20	<b>10.35</b>
2 et 3	m	4.30	3	0.20	<b>2.58×2=5.16</b>
4 et 5	m	3.70	3.30	0.20	<b>2.44×2=4.88</b>
6	m	18.30	3	0.20	<b>11</b>
7 et 8	m	3.30	3	0.20	<b>2×2=4</b>
9	m	3.4	3	0.20	<b>2.04</b>
10	m	3.4	2.95	0.20	<b>2</b>
<b>Volume total</b>					<b>39.43</b>

➤ Démolition des voiles RDC et 1<sup>er</sup> étage :

Tableau V-33 : Devis quantitatif du béton démolé des voiles RDC et 1<sup>er</sup> étage.

Voile	Unité	Longueur	Largeur	Hauteur	Volume (m <sup>3</sup> )
1	m	7.41	0.15	3.06	3.40
2	m	4.32	0.15	3.06	2
3	m	7.81	0.15	3.06	3.6
4	m	8.23	0.15	3.06	3.8
5	m	7.41	0.15	3.06	3.40
6	m	4.32	0.15	3.06	2
7	m	7.81	0.15	3.06	3.6
8	m	8.23	0.15	3.06	3.8
9	m	7.36	0.15	3.06	3.40
10	m	4.32	0.15	3.06	2
11	m	7.91	0.15	3.06	3.6
12	m	8.07	0.15	3.06	3.7
13	m	7.91	0.15	3.06	3.6
14	m	4.32	0.15	3.06	2
15	m	7.36	0.15	3.06	3.40
16	m	6.29	0.15	3.06	2.9
17	m	6.29	0.15	3.06	2.9
<b>Volume total = 53.06×2</b>					<b>106.12</b>

V-1-2-1-4 Le devis quantitatif de terrassement :

➤ Volume des voiles périphériques :

Tableau V-34 : Volume des voiles périphériques.

Voile	Unité	Longueur	Largeur	Hauteur	Volume (m <sup>3</sup> )
1	m	7.41	0.25	3.4	6.29
2	m	4.32	0.25	3.4	3.67
3	m	7.81	0.25	3.4	6.63
4	m	8.23	0.25	3.4	6.99
5	m	7.41	0.25	3.4	6.29
6	m	4.32	0.25	3.4	3.67
7	m	7.81	0.25	3.4	6.63
8	m	8.23	0.25	3.4	6.99
9	m	7.36	0.25	3.4	6.25
10	m	4.32	0.25	3.4	3.67
11	m	7.91	0.25	3.4	6.72
12	m	8.07	0.25	3.4	6.85
13	m	7.91	0.25	3.4	6.72
14	m	4.32	0.25	3.4	3.67
15	m	7.36	0.25	3.4	6.25
16	m	6.29	0.25	3.4	5.34
17	m	6.29	0.25	3.4	5.34
<b>Volume total</b>					<b>97.97</b>

➤ **Volume du sol excavé :**

$$V_{se} = (S_{radier} \times 3.8) - V_{SF} - V_{VP}$$

$$V_{se} = (371.48 \times 3.8) - 73.76 - 98$$

$$V_{se} = 1239.86 \text{ m}^3$$

➤ **Volume du remblai :**

$$V_r = V_{se} - V_{radier}$$

$$V_r = 1239.86 - (371.48 \times 0.8)$$

$$V_r = 942.68 \text{ m}^3$$

**V-1-2-2 Le devis estimatif :**

**Tableau V-35 :** Devis estimatif des travaux de réhabilitation.

N <sup>0</sup>	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix (DA)	Montant (DA)
<b>1</b>	<b>Terrassement</b>				
1	Terrassement en grande masse	m <sup>3</sup>	1239.86	100	123986
2	Remblai au pourtour des fondations	m <sup>3</sup>	942.68	100	94268
	Décharge public	m <sup>3</sup>	297.18	100	29718
<b>Sous total</b>					<b>247972</b>
<b>2</b>	<b>Gros œuvre d'infrastructure</b>				
1	Gros béton pour radier, dosage 250 kg	m <sup>3</sup>	37.3	5000	186500
2	Béton de radier à base des résines, dosage 350 kg	m <sup>3</sup>	212	55000	11660000
3	Béton des VP à base des résines, dosage 350 kg	m <sup>3</sup>	34.6	40000	1384000
<b>Sous total</b>					<b>13230500</b>
<b>3</b>	<b>Gros œuvre de la superstructure</b>				
1	Béton pour les voiles, dosage 350 kg	m <sup>3</sup>	176.42	25000	4410500
2	Béton des voiles à base des résines, dosage 350 kg	m <sup>3</sup>	35.24	40000	1409600
3	Béton pour plancher, dosage 350 kg	m <sup>3</sup>	66.18	25000	1654500
4	Béton pour plancher à base des résines, 350 kg	m <sup>3</sup>	7.88	37000	291560
5	Béton pour escaliers, dosage 350 kg	m <sup>3</sup>	6.46	25000	166000
6	Béton pour poutre noyée, dosage 350 kg	m <sup>3</sup>	3.2	25000	80000
<b>Sous total</b>					<b>8012160</b>
<b>4</b>	<b>Système d'étaie</b>				
1	Béton de propreté, dosage 250 kg	m <sup>3</sup>	28.71	9000	258390
2	Béton pour semelle, dosage 350 kg	m <sup>3</sup>	160.81	45000	7236450
3	Système d'étaie en charpente métallique	kg	94923.73	430	40817203.9
<b>Sous total</b>					<b>48312043.9</b>
<b>5</b>	<b>Démolition de RDC et 1<sup>er</sup> étage</b>				
1	Dépose de menuiserie	m <sup>2</sup>	154.81	95.45	14776.615
2	Dépose des gardes corps d'escalier	m	11.3	265.35	2998.46
3	Dépose des panneaux préfabriqués	m <sup>2</sup>	206.57	996.82	20584.333

4	Démolition des cloisons en placo plâtre	m <sup>2</sup>	380.04	143.17	54410.327	
5	Dépose de revêtement pour étage courant	m <sup>2</sup>	584.82	245.07	143321.837	
6	Démolition des planchers en dalle pleine	m <sup>2</sup>	584.82	1819.51	1064085.838	
7	Démolition des escaliers	m <sup>2</sup>	39.71	1415.53	56210.696	
8	Démolition des voiles	m <sup>3</sup>	106.12	6368.37	675811.424	
<b>Sous total</b>					<b>2032199.53</b>	
					<b>Total H/T</b>	<b>71834875.43</b>
					<b>TVA 9%</b>	<b>6465138.79</b>
					<b>Total général</b>	<b>78300014.2</b>

Montant total général en lettres :

Soixante-dix-huit millions trois cent mille et quatorze Dinars Algérien et deux centimes.

## V-2- Etude technico-économique de démolition :

### V-2-1- Etude technique :

Avant de procéder à l'étude technique il est nécessaire de prévoir ou bien mettre un plan de travail ou un plan d'intervention afin d'assurer l'exécution du processus suivant :

1. Etude préalable et choix de type de démolition.
2. Plan de sécurité et prévention des risques.
3. La création d'un système d'étalement.
4. L'exécution et les travaux de démolition.

#### V-2-1-1- Etude préalable :

Dans notre cas, il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation implanté dans une zone urbaine entouré par des bâtiments similaires, une route et un parking, ce qui limite la zone et le périmètre des travaux.

D'un autre côté, le bâtiment est dans un état instable et critique, ce qui peut provoquer la ruine en tout moment.

Donc les engins de démolition ne peuvent pas intervenir, pour cela on va procéder à une démolition manuelle de type « **dérasement** ».

#### V-2-1-2- plan de sécurité et prévention des risques :

Avant de procéder à une démolition, il faut toujours prévoir des mesures de sécurité.

Dans notre cas on va suivre le plan suivant :

- La pose d'une clôture de sécurité à distance de quatre (4) mètres dans chaque côté du bâtiment, avec un accès bien sécurisé.
- L'installation des gardes corps et les surfaces d'accueil dans chaque bordure d'étage à démolir afin de prévenir la chute des matériaux et la main d'œuvre.

- La création d'un système d'étaieement qui peut supporter le poids de la structure.
- L'interdiction de circulation des publics dans le périmètre des travaux.
- L'organisation des travaux de démolition dans chaque étage.
- L'installation des échafaudages dans la partie à démolir.
- L'obligation des mesures de sécurité individuelle (casque, gant, ceinture, chaussures.....etc).
- Les ouvriers doivent être qualifiés pour ce genre des travaux.

#### **V-2-1-3- La création du système d'étaieement :**

Pour le système d'étaieement on va procéder avec le même système proposé dans l'étude de réhabilitation.

#### **V-2-1-4- L'exécution et les travaux de démolition :**

Avant de procéder à la démolition, il faut faire d'abord une opération de curage.

##### **V-2-1-4-1 Le curage :**

Le curage est une technique qui permet de trier la plupart des déchets non valorisables, elle consiste à nettoyer l'intérieur des bâtiments de tout élément non structurels.

Donc on doit effectuer le curage un étage après l'autre (5<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> .....RDC)

##### ➤ **Curage de la terrasse**

Le curage de la terrasse consiste généralement à déposer l'étanchéité.

Dans notre cas on a une étanchéité multicouche alors la dépose doit être facile.

Pour effectuer cette étape il faut utiliser une meuleuse, on commence par le point faible là où se trouve un gonflement, on coupe l'étanchéité jusqu'à on atteint la dalle.

Après ça, le travail sera facile, on place un pied de biche entre l'étanchéité et la dalle en enlevant les couches l'une après l'autre en utilisant la meuleuse s'il est nécessaire.

##### ➤ **Curage des étages courants :**

Avant de commencer les travaux de curage, on va résilier tous les réseaux (gaz, eau, électricité....). Cette action permet d'éviter toutes sources de danger durant les travaux.

On attaque par la suite les travaux du curage, on va procéder à l'élimination élément par élément comme suit :

#### **La menuiserie :**

On doit enlever le châssis d'une fenêtre ou bien une porte en le soulevant vers le haut, après il faut qu'on fractionne le cadre par une coupe oblique est faite au ses coins par une scie. Enfin on utilise un pied –de-biche pour enlever les parties fixes de cadre.

**Attention :**

Le port de lunettes de sécurité est fortement recommandé.

**Les cloisons :**

La procédure est simple, il suffit d'enlever une par une les plaques de plâtres avec une masse. Pour cela, on commence par faire un trou au centre de la cloison, ensuite on retire avec précaution le plaques puis les isolants situées derrière la cloison, une fois les plaques et les isolants enlevées on démonte les fixations métalliques.

**Attention :**

Le port de lunettes, casque et gants de sécurité est fortement recommandé.

**Le revêtement :**

Pour cette action on va utiliser un marteau burineur avec un burin large, on commence par retirer un premier carreau de carrelage en le décollant avec la pointe du burin au niveau d'une jointure, après on porte un petit coup de pression en inclinant légèrement l'appareil.

La suite de l'opération devrait être facile, on doit positionner la tête du marteau entre le carrelage et le mortier en poussant pour retirer les carreaux les uns après les autres.

Enfin on va enlever le mortier, pour cela on gratte la dalle en béton avec le marteau burineur puis on balaye la surface pour enlever les débris.

**Attention :**

Le port de lunettes, masque anti-poussière et des bouchons d'oreilles est fortement recommandé.

**Les panneaux préfabriqués :**

On va utiliser une perceuse à percussion ou bien un marteau piqueur, pour cela on monte une longue mèche épaisse et on commence à perforer le panneau en réalisant plusieurs trous espacés d'une dizaine de centimètres à travers son contour, ensuite on utilise un poste d'oxycoupage pour couper les armatures.

Après on utilise une grue autopropulsée à bras télescopique pour démonter le panneau.

**Attention :**

Le port de lunettes, masque anti-poussière, des chaussures de sécurité, des casques de chantier et des bouchons d'oreilles est fortement recommandé.

**V-2-1-4-2 Démolition :**

Pour la démolition, on va procéder à une démolition manuelle par dérasement.

Elle consiste à démolir en premier lieu la partie haute du bâtiment en descendant étage par étage, élément par élément jusqu'aux fondations.

#### **V-2-1-4-2-1 Démolition des planchers et les escaliers :**

On commence par tracer des lignes de trous avec la pointe d'un marteau pneumatique, en suite on le place sur la fissure pour détacher le morceau rapidement. On utilise une masse pour casser le béton et un poste d'oxycoupage pour couper les armatures.

Enfin il ne reste plus qu'à évacuer les gravats quand la dalle est complètement brisée dans un camion ou bien une benne.

##### **Outillage :**

- Marteau pneumatique (piqueur)
- Compresseur portable en diesel de moyenne compression 10 m<sup>3</sup>/min.
- Poste d'oxycoupage avec acétylène comme combustible et oxygène comme comburant.
- Masse.

#### **V-2-1-4-2-2 Démolition des voiles :**

Pour démolir les voiles on va utiliser un marteau pneumatique, on commence par la partie haute du voile en descendant à la base. Après une utilise la masse pour casser le béton en petits morceaux et un poste d'oxycoupage pour couper les armatures.

Enfin il ne reste plus qu'à évacuer les gravats quand la dalle est complètement brisée dans un camion ou bien une benne.

##### **Outillage :**

- Marteau pneumatique (piqueur)
- Compresseur portable en diesel de moyenne compression 10 m<sup>3</sup>/min.
- Poste d'oxycoupage avec acétylène comme combustible et oxygène comme comburant.
- Masse.

#### **V-2-1-4-2-3 Démolition des fondations :**

Pour démolir les fondations on va utiliser une pelleuse sur pneu équipée d'une tête brise roche hydraulique pour briser le béton et un poste d'oxycoupage pour couper les armatures et un mini retro chargeur pour excaver les déchets en dehors de la fouille.

Enfin il ne reste plus qu'à évacuer les gravats quand la dalle est complètement brisée dans un camion ou bien une benne.

### V-2-2- Etude économique :

L'étude économique pour un ouvrage, sert généralement à réaliser une estimation du coût total des travaux, d'un autre sens faire un devis quantitatif et estimatif du projet.

Pour cela il faut la quantité du béton armé démolis, les profilés métalliques, le curage.....etc.

#### V-2-2-1 Le devis quantitatif :

##### V-2-2-1-1 Le devis quantitatif pour le béton démolé :

➤ Démolition des planchers :

Tableau V-36 : Section du béton démolé des plancher.

Plancher	Section (m <sup>2</sup> )
RDC	308.9
1 <sup>er</sup>	275.92
2 <sup>ème</sup>	275.92
3 <sup>ème</sup>	275.92
4 <sup>ème</sup>	275.92
5 <sup>ème</sup>	275.92
terrasse	336.29

➤ Démolition des escaliers :

Tableau V-37 : Section du béton démolé des escaliers.

Elément	Longueur (m)	Largueur (m)	Section (m <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>			
Volée 1	1.96	1.4	2.74
Volée 2	1.96	1.4	2.74
Palier 1	1	1.4	1.4
Palier 2	1.6	3.4	5.44
M/CM	0.3	1.4	(0.42×13)=5.46
<b>Section totale</b>			<b>17.96</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>			
Volée 1	1.96	1.4	2.75
Volée 2	1.96	1.4	2.75
Palier 1	1.5	3.4	5.1
Palier 2	1.55	3.4	5.27
M/CM	0.3	1.4	(0.42×14)=5.88
<b>Section totale</b>			<b>21.75</b>
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>			

<b>Volée 1</b>	1.96	1.4	<b>2.75</b>
<b>Volée 2</b>	1.96	1.4	<b>2.75</b>
<b>Palier 1</b>	1.5	3.4	<b>5.1</b>
<b>Palier 2</b>	1.55	3.4	<b>5.27</b>
<b>M/CM</b>	0.3	1.4	$(0.42 \times 14) = 5.88$
<b>Section totale</b>			<b>21.75</b>
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>			
<b>Volée 1</b>	1.96	1.4	<b>2.75</b>
<b>Volée 2</b>	1.96	1.4	<b>2.75</b>
<b>Palier 1</b>	1.5	3.4	<b>5.1</b>
<b>Palier 2</b>	1.55	3.4	<b>5.27</b>
<b>M/CM</b>	0.3	1.4	$(0.42 \times 14) = 5.88$
<b>Section totale</b>			<b>21.75</b>
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>			
<b>Volée 1</b>	1.96	1.4	<b>2.75</b>
<b>Volée 2</b>	1.96	1.4	<b>2.75</b>
<b>Palier 1</b>	1.5	3.4	<b>5.1</b>
<b>Palier 2</b>	1.55	3.4	<b>5.27</b>
<b>M/CM</b>	0.3	1.4	$(0.42 \times 14) = 5.88$
<b>Section totale</b>			<b>21.75</b>
<b>Section totale</b>			<b>104.96</b>

➤ Démolition des voiles :

Tableau V-38 : Volume du béton démolé des voiles.

Voile	Unité	Longueur	Largeur	Hauteur	Volume (m <sup>3</sup> )
<b>1</b>	m	7.41	0.15	3.06	<b>3.40</b>
<b>2</b>	m	4.32	0.15	3.06	<b>2</b>
<b>3</b>	m	7.81	0.15	3.06	<b>3.6</b>
<b>4</b>	m	8.23	0.15	3.06	<b>3.8</b>
<b>5</b>	m	7.41	0.15	3.06	<b>3.40</b>
<b>6</b>	m	4.32	0.15	3.06	<b>2</b>
<b>7</b>	m	7.81	0.15	3.06	<b>3.6</b>
<b>8</b>	m	8.23	0.15	3.06	<b>3.8</b>
<b>9</b>	m	7.36	0.15	3.06	<b>3.40</b>
<b>10</b>	m	4.32	0.15	3.06	<b>2</b>
<b>11</b>	m	7.91	0.15	3.06	<b>3.6</b>
<b>12</b>	m	8.07	0.15	3.06	<b>3.7</b>
<b>13</b>	m	7.91	0.15	3.06	<b>3.6</b>
<b>14</b>	m	4.32	0.15	3.06	<b>2</b>
<b>15</b>	m	7.36	0.15	3.06	<b>3.40</b>
<b>16</b>	m	6.29	0.15	3.06	<b>2.9</b>
<b>17</b>	m	6.29	0.15	3.06	<b>2.9</b>
<b>Volume total = 53.06×6</b>					<b>318.36</b>

**Tableau V-39** : Volume du béton démolé des voiles périphériques.

Voile	Unité	Longueur	Largeur	Hauteur	Volume (m <sup>3</sup> )
1	m	7.41	0.15	3.4	6.29
2	m	4.32	0.15	3.4	3.67
3	m	7.81	0.15	3.4	6.63
4	m	8.23	0.15	3.4	6.99
5	m	7.41	0.15	3.4	6.29
6	m	4.32	0.15	3.4	3.67
7	m	7.81	0.15	3.4	6.63
8	m	8.23	0.15	3.4	6.99
9	m	7.36	0.15	3.4	6.25
10	m	4.32	0.15	3.4	3.67
11	m	7.91	0.15	3.4	6.72
12	m	8.07	0.15	3.4	6.85
13	m	7.91	0.15	3.4	6.72
14	m	4.32	0.15	3.4	3.67
15	m	7.36	0.15	3.4	6.25
16	m	6.29	0.15	3.4	5.34
17	m	6.29	0.15	3.4	5.34
<b>Volume total</b>					<b>58.8</b>

➤ **Démolition des fondations :**

**Tableau V-40** : Volume du béton démolé des fondations.

Semelle	Unité	Longueur	Largeur	Hauteur	Volume (m <sup>3</sup> )
1	m	7.41	1.60	0.40	4.74
2	m	4.32	1.60	0.40	2.76
3	m	7.81	1.60	0.40	4.99
4	m	8.23	1.60	0.40	5.26
5	m	7.41	1.60	0.40	4.74
6	m	4.32	1.60	0.40	2.76
7	m	7.81	1.60	0.40	4.99
8	m	8.23	1.60	0.40	5.26
9	m	7.36	1.60	0.40	4.71
10	m	4.32	1.60	0.40	2.76
11	m	7.91	1.60	0.40	5.06
12	m	8.07	1.60	0.40	5.16
13	m	7.91	1.60	0.40	5.06
14	m	4.32	1.60	0.40	2.76
15	m	7.36	1.60	0.40	4.71
16	m	6.29	1.60	0.40	4.02
17	m	6.29	1.60	0.40	4.02
<b>Volume total</b>					<b>73.76</b>

**V-2-2-1-2 Le devis quantitatif pour le curage :**

➤ **Dépose de menuiserie :**

$$S_{\text{porte}} = 0.9 \times 2.1 = 1.89 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{fenêtre1}} = 0.9 \times 1.4 = 1.26 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{fenêtre2}} = 1.15 \times 1.4 = 1.61 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{fenêtre3}} = 0.9 \times 0.9 = 0.81 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{total}} = (S_{\text{porte}} \times 192) + (S_{\text{fenêtre1}} \times 48) + (S_{\text{fenêtre2}} \times 24) + (S_{\text{fenêtre3}} \times 5)$$

$$S_{\text{total}} = 466.1 \text{ m}^2$$

➤ **Dépose des murs préfabriqués :**

**Tableau V-41 : Section des murs préfabriqués déposés.**

Mur	Unité	Longueur	Hauteur	Section (m <sup>2</sup> )
<b>1,2,7 et 12</b>	m	2.85	2.86	<b>8.15×4=32.60</b>
<b>3,4,8 et 11</b>	m	2.90	2.86	<b>8.29×4=33.18</b>
<b>5 et 6</b>	m	3.25	2.86	<b>9.30×2=18.60</b>
<b>9 et 10</b>	m	3.30	2.86	<b>9.44×2=18.90</b>
<b>Section totale=103.28×6</b>				<b>619.70</b>

➤ **Dépose des garde-corps d'escalier :**

**Tableau V-42 : Longueur du garde-corps déposé.**

étage	Longueur (m)
<b>RDC</b>	<b>6.1</b>
<b>1<sup>er</sup></b>	<b>5.2</b>
<b>2<sup>ème</sup></b>	<b>5.2</b>
<b>3<sup>ème</sup></b>	<b>5.2</b>
<b>4<sup>ème</sup></b>	<b>5.2</b>
<b>Total</b>	<b>26.9</b>

➤ **Démolition des cloisons de plaques au plâtre :**

**Tableau V-43 : Section des cloisons en plaques au plâtre démolis.**

Mur	Longueur	Hauteur	Section (m <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	66.44	2.86	<b>190.01</b>
<b>1<sup>er</sup></b>	66.44	2.86	<b>190.01</b>
<b>2<sup>ème</sup></b>	66.44	2.86	<b>190.01</b>
<b>3<sup>ème</sup></b>	66.44	2.86	<b>190.01</b>
<b>4<sup>ème</sup></b>	66.44	2.86	<b>190.01</b>
<b>5<sup>ème</sup></b>	66.44	2.86	<b>190.01</b>
<b>Section totale</b>			<b>1140.11</b>

➤ Dépose des revêtements :

Tableau V-44 : Section revêtements déposés.

Plancher	Section (m <sup>2</sup> )
RDC	<b>308.9</b>
1 <sup>er</sup>	<b>275.92</b>
2 <sup>ème</sup>	<b>275.92</b>
3 <sup>ème</sup>	<b>275.92</b>
4 <sup>ème</sup>	<b>275.92</b>
5 <sup>ème</sup>	<b>275.92</b>
terrasse	<b>336.29</b>

V-2-2-2 Le devis estimatif :

Tableau V-45 : Devis estimatif des travaux de démolition.

N <sup>o</sup>	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix (DA)	Montant (DA)
<b>1</b>	<b>Système d'étaieiment</b>				
1	Béton de propreté, dosage 250 kg	m <sup>3</sup>	28.71	9000	258390
2	Béton pour semelle, dosage 350 kg	m <sup>3</sup>	160.81	45000	7236450
3	Système d'étaieiment en charpente métallique	kg	94923.73	430	40817203.9
<b>Sous total</b>					<b>48312043.9</b>
<b>2</b>	<b>Le curage</b>				
1	Dépose de menuiserie	m <sup>2</sup>	466.1	95.45	44489.245
2	Dépose des murs préfabriqués	m <sup>2</sup>	619.70	996.82	617729.354
3	Dépose des gardes corps d'escalier	m	26.9	265.35	7137.915
4	Démolition des cloisons en plaques au plâtre	m <sup>2</sup>	1140.11	143.17	163229.549
5	Dépose de revêtement des étages courant	m <sup>2</sup>	1688.5	245.07	413800.965
6	Dépose d'étanchéité terrasse	m <sup>2</sup>	336.29	447.16	150375.436
<b>Sous total</b>					<b>1396762.464</b>
<b>3</b>	<b>Démolition de l'infrastructure</b>				
1	Démolition des semelles filantes	m <sup>3</sup>	73.76	5907.74	435754.91
2	Démolition des voiles périphériques	m <sup>3</sup>	58.8	6368.37	374460.16
<b>Sous total</b>					<b>810215.07</b>
<b>4</b>	<b>Démolition de la superstructure</b>				
1	Démolition des planchers en dalle pleine	m <sup>2</sup>	2024.79	1819.51	3684125.653
2	Démolition des escaliers	m <sup>2</sup>	104.96	1415.53	148574.029
3	Démolition des voiles	m <sup>3</sup>	318.36	6368.37	2027434.273
<b>Sous total</b>					<b>48418180.34</b>
<b>Total H/T</b>					<b>98937201.77</b>
<b>TVA 9%</b>					<b>8904348.16</b>
<b>Total général</b>					<b>107841549.9</b>

Montant total général en lettres :

Cent sept millions huit cent quarante et un mille cinq cent quarante-neuf Dinars Algérien et neuf centimes.

### **Conclusion**

Dans ce chapitre, on a réalisé une étude technico-économique de réparation et de démolition afin de faire le bon choix entre ces deux derniers.

D'après cette étude, le meilleur choix à faire est de réhabiliter le bâtiment pour la facilité d'exécution, la diminution des risques et enfin le coût des travaux.

## Conclusion générale

Les bâtiments endommagés par une catastrophe naturelle ou bien industrielle constituent un cas spécial dans le domaine du génie civil, où l'ingénieur doit obtenir toutes les connaissances nécessaires de conception raisonnable de réparation ou bien de démolition.

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissance des principales étapes à mener lors d'une étude technico-économique de réparation et de démolition d'un bâtiment endommagé.

Cette étude n'a pas seulement enrichi nos connaissances requises le long de notre cursus, mais elle nous a ouvert les yeux sur un tout nouveau domaine du génie civil et nous a appris à penser comme un ingénieur.

D'après cette étude on a pu faire un certain nombre de conclusions, parmi celles-ci :

1. La visite sur site et les essais sont l'étape préliminaire et la plus essentielle durant un projet de réhabilitation ou bien de démolition.
2. L'élaboration d'un diagnostic général et la réalisation d'une étude dynamique est requise pour avoir une idée précise de l'état actuel du bâtiment.
3. Le choix des techniques d'intervention que soit pour réhabiliter ou bien démolir le bâtiment dépend de la sécurité, la facilité d'exécution et le coût des travaux.
4. L'étude technico-économique est nécessaire pour choisir l'intervention la plus appropriée.

# Bibliographie

## Règlement :

- Règlements Parasismiques Algériennes **RPA99/2003**.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA93**.
- Règles de Calcul de Béton Armé aux Etat Limites **BAEL91**.

## Livre :

- Les techniques de réhabilitation : renforcer les structures.
- Pathologie des fondations.
- Diagnostic et renforcement des ouvrages existants (Jean-Christophe CARLES / D DAVI)
- Méthode Réhabimed pour la réhabilitation de l'architecture traditionnelle méditerranéenne (Réhabimed 2005).

## Cours :

- Ouvrages en béton « calcul des planchers » .Dr **MADI RAFIK**.
- Vulnérabilité et réhabilitation des structures, chapitre 3 « Réhabilitation des constructions en béton armé ». Pr **KASSOUL Amar**.
- Pathologie des bétons armés, chapitre 2 « Les causes de dégradation des bétons », chapitre 3 « Pathologie des bétons armés-Corrosion des armatures ».Mr **LAKHAL Ridha**.

## Aide-mémoire :

- Réhabilitation et renforcement des poteaux en béton armé, Université Mentouri Constantine, par **BELHANNACHI Hichem**.
- Recherche bibliographique sur la réhabilitation des voiles et des poutres en béton armé, Université 8 mai 1945 Guelma, par **ABDELMALEK Nabil, KAHALERRAS Yehya et SAYAD Younes**.
- Etude technico-économique d'un bâtiment en béton armé s/sol et RDC + 10 étages, Université ABOU-BEKR BELKAID Tlemcen, par **ADJROUD Mohammed Amine et SEKKAL Mohammed Faycal**.

## Site :

- [over-view.fr](http://over-view.fr)
- [tta61.com](http://tta61.com)
- [civilmania.com](http://civilmania.com)

- [csst.qc.ca](http://csst.qc.ca)
- [operbatph.org.dz](http://operbatph.org.dz)
- [algerie.prix.construction.info](http://algerie.prix.construction.info)

**Logiciel :**

- Robot Structural Analysis 2018 (**RSA 2018**)
- AutoCad 2011
- EXPERT BA 2010
- MS Word 2010
- MS Excel 2010