PEOPLE'S DEMOCRATIC REPUBLIC OF ALGERIA
جمهورية الجزائر الديمقراطية الشعبية
MINISTRY OF HIGHER EDUCATION AND SCIENTIFIC RESEARCH
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
YAHIA FARES UNIVERSITY OF MEDEA
جامعة يحيى فارس – المدية
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
قسم الهندسة المدنية

A THESIS
مذكرة

DESIGN AND ANALYSIS OF MULTI-STORY BUILDING (GROUND + 6 STORIES) FOR RESIDENTIAL USE.

FOR
MASTER DEGREE OF STRUCTURAL ENGINEERING
للحصول على درجة الماستر في الهندسة المدنية تخصص هياكل

PREPARED AND PRESENTED BY
ABU DAQQA ABDUL-HAMID

SUPERVISED BY
Pr. BOUKENDAKDJI Otmane

JUNE 2020

ENGLISH-FRENCH بباللغتين الإنجليزية والفرنسية

Hamido Abd

PEOPLE'S DEMOCRATIC REPUBLIC OF ALGERIA

MINISTRY OF HIGHER EDUCATION AND SCIENTIFIC RESEARCH

YAHIA FARES UNIVERSITY OF MEDEA

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING



A THESIS

DESIGN AND ANALYSIS OF MULTI-STORY BUILDING (GROUND + 6 STORIES) FOR RESIDENTIAL USE.

FOR

MASTER DEGREE OF STRUCTURAL ENGINEERING

PREPARED AND PRESENTED BY

ABU DAQQA ABDUL-HAMID

SUPERVISED BY

Pr. BOUKENDAKDJI Otmane

JUNE 2020



Hamido Abd

Thanks

At the end of this work I would like to praise "ALLAH" who gave me the strength to complete this achievement.

I would like to express my deep thanks to my Supervisor: **Pr. Boukendakdji.O** for his advice and his precious help.

My sincere thanks also go to all the teachers of the civil engineering department who offered us all this knowledge.

I also thank **Mr. OULD TURKI Benaissa** for the various enriching guides and advice.

My thanks to all the jury members who did to us the honor to judge my work.

My great thanks also go to one of my best friends **Mohammed Alhalmi** who give me the best advice ever which is to done this work in English I thank him from my heart.

We do not forget our parents and families for their contribution, their support and their patience. Finally, we extend our sincere thanks to all our relatives and friends, who have always supported and encouraged us during the preparation of this thesis.

ABUDAQQA ABDULHAMJD

Hamido Abd

Dedication

It is with great honour that I dedicate this modest work to the dearest people in the world for their sacrifices:

To my dear mother and father, you welcomed me with open arms into your family. As a sign of my love and affection I have for you.

To my brothers: Firas, Omar, Mamdouh,Ahmad,Mohammed.

To my sisters: Ala'a, Noor, Ayda, Rania ,Doha ,imane.

To the whole ''ABU DAQQA'' family without exception.

To my dear mates: Ayoub, Azzedine, Oussama, Islam, Isam, Haitham, Khaled, Yousra ,

To my friends who took the alienation with me : Amjad Asakra, Khatib, Ayham, Flora, Nezar, Firas, Ibrahim, Khaled, Ezzet, Ahmed Al Bitawi, Mohammed AL Qutati, Amjad Moulki, Mahran, Hasan, Majed, Mohammed Ramzi, Mujammel, Montaser, Zayd, Alhalmi, Karsoua, Basheer , Islam , swalhi, Ahmad yahia.

To My dear brother here in the Algeria : chergui Mohammed and his family I thank them from my heart to their support.

To my dear friends: Kayed, Ashraf, Jihad, Nofal, Mohamed shaker, Ali, Anas, Fadi, Noor, , Jalloul, Ismail, Mustafa,To All my friends.

ABUDAQQA ABDULHAMJD

Hamido Abd

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى هيكلة و دراسة إدارة تتألف من(طابق أرضي + ستة طوابق) .

و المقرر بناؤها بولاية (الجزائر) و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوية(III)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة+ الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل. (RPA99 version2003)
- قواعد الخرسانة المسلحة. (CBA93)

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج. (SAP2000 Version 20)

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

RESUME

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en RDC +6 étages, à usage habitation. Il est implanté à Alger. Cette région est classée en zone sismique **(III)** selon le **RPA99 version 2003**.

La résistance de la structure aux charges horizontales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement de tous les éléments résistants sont établis conformément aux Règlements Algériens en vigueur (**CBA93 et RPA99 version2003**).

L'analyse sismique de la structure a été menée par la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (**SAP2000V20)**

Finalement nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

ABSTRACT

This project deals with the study of a building with (Gr + 6 stories) in the state of Algiers**,** this is classified in a strong seismicity region(**III**) according to the Algerian seismic standard code **RPA99 version2003.**

The resistance of structure to horizontals loads ensured by a system (frame system with shear walls.).

The measurements and the design of reinforcement of all elements were according with the Algerian standards (**CBA93 and RPA99 version 2003).**

The seismic analysis has been realized by the numerical method based on finite elements method, using the program **(SAP2000 V 20).**

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Hamido Abd

SUMMARY

CHAPTER I : Project Presentation

I.1. PROJECT DESCRIPTION: 1
I.2. GEOMETRIC CHARACTERISTICS OF THE PROJECT:....1
I.2.1. Dimensions in plan of the building:....1
I.2.2. Dimensions in elevation of the building:....1
I.3.STRUCTURAL CHARACTERISTICS: 1
I.3.1. Bracing System (lateral load resisting system):....1
I.3.2. Floors: 1
I.3.3. Masonry: 1
I.3.4. Acroterion: 2
I.3.5. Staircase: 2
I.3.7. Infrastructure:....2
I.4. MECHANICAL CHARACTERISTICS OF MATERIALS: 2
I.4.1. Concrete: 2
I.4.2. Steel: 3
I.4.2.1. Types of Steel:....3

CHAPTER II : Pre-Sizing of Structural Elements

II.1. INTRODUCTION :....5
II.2. PRE-SIZING OF FLOORS (SLABS) : 5
II.2.1. Hollow pot floor(one-way slab) : 5
II.2.1.1. Acoustic insulation condition : 6
II.2.2. Solid(flat) slab floors :....6
II.3. PRE-SIZING OF BEAMS : 7
II.4. PRE-SIZING OF COLUMNS : 8
II.4.1. Pre-sizing steps :....8
II.4.1.1. Calculation of bearing capacity N :....9
II.4.1.2. Choosing the most stressed/loaded column :....10
II.5. LOADS ASSESSMENTS/ESTIMATE:....11
II.5.1. Dead loads : 11
II.5.1.1. Masonry : 11
II.5.1.2. Terrace floor : 12

Hamido Abd

SUMMARY

II.5.1.3. Typical Floor :.....13
II.5.2. Live Loads :.....14
II.5.3. Total Dead Loads:.....14
II.5.4. Total Live Loads:.....15
II.5.5. Ultimate axial load Nu:.....16
II.5.5. Verification according to (RPA99 V2003) :.....16
II.6. PRE-SIZING OF SHEAR WALLS :.....17

CHAPTER III : Calculation of Secondary Elements

III.1. Acroterion/Parapet:.....18
III.1.1. Calculation principle:.....18
III.1.2. Loads assessments/estimate:.....18
III.1.3. Determination of efforts:.....18
III.1.4. Reinforcement calculation:.....19
III.1.4.1 Verification at the service limit state (SLS):.....19
III.1.4.2 Verification of shear force at (ULS):.....19
III.2. Hollow pot floor:.....20
III.2.1. Compression slab:.....20
III.2.2. Slab beams/Span:.....22
III.2.2.1 Before pouring/casting:.....22
III.2.2.2 After pouring/casting:.....23
III.3. Stair:.....30
III.3.1. Stairs of the typical floor:.....30
III.3.1.1 Sizing:.....30
III.3.1.2 Evaluation of loads and overloads:.....30
III.3.1.3 Determination of Externally applied effect:.....31
III.3.1.4 Determination of loads/efforts:.....32
III.3.1.5 Reinforcement :.....32
III.3.1.6 Verification of normal stress at SLS:.....33
III.3.1.7 Verification of shear force at ULS:.....33
III.3.1.8 Verification of the arrow:.....34
III.4. Landing beam calculation:.....35

Hamido Abd

SUMMARY

III.4.1. Pre-sizing:.....35
III.4.2. Loads returning to the beam:.....35
III.4.3. Calculation of loads:.....36
III.4.4. Reinforcement calculation: 36
III.4.4.1 Longitudinal reinforcement : 36
III.4.4.2 Transverse reinforcement: 37
III.4.4.3 Verification at SLS: 37
III.4.4.4 Verification of shear stresses at the ULS: 37
III.4.4.5 Verification according to (RPA99 v2003 Art.7.5.2.1): 37
III.4.4.6 Verification of the arrow: 38
III.5. Flat/Solid Slab:.....39
III.5.1. Introduction: 39
III.5.2. Determination of loads: 39
III.5.3. Reinforcement: 39
III.5.3.1 Calculation principle: 39
III.5.3.2 Verification at SLS: 42
III.5.3.3 Verification of shear force: 42
III.5.3.4 Verification of the arrow: 42
III.6. Machine slab: 43
III.6.1. Introduction: 43
III.6.2. Thickness determination: 43
III.6.3. Dead and live loads: 43
III.6.4. Reinforcement: 43
III.6.4.1 Calculation principle: 44
III.6.4.2 Verification at SLS: 45
III.6.4.3 Verification of shear force: 45
III.6.4.4 Verification of the arrow: 46
III.6.4.5 Punching shear verification: 46

Hamido Abd

SUMMARY

CHAPTER IV : Dynamic Analysis

IV.1. INTRODUCTION : 47
IV.2. GEOMETRIC CHARACTERISTIC OF THE STRUCTURE : 47
IV.2.1. Center of mass : 47
IV.2.2. Center of torsion : 47
IV.2.3. Eccentricity : 49
IV.3. CHOICE OF CALCULATION METHOD : 51
IV.3.1. Introduction : 51
IV.3.2. The spectral modal analysis method: 51
IV.3.2.1 Principle of the method : 51
IV.3.2.2 Modulization / Modelling : 51
IV.3.2.3 The response spectrum of calculation: 51
IV.3.3. Results of dynamic analysis : 54
IV.3.3.1 Modal analysis: 54
IV.3.3.2 Static and dynamic analysis : 55
IV.4. CONCLUSION : 62

CHAPITRE V : Calculation of Structural Elements

V.1. INTRODUCTION : 63
V.2. BEAMS REINFORCEMENT : 63
V.2.1. Longitudinal reinforcement of beams : 63
V.2.1.1 Verification of stresses at SLS : 65
V.2.1.2 Verification of shear stresses at the ULS/ALS : 65
V.2.2. Transverse reinforcement of beams: 66
V.2.3. Verification of arrow : 66
V.3. COLUMNS REINFORCEMENT: 68
V.3.1. Longitudinal reinforcement : 68
V.3.2. Verification of stresses at SLS : 70
V.3.3. Transverse reinforcement : 71
V.4. SHEAR WALLS REINFORCEMENT: 72
V.4.1. Reinforcement of the piers : 72
V.4.1.1 Calculation of vertical reinforcement : 72

Hamido Abd

SUMMARY

V.4.1.2 Verification of stresses: 73
V.4.1.3 Horizontal reinforcements : 73
V.4.2. Lintel/coupling beam reinforcement: 74

CHAPTER VI : Calculation of Foundations

VI.1. INTRODUCTION : 78
VI.2. TYPES OF FOUNDATIONS : 78
VI.3. SOIL CHARACTERISTICS: 78
VI.4. CHOICE OF TYPE OF FOUNDATIONS: 79
VI.4.1. Isolated/Pad Footing under column : 79
VI.4.1.1 Checking the overlap between the pressure bubbles under the footing: 80
VI.4.2. Strip Footing : 81
VI.4.2.1 Reinforcement of Strip footing : 83
VI.4.2.2 Beam Strip/Upstand beam: 85
VI.5. FOUNDATIONS BEAMS (Tie Beam): 91

Hamido Abd

LIST OF TABLES

CHAPTER I : Project Presentation

Table I. 1. Other characteristics of concrete. 3
Table I. 2. The types of steels used and their grades. 3
Table I. 3. Other characteristics of Steel 4

CHAPTER II : Pre-Sizing of Structural Elements

Table II. 1. Pre-sizing of beams 7
Table II. 2. Bearing capacity *N* for each column section 9
Table II. 3. Interior wall dead load 11
Table II. 4. exterior wall dead load 11
Table II. 5. terrace floor (hollow pot floor slab) dead load 12
Table II. 6. Typical floor (hollow pot floor slab) Dead load 13
Table II. 7. Typical floor (flat slab) Dead load 13
Table II. 8. Cumulative dead loads of the surfaces covered(taking over) 14
Table II. 9. Cumulative live loads of the surfaces covered(taking over) 15
Table II. 10. Verification of the axial load of the columns 16
Table II. 11. Section verification according to (RPA99 V2003) 16
Table II. 12. Dimension Verification per RPA99 Version 2003 17

CHAPTER III : Calculation of Secondary Elements

Table III. 1. Loads assessments/estimate of the acroterion. 18
Table III. 2. The efforts exerted on the acroterion. 18
Table III. 3. The reinforcement adopted. 19
Table III. 4. Verification at SLS 19
Table III. 5. Verification of Shear force at ULS. 19
Table III. 6. Calculation the number of the shorings 22
Table III. 7. The loads exerted on the slab beam at ULS 24
Table III. 8. Longitudinal reinforcement section in the typical storey slab beam. 24
Table III. 9. The embedding moment exerted on the typical floor slab beam at SLS 25
Table III. 10. Verification of the typical floor slab beam at SLS 25
Table III. 11. Verification of shear stresses at the ULS 26
Table III. 12. Verification of the deflection of the typical floor slab beam. 26
Table III. 13. The loads exerted on the typical floor slab beam at ULS. 27
Table III. 14. Section of longitudinal reinforcement in the beam of the terrace. 27
Table III. 15. The moments of embedding exerted on the slab beam of the terrace at SLS. .. 28
Table III. 16. SLS verification of the terrace slab beam 28
Table III. 17. Verification of shear stresses at the ULS 29
Table III. 18. Dead load of Waist slab 30
Table III. 19. Dead load of Intermediate landing 31
Table III. 20. Load combinations on the typical floor staircase. 31
Table III. 21. Determination of efforts. 32
Table III. 22. Longitudinal reinforcement section in the typical floor staircase 32
Table III. 23. Reinforcement section verification 33
Table III. 24. Distribution reinforcement section in the typical floor staircase. 33

Hamido Abd

List of tables

Table III. 25. Reinforcement verification of the typical floor staircase at the ULS..... 33
Table III. 26. Verification of the sheer force of the typical floor staircase..... 33
Table III. 27. Verification of the deflection..... 34
Table III. 28. Pre-dimensioning of the landing beam..... 35
Table III. 29. Longitudinal reinforcement of the landing beam..... 36
Table III. 30. Transverse reinforcement of the landing beam..... 37
Table III. 31. Verification of the landing beam at SLS..... 37
Table III. 32. Verification of shear stresses at the ULS..... 37
Table III. 33. Verification of the landing beam according to RPA99 v2003..... 37
Table III. 34. Longitudinal reinforcement of solid slabs..... 39
Table III. 35. Flat slab external work (1.80X1.60) m2..... 40
Table III. 36. Internal work of solid slab (1.80X1.60)m2..... 41
Table III. 37. Longitudinal reinforcement section in the flat slab..... 41
Table III. 38. Condition of non-fragility of flat slabs..... 41
Table III. 39. Verification of solid slab at SLS..... 42
Table III. 40. Verification of shear force..... 42
Table III. 41. Machine weight..... 43
Table III. 42. Machine slab loads..... 43
Table III. 43. Machine slab external work (3.55X1.45)m2..... 44
Table III. 44. Internal work of Machine slab (3.55X1.45)m2..... 44
Table III. 45. Longitudinal reinforcement section in the Machine slab..... 45
Table III. 46. Verification of the reinforcement section in the machine slab..... 45
Table III. 47. Reinforcement verification of the machine slab at SLS..... 45
Table III. 48. Verification of shear force..... 45
Table III. 49. Punching shear verification..... 46

CHAPTER IV : Dynamic Analysis

Table IV. 1. Center of Mass and Center of torsion..... 49
Table IV. 2. Eccentricity in both directions..... 50
Table IV. 3. Distribution of externally applied effect according to X..... 52
Table IV. 4. Distribution of externally applied effect according to Y..... 52
Table IV. 5. Quality factor..... 53
Table IV. 6. Behaviour of the first three modes..... 54
Table IV. 7. Behaviour of the first three modes..... 54
Table IV. 8. The values of seismic force..... 56
Table IV. 9. Verification of the result of the seismic design forces..... 56
Table IV. 10. Values of stability moments and overturning moments..... 57
Table IV. 11. Verification of overturning stability..... 57
Table IV. 12. Verification of inter-storey displacements along X..... 58
Table IV. 13. Verification of inter-storey displacements along Y..... 58
Table IV. 14. Verification of the P-Δ effect..... 59
Table IV. 15. Beam shear verification..... 60
Table IV. 16 Shear wall shear verification..... 60
Table IV. 17. Verification of reduced normal load..... 61
Table IV. 18. Final dimensions of the elements..... 62

Hamido Abd

LIST OF TABLES

CHAPITRE V : Calculation of Structural Elements

Table V. 1 The calculated section and the selected section of beam reinforcement. 64
Table V. 2 Reinforcement section verification. 64
Table V. 3 Verification of beam stresses at SLS. 65
Table V. 4 Verification of shear stresses. 65
Table V. 5 The cross section. 66
Table V. 6 Verification of the conditions 66
Table V. 7 Verification of the deflection of the beams. 66
Table V. 8 The column reinforcement section. 68
Table V. 9 Verification of stresses at SLS 70
Table V. 10 The cross section of columns. 71
Table V. 11. Vertical reinforcement. 72
Table V. 12. Verification of normal stresses at the SLS. 73
Table V. 13. Verification of shear stresses at the ULS or ALS**.** 73
Table V. 14. Horizontal reinforcements. 74
Table V. 15. Determination of Loads/solicitation. 74
Table V. 16. Reinforcement calculation of the shear walls (lintels). 75

CHAPTER VI : Calculation of Foundations

Table VI. 1. Sizing of isolated footing at SLS. 79
Table VI. 2. Sizing of strip footings under several columns at SLS. 82
Table VI. 3. Sizing of strip footings under shear wall at SLS. 82
Table VI. 4. Reinforcements of strip footings under several columns 84
Table VI. 5.Reinforcements of strip footings under shear wall 84
Table VI. 6. Sizing of the beam strip. 85
Table VI. 7. Determination of the values of (q) of the release beam. 85
Table VI. 8. Determination of the stresses of the release beam. 86
Table VI. 9. Calculation of the longitudinal reinforcement of the beam strip at the ULS. 86
Table VI. 10. Longitudinal reinforcement checks of the beam strip at the SLS. 86
Table VI. 11. Calculation of the transverse reinforcements of the beam strip. 87
Table VI. 12. Punching shear verification. 87
Table VI. 13. Longitudinal reinforcement of tie beam. 91
Table VI. 14. Verification of stresses at the SLS of tie beam. 91
Table VI. 15. Calculation of the transverse reinforcement of the tie beam. 92

Hamido Abd

Lists of Figures

CHAPTER II : Pre-Sizing of Structural Elements

Figure II. 1.Section of the hollow block floor.....6
Figure II. 2. area/surface taken by the most stressed/loaded column.....10

CHAPTER III : Calculation of Secondary Elements

Figure III. 1. Acroterion (dimensions and loads exerted/exercised).....18
Figure III. 2. Reinforced concrete section in the acroterion. 19
Figure III. 3. Acroterion reinforcement. 20
Figure III. 4. Disposition of the reinforcement of the compression slab. 21
Figure III. 5. Loading in the typical floor slab beam. 23
Figure III. 6. Diagram of the moments in the typical floor slab beam at ULS. 24
Figure III. 7. Diagram of the shear forces of the typical floor slab beam at ULS. 24
Figure III. 8. Diagram of the moments in the typical floor slab beam at SLS.....25
Figure III. 9 Reinforcement of the slab beams. 26
Figure III. 10. Diagram of the moments in the slab beam of the terrace at ULS.....27
Figure III. 11. Diagram of the moments in the slab beam of the terrace at SLS. 28
Figure III. 12. Reinforcement of the slab beams of Terrace floor. 29
Figure III. 13. Static scheme of a stairs flight of typical floors 30
Figure III. 14. Loading on the typical floor staircase. 31
Figure III. 15. Moment diagram on the typical floor staircase at the ULS. 32
Figure III. 16. Diagram of the shear forces on the typical floor staircase at the ULS. 32
Figure III. 17. Loading in the landing beam 35
Figure III. 18. Diagram of the moments of the landing beam at the ULS 36
Figure III. 19. Diagram of the shear forces of the landing beam at the ULS.....36
Figure III. 20. Diagram of the moments of the landing beam at the SLS.....36
Figure III. 21. Reinforcement of the landing beam 38
Figure III. 22. Flat slab (1.40X3.60)$m2$ 39
Figure III. 23. Flat slab external work (1.80X1.60)$m2$ 40
Figure III. 24. Internal work of solid slab (1.80X1.60)$m2$.....40
Figure III. 25. Machine slab external work (3.55X1.45)$m2$ 43
Figure III. 26. Internal work of Machine slab (3.55X1.45)$m2$.....44

Hamida Abd

Lists of Figures

CHAPTER IV : Dynamic Analysis

Figure IV. 1. Shear wall disposition. 48
Figure IV. 2. position of center of mass and center of torsion. 50

CHAPITRE V : Calculation of Structural Elements

Figure V. 1. As1 and As2 according to the calculation 63
Figure V. 2 Reinforcement drawing of main beams 01. 67
Figure V. 3 Reinforcement drawing of main beams 02. 67
Figure V. 4 Reinforcement drawing of secondary beams 01. 67
Figure V. 5 Reinforcement drawing of secondary beams 02. 68
Figure V. 6 Reinforcement drawing of short secondary beams 02. 68
Figure V. 7 Reinforcement drawing of the columns. 71
Figure V. 8. Reinforcement drawing of the shear walls (lintels) 75
Figure V. 9. Reinforcement drawing of the shear walls in X-Direction 76
Figure V. 10. Reinforcement drawing of the shear walls in Y-Direction 77

CHAPTER VI : Calculation of Foundations

Figure VI. 1. pressure bubbles overlap under the footing. 80
Figure VI. 2. Strip Footing and Upstand beam. 81
Figure VI. 3. Reinforcements of strip footings-A=1.7 m. 88
Figure VI. 4. Reinforcements of strip footings-A=1.6 m. 89
Figure VI. 5. Reinforcements of strip footings-A=1.2m. 90
Figure VI. 6. Reinforcement of tie beam. 92

Horaido Abd

NOTATIONS

ROMANS CAPITAL LETTERS

A : tensile steel section.

A' : Compressed steel section.

A_{max}, A_{min} : Maximum and minimum steel section.

A_t : Section of a transverse reinforcement course.

A_v : Vertical reinforcement section.

A_h : Horizontal reinforcement section.

A_c : Reinforcement section in the current part (skin reinforcements).

A_D : Diagonal reinforcement section.

B : Concrete area.

B_r : Reduced section of column concrete.

B_t : Section of the tensile part.

L_t : Width of the tensile section.

SLS : Service Limit State.

ULS : Ultimate Limit State.

E_v : Modulus of elasticity (deferred).

E_i : Modulus of elasticity (Instantaneous).

E_s : *Modulus of elasticity longitudinal*.

I : Moment of inertia.

I_e : Equivalent moment of inertia.

M : Bending moment.

M_t : Bending moment in span of a beam.

M_a : Bending moment in support of a beam.

M_u : Bending moment at the ULS.

M_{ser} : Bending moment at the SLS.

N : Normal effort.

N_{ser} : Normal effort at SLS.

N_u : Normal effort at ULS.

T_u : shear force at the ULS.

G : dead load.

Q : live load.

Hamido Abd

NOTATIONS

E : Seismic load.

W : weight.

ROMANS SMALL LETTERS

h : Concrete section height.

b : Concrete section width.

b_0 : Width of the concrete rib (T-section)

c,c' : Upper and lower coating.

d : Useful height of a section.

f : Arrow.

f_{cj} : Characteristic compressive strength of concrete at "d" days.

f_{c28} : Characteristic compressive strength of concrete at "28" days.

f_e : Yield strength of steel.

f_{tj} : Conventional tensile strength of concrete at "d" days.

f_{t28} : Conventional concrete tensile strength at "28" days.

i : Radius of gyration.

l_f : Buckling length,

S_t : Transversal reinforcement spacing.

S_h : Horizontal reinforcement spacing.

S_v : Vertical reinforcement spacing.

GREEK CAPITAL LETTERS

Δ : Variation.

Σ : sum.

Φ : Nominal diameter of a steel bar.

GREEK SMALL LETTERS

α : Angle.

γ : Safety coefficient.

ε : Relative deformation.

η : Cracking coefficient.

λ : Mechanical slenderness.

μ : Coefficient of friction.

ν: Poisson coefficient.

Hamido Abd

Notations

ρ : Two-dimensional ratio

ζ : Normal stress.

η : Tangential stress.

δ : displacement of the level.

Hamido Abd

GENERAL INTRODUCTION

The end of studies project represents the last phase of our training cycle at MEDEA University, it consists in applying all the knowledge acquired all along our route on a real project in the field of Civil Engineering.

The proposal is particularly well suited to the development of a graduation project; indeed, it is about a subject allowing to associate dimensioning and calculation of execution.

This document is a summary of the work carried out. It will detail the calculation procedures used and give the references on which we have relied on.

Hamido Abd

We will now study successively several points:

1) Presentation of the work and the characteristics of the materials used;
2) Pre-dimensioning of structural elements;
3) Calculation of secondary elements (parapet, floor, staircase, solid slab, machine slab);
4) Dynamic and seismic Analysis, we used the finite element calculation software (SAP2000 version 20);
5) Study the structure under the action of different combinations of vertical and horizontal forces and the adoption of the reinforcement of the structure;
6) Estimation of the considered stresses at the level of the infrastructure, choice of the most suitable type of Foundation, calculation and reinforcement of all the elements to ensure the stability of the superstructure;
7) Summary of the work carried out summarized in the general conclusion.

CHAPTER I

Project Presentation

Hamido Abd

I.1. PROJECT DESCRIPTION:

The project of our study is the design, analysis and calculation of multi-story building (Ground + 6 Stories) with purpose (Residential) with accessible terrace.

This structure, located in the City of Algiers (Wilaya of Algiers), region classified by RPA 99 version 2003 as an area of Strong seismicity (zone III).

Our study conforms to the requirements of the applicable Algerian (regulations/codes), which are:

- The Algerian earthquake resistant (regulations/codes) RPA99 version 2003. **[2]**
- The design and calculation (regulations/codes)for reinforced concrete structures CBA93. **[1]**
- The permanent loads and service loads (regulations/codes) DTR B.C.2.2. **[3]**

I.2. GEOMETRIC CHARACTERISTICS OF THE PROJECT:

I.2.1. Dimensions in plan of the building:

- Total length of the building: L_x= 26.90 m.
- Total width of the building: L_y = 25.60 m.

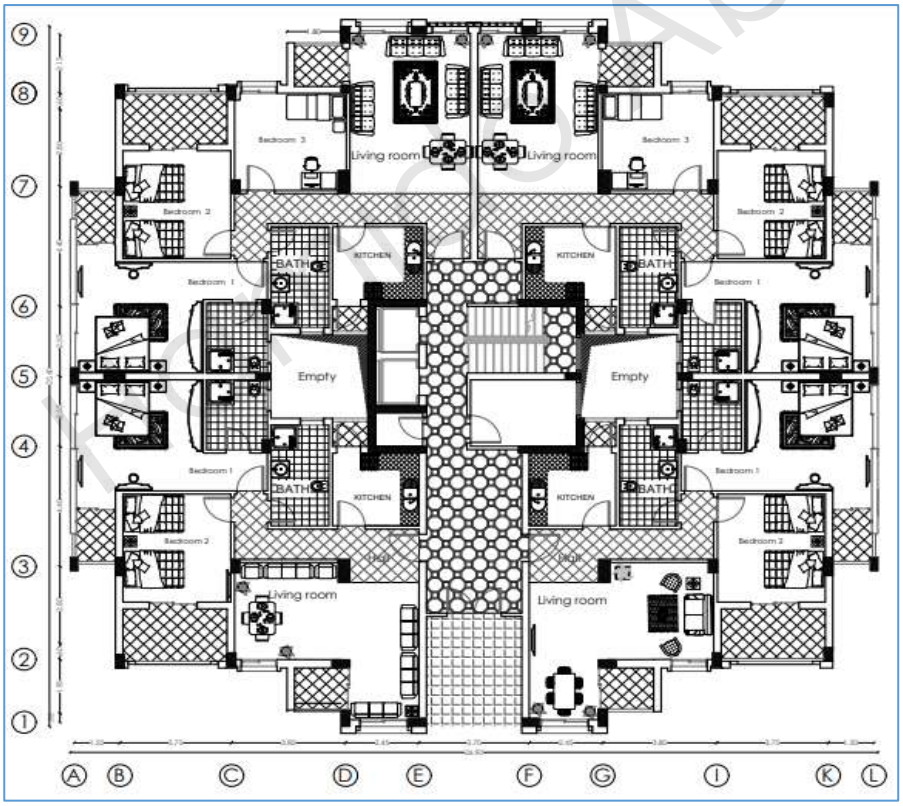


Figure I. 1. Ground Plan

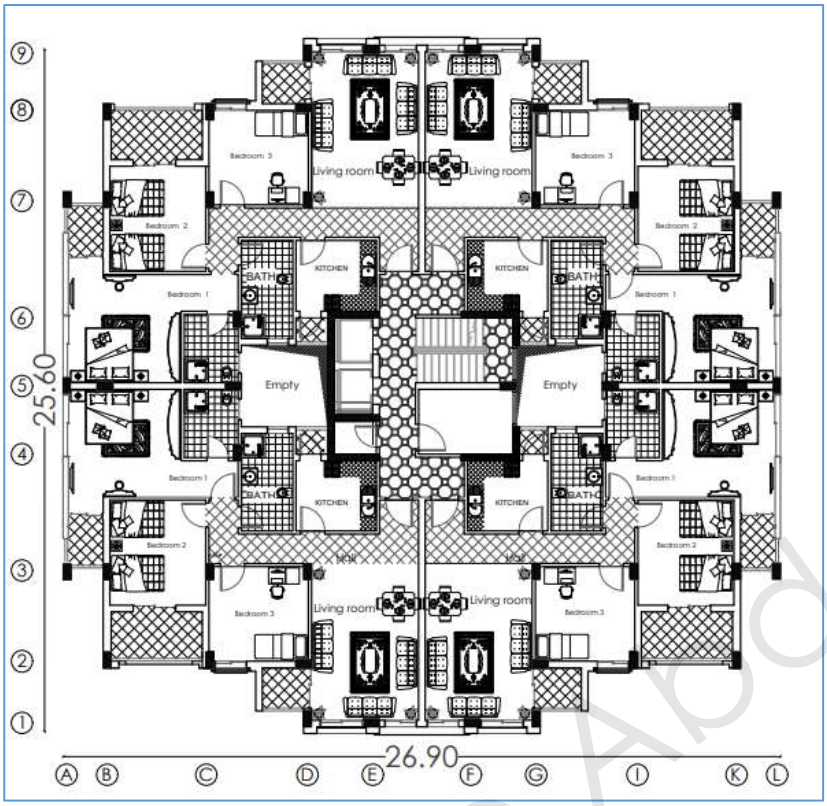


Figure I. 2. Typical Floor.

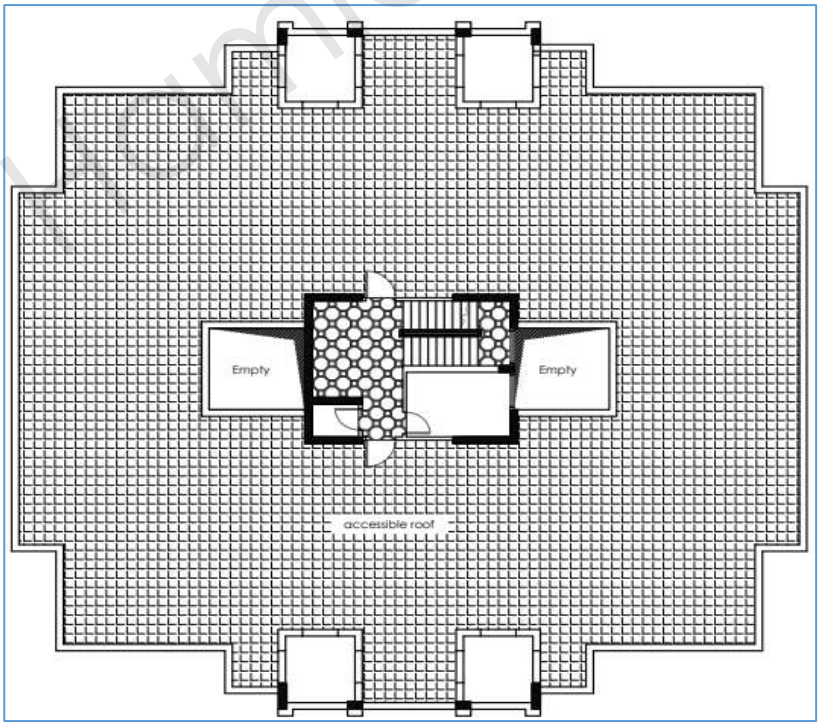


Figure I. 3. Roof Plan

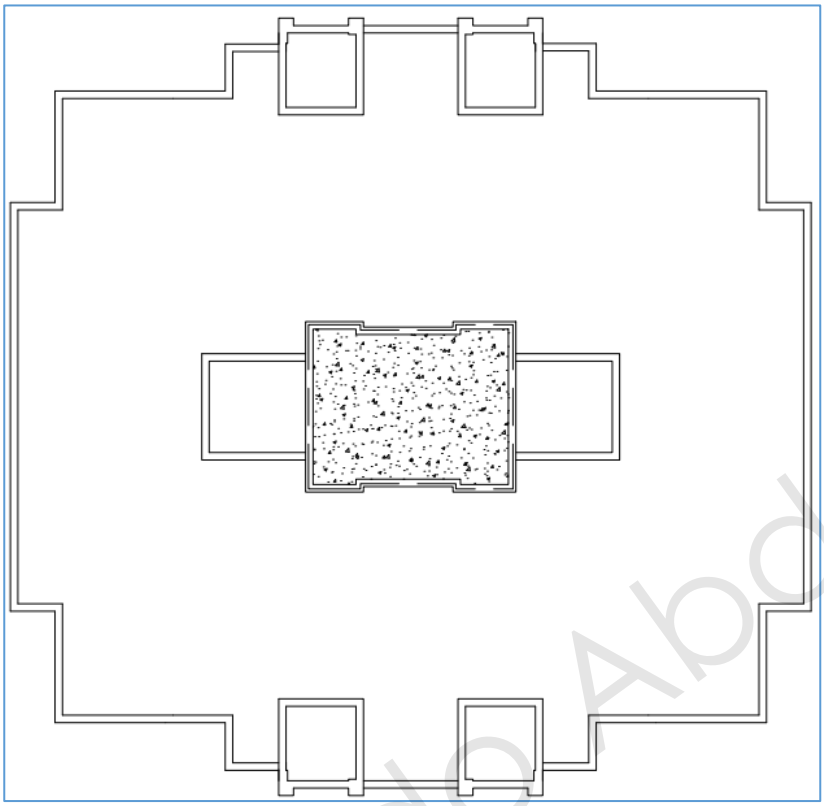


Figure I. 4. Top Roof plan

I.2.2. Dimensions in elevation of the building:

- Height of the Ground and typical floors: 3.20 m.
- Total height of the building: 25.65 m.

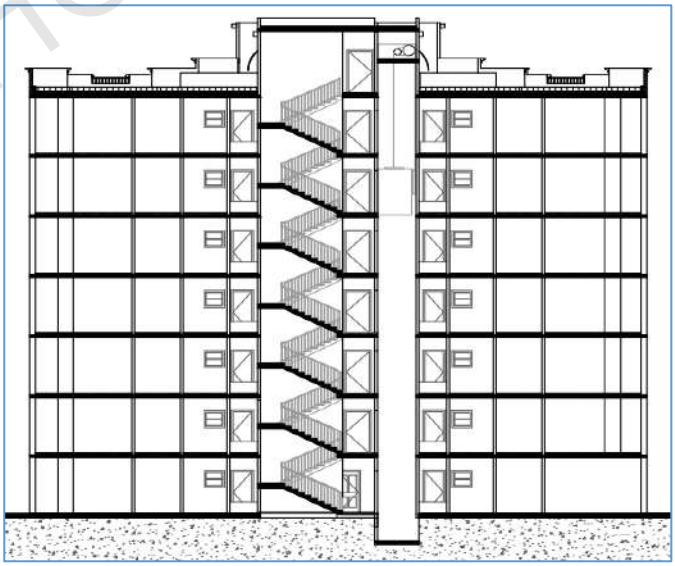


Figure I. 5. Section A-A

Hamido Abd

I.3.STRUCTURAL CHARACTERISTICS:

I.3.1. Bracing System (lateral load resisting system):

Our building has seven levels including the Ground which makes a height of 25.65 m, the RPA99 Version 2003 limits the structures that have self-supporting portal/frame in the zone III to 8m , which (obliges/imposed) us to brace a shear wall with Reinforced cement concrete (RCC) frame to counter the effects of lateral loads acting on a structure due to earthquake, wind etc.

I.3.2. Floors:

We used two types of floors, which role is to support the vertical loads and transmit them to the beams which also transmit these to the vertical elements of the structure.

- Hollow block/core slab
- Flat slab

I.3.3. Masonry:

The masonry filling of the building will be provided by hollow brick.

- Exterior walls (Hollow wall/cavity wall/double partition) : two (02) hollow brick partitions 10 cm thick separated by 5 cm air space to provide thermal insulation between the exterior and interior of the building.
- Interior walls (single partition): these are dividing walls of 10 cm thick.

I.3.4. Acroterion:

At the level of the roof-terrace, the structure is surrounded by acroterion designed in reinforced concrete 60cm high and 10cm thick.

I.3.5. Staircase:

(Dog legged stair) it consists of two straight flights of steps with abrupt turn between them a level landing is placed across the two flights at the change of direction.

I.3.7. Infrastructure:

It is the structure-soil interaction part, which forms a rigid assembly ensuring the embedding of the structure in the ground as well as the transmission of the loads brought by the structure to the good soil.

Hamido Abd

I.4. MECHANICAL CHARACTERISTICS OF MATERIALS:

The mechanical characteristics of the materials used in construction will comply with the technical rules for the design and calculation of reinforced concrete structures (CBA 93).

I.4.1. Concrete:

We use concrete that having cement dosage CPJ-CEMII 42,5 of 350Kg/m³ which gives a compressive strength at 28 days equal to $f_{c28} = 25\ MPa$ (which is a minimum).

- **Concrete tensile strength:**

The tensile strength is noted by « f_{tu} », it is defined by the relation:

$$f_{tu} = 0.6 + 0.06 f_{cu}$$

$$f_{c28} = 25MPa \quad Donc: \quad f_{t28} = 2.1MPa$$

Table I. 1. *Other characteristics of concrete.*

Modulus of elasticity (Instantaneous) E_{ij}		*32164.20 MPa*
Modulus of elasticity (deferred) E_{vj}		*10818.86 MPa*
Poisson's ratio (υ)	***ULS (Ultimate limit state)***	*0*
	SLS (serviceability limit state)	*0.2*
Shear stress (τ_u)	***prejudicial cracking or very prejudicial cracking***	*2.50 MPa*
	Little harmful cracking	*3.33 MPa*
compressive stress (σ_{bc})	***Durable situation***	*14.20 MPa*
	Accidental situation	*18.50 MPa*

Hamido Abd

I.4.2. Steel:

I.4.2.1. Types of Steel:

The steel used in reinforced concrete is distinguished from the rest of steels by its geometric shape and its grade, its external surface (surface of contact with concrete) presents two separate types: a smooth surface and a rough surface, each having its own utility.

Table I. 2. *The types of steels used and their grades.*

Type of steel	***Grades***	***Elastic limit (MPa)***	***Uses***
Plain round bar	F_eE220	215	Frames, stirrups for columns and beams, prefabricated parts
	F_eE240	235	
deformed or ribbed (steel) bar	F_eE400	400	All reinforced concrete work
	F_eE500	500	
Welded mesh	$TLE520$	520	Application of : Raft /Mat Foundation , shear wall , Floors , flat slab
	$TLE500$	500	

Table I. 3.*Other characteristics of Steel*

Modulus of elasticity longitudinal (E_s)				*200000 MPa*
Ultimate stress (σ_s)	***ULS***	***Durable situation*** σ_s		*348 MPa*
		Accidental situation σ_s		*400 MPa*
	SLS	***prejudicial cracking***	***Deformed bar*** $\overline{\sigma_s}$	*201.63 MPa*
			Welded mesh $\overline{\sigma_s}$	*159.40 MPa*
		very prejudicial cracking	***Deformed bar*** $\overline{\sigma_s}$	*165 MPa*
			Welded mesh $\overline{\sigma_s}$	*130.42 MPa*
		Little harmful cracking		*No verification to do*

Hamido Aba

CHAPTER II

Pre-Sizing of structural elements

Hamido Abd

II.1. INTRODUCTION :

The pre-sizing is to determine the predicted dimensions of the frame elements such as floors, flat slabs, beams, columns and shear walls.

II.2. PRE-SIZING OF FLOORS (SLABS) :

Floors are horizontal elements separating the stories of a building, their role is to :

- Support the vertical loads in order to transmit them to the (loadbearing/supporting) elements.
- Ensure the transmission of horizontal loads to the bracing elements (Rigid diaphragm).
- Complete the acoustic insulation condition and fire safety.

II.2.1. Hollow pot floor(one-way slab) :

These floors consist of prefabricated slab beams associated with hollow blocks, the thickness of the floor, calculated using the following two formulas : [**1] ART B.6.8.4.2.4**

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{\mathrm{L}}{20}$$

$$h_t \geq \frac{\mathrm{L}}{22.5}$$

h_t : Floor Thickness

L : the longest span of the slab beams (measured between the supporting nodes).

In our Project : L= 350

$$\frac{350}{25} \leq h_t \leq \frac{350}{20} \quad \Rightarrow \quad 14.00 \text{ cm} \leq h_t \leq 17.5 \text{ cm}$$

We adopt : h_t = 20 cm **[3] ART C.3.**

$h_t = d + e \Rightarrow h_t$=16+4 cm.

With :

d : the thickness of the hollow block;

e : the thickness of the compression slab.

Hamido Abd

II.2.1.1. Acoustic insulation condition : [5]

To obtain good sound insulation, the following condition must be verified :

$h \geq 16$ cm where we have $20 \text{ cm} > 16 \text{ cm}$

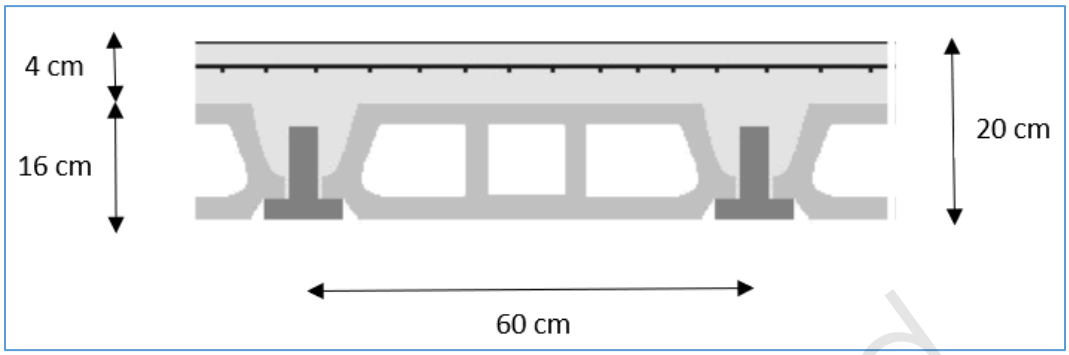


Figure II. 1*.Section of the hollow block floor.*

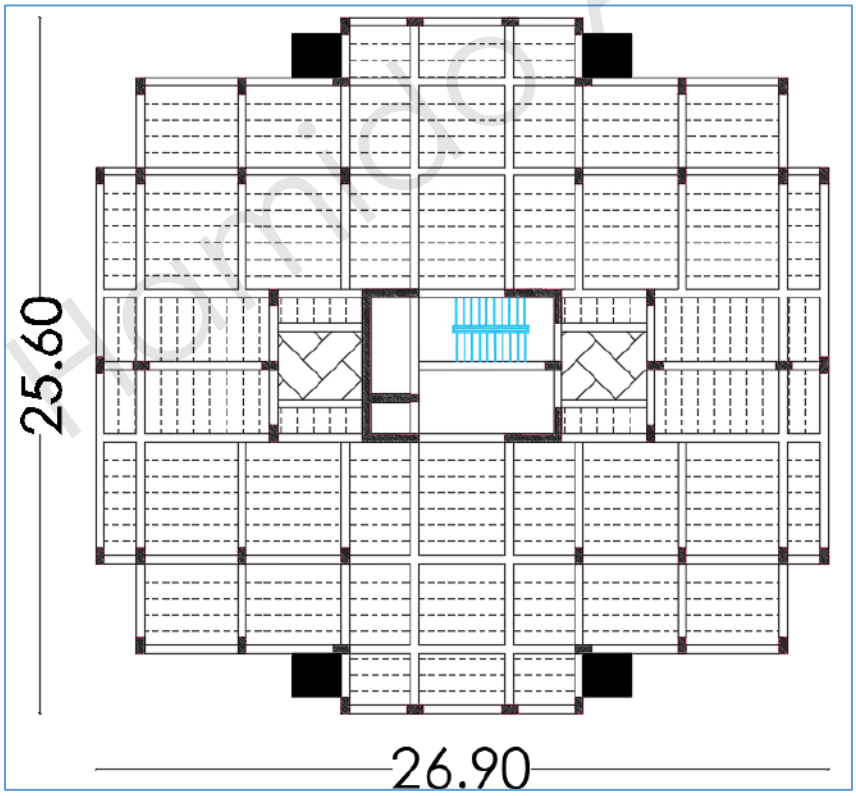


Figure II. 2. *Direction of the slab beams and (flat slab-black square-).*

II.2.2. Solid(flat) slab floors :

The thickness of the flat slab must check the resistance condition, given according to the nature of the supports on which the slab rests, in our case the slabs rest on two supports

a) Strength criterion : [1]

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40} \quad , \quad \frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

L : the longest span (measured between the supporting nodes).

e : slab thickness.

For the case of our structure, we have: L = 160

$$\frac{160}{35} \leq e \leq \frac{160}{30} \Rightarrow 4.57\ cm \leq e \leq 5.33\ cm$$

b) Fire safety : [1]

e = 7 cm: can provide a one-hour fire break.

e = 11cm: can provide a two-hour fire break.

e = 15cm: Acoustic insulation condition.

We choose: e = 15 cm. **[1] ART A.5.2.3.**

II.3. PRE-SIZING OF BEAMS :

Beams generally carry vertical gravitational forces but can also be used to carry horizontal loads (i.e., loads due to an earthquake or wind). The loads carried by a beam are transferred to columns, walls, or girders, they are dimensioned according to the resistance and arrow conditions.

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16} \quad , \quad 0.27h \leq b \leq 0.36h \qquad \textbf{[6]}$$

L : the length of the beam having the greatest span measured on the supporting node ;

h : the height of the beam ;

b : the width of the beam.

Hamido Abd

Table II. 1. *Pre-sizing of beams .*

	Main beam 1	Main beam 2	Secondary beams 1	Secondary beams 2
Strength Conditions	L= 970 cm 48.50 cm ≤ h ≤ 60.62 cm We adopt : **h = 60 cm** ⇒ 18 cm ≤ b ≤ 21.60 cm We adopt : **b = 30 cm**	L= 655 cm 32.75 cm ≤ h ≤ 40.9 cm We adopt : **h = 45 cm** ⇒ 13.50 cm ≤ b ≤16.20 cm We adopt : **b = 30 cm**	L= 830 cm 41.50 cm ≤ h ≤51.88 cm We adopt : **h = 50 cm** ⇒15.00 cm ≤ b ≤ 18.00 cm We adopt : **b = 30 cm**	L= 350 cm 17.50 cm ≤ h ≤ 21.88 cm We adopt : **h = 35 cm** ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤12.60 cm We adopt : **b = 30 cm**
Verification according to RPA 99 (2003 version) Art.7.5	b = 30 cm ≥ 20 cm h = 65 cm ≥ 30cm h/b = 1.67 ≤ 4.0 **Conditions checked**	b = 30 cm ≥ 20 cm h = 45 cm ≥ 30cm h/b = 1.16≤ 4.0 **Conditions checked**	b = 30 cm ≥ 20 cm h = 55 cm ≥ 30cm h/b = 1.5 ≤ 4.0 **Conditions checked**	b = 30 cm ≥ 20 cm h = 35 cm ≥ 30cm h/b = 1.16 ≤ 4.0 **Conditions checked**

Conclusion :

-For the main beams type 1, we adopt the section : $(b \times h) = 30{\times}60$ cm².

-For the main beams type 2, we adopt the section : $(b \times h) = 30{\times}45$ cm².

-For the secondary beams type 1, we adopt the section : $(b \times h) = 30 \times 50$ cm².

-For the secondary beams type 2, we adopt the section : $(b \times h) = 30 \times 35$ cm².

Hamido Abd

II.4. PRE-SIZING OF COLUMNS : [2] Art [7.4.1]

The columns are vertical load-bearing(carrying) elements in reinforced concrete, their role is to transmit vertical loads to the support points (foundations). For the pre-sizing of columns, a calculation based on the bearing capacity is used, $(N_u \leq \bar{N})$ and the calculation of vertical loads dead and live loads at the ultimate limit state (ULS). According to Article B.8.11 of the CBA93, this load can be increased by 10% for intermediate columns close to the edge(corner) columns in the case of buildings with at least three spans. So, in our case, this charge becomes:

$$N_u{}^* = 1.1N_u$$

II.4.1. Pre-sizing steps : [1] ART B.8.4.1

- Calculation of the bearing capacity $\bar{N}$ of the column.
- Choosing the most stressed/loaded column.
- Calculation of the area/surface taken by the column.
- Loads assessments/estimate.
- Determination of the dead and live loads returning to this column.
- Verification of increased ultimate axial load.
- Verification of the dimensions of the cross-section of the columns according to the conditions of RPA99 version 2003: [Art 7.4.1].

For rectangular (square) columns, we must respect the following formula : **[1] ART B.8.4.1**

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha\left(\frac{B_r . f_{c28}}{0.9\,.\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

A : area of compression reinforcement taken into account in the calculation. A=B/1000 ;

B_r : the reduced section of column obtained by reducing its real section in cm of thickness over its entire periphery.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2} \quad Si\ \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.30\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad Si \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad . \quad l_f = 0.7 l_0$$

λ : mechanical slenderness ;

i : radius of gyration(turning radius);

l_0 : column length;

l_f: buckling length;

$$i = \sqrt{I/b^2} \ , \quad I = \frac{hb^3}{12}$$

I : moment of inertia of column;

b : width of column.

f_{c28}=25 MPa ;f_e=400 MPa ; durable situation : (γ_b=1.5 ; γ_s=1.15)

Hamida Abd

II.4.1.1. Calculation of bearing capacity $\bar{N}$:

Table II. 2. *Bearing capacity $\bar{N}$ for each column section .*

N°	B(mm²)	$B_r(cm^2)$	$l_f(m)$	i (m)	λ	α	$A_s(cm^2)$	$\bar{N}$(Kn)
6	300x300	784	2.24	0.087	25.87	0.766	0.9	1136.54
5	300x400	1064	2.24	0.133	16.80	0.813	1.2	1634.95
4	300x400	1064	2.24	0.133	16.80	0.813	1.2	1634.95
3	300x500	1344	2.24	0.186	12.02	0.830	1.5	2110.12
2	300x500	1344	2.24	0.186	12.02	0.830	1.5	2110.12
1	300x600	1624	2.24	0.245	9.14	0.839	1.8	2574.37
Gr.	300x600	1624	2.24	0.245	9.14	0.839	1.8	2574.37

II.4.1.2. Choosing the most stressed/loaded column :

the most stressed/loaded column in our project is a column next to the edge column.

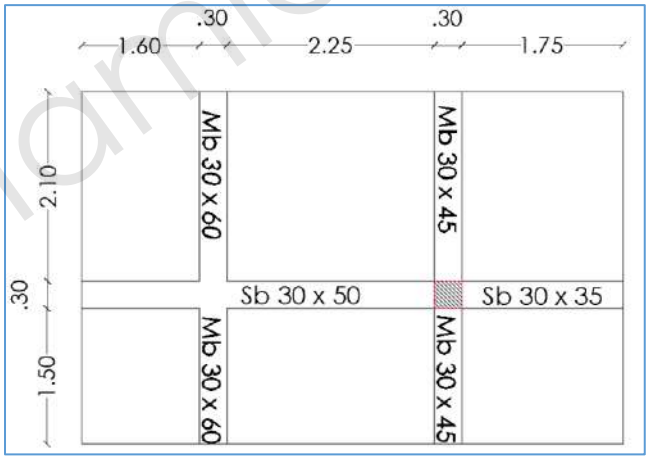


Figure II. 3. *area/surface taken by the most stressed/loaded column.*

Calculation of the area/surface taken by the column :

$$Col_{30\times60}\begin{cases} S_{total} = (1.75 + 0.30\times2 + 2.25 + 1.6)\times(2.1 + 0.3 + 1.5) \Rightarrow S_{total} = 24.18\,m^2 \\ S_{floor} = (1.75 + 2.25 + 1.6)\times(2.1 + 1.5) \Rightarrow S_{floor} = 20.16\,m^2 \end{cases}$$

Hamido Abd

II.5. LOADS ASSESSMENTS/ESTIMATE: [3] [DTR B.C 2.2]

II.5.1. Dead loads :

II.5.1.1. Masonry :

a) Interior walls (single partition) :

Table II. 3. *Interior wall dead load*

N°	Components	Thickness (m)	Density (kN/m³)	Surface density (kN/m²)	Reference article
1	Cement rendering	0.02	18	0.36	[3] DTR B.C. 2.2 C.2-Enduits
2	Hollow brick	0.10	9	0.90	[3] DTR B.C. 2.2 C.1 maçonnerie
3	Cement rendering	0.02	18	0.36	[3] DTR B.C. 2.2 C.2- Enduits
TOTAL				**1.62**	

b) Exterior walls (Hollow wall/cavity wall/double partition) :

Table II. 4. *exterior wall dead load*

N°	Components	Thickness (m)	Density (kN/m³)	Surface density (kN/m²)	Reference article
1	Cement rendering	0.02	18	0.36	[3] DTR B.C. 2.2 C.2- Enduits
2	Hollow brick	0.10	90	0.90	[3] DTR B.C. 2.2 C.1 maçonnerie
3	Air-gap	0.05	/	/	/
4	Hollow brick	0.10	90	0.90	[3] DTR B.C. 2.2 C.1 maçonnerie
5	Cement rendering	0.02	18	0.36	[3] DTR B.C. 2.2 C.2- Enduits
TOTAL				**2.52**	

Hamida Abd

II.5.1.2. Terrace floor :

Table II. 5. *terrace floor (hollow pot floor slab) dead load*

N°	Components	Thickness (m)	Density (kN/m^3)	Surface density (kN/m^2)	Reference article
1	Rolled Gravel 40mm	0.04	20	0.80	[3] DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
2	Multi-layered waterproofing	0 .02	6	0.12	[3] DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
3	Kraft paper	/	/	0.05	[3] DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
4	Slope shape	0.10	22	2.20	[3] DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
5	Polyethylene film	/	/	0.01	[3] DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
6	Cork slab	0.04	4	0.16	[3] DTR B.C 2.2 B- TOITURES
7	Vapour barrier	/	/	0.06	[3] DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
8	Hollow core slab (16+4)	0.16+0.04	/	2.80	[3] DTR B.C. 2.2 C.3-PLANCHERS
9	Plaster rendering	0.02	10	0.20	[3] DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				**6.40**	

Hamido Abd

II.5.1.3. Typical Floor :

Table II. 6. *Typical floor (hollow pot floor slab) Dead load*

N°	Components	Thickness (m)	Density (kN/m³)	Surface density (kN/m²)	Reference article
1	Floor tile	0.02	20	0.40	[3] DTR B.C. 2.2 C.4-Revetement du plancher
2	Bedding mortar	0.02	20	0.40	[3] DTR B.C. 2.2 C.4-Revetement du plancher
3	Sand Blinding	0.03	18	0.54	[3] DTR B.C. 2.2 ANNEXE VI-A
4	Hollow core slab (16+4)	0.20	/	2.80	[3] DTR B.C. 2.2 C.3-PLANCHERS
5	Plaster rendering	0.02	10	0.20	[3] DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
6	Single partition	0.10	/	1.62	[3] DTR B.C. 2.2 C.1-MACONNERIE
TOTAL				**5.96**	

Table II. 7. *Typical floor (flat slab) Dead load*

N°	Components	Thickness (m)	Density (kN/m³)	Surface density (kN/m²)	Reference article
1	Floor tile	0.02	20	0.40	[3] DTR B.C. 2.2 C.4-Revetement du plancher
2	Bedding mortar	0.02	20	0.40	[3] DTR B.C. 2.2 C.4-Revetement du plancher
3	Sand Blinding	0.03	18	0.54	[3] DTR B.C. 2.2 ANNEXE VI-A
4	Solid/flat slab	0.15	25	3.75	[3] DTR B.C. 2.2 C.3-PLANCHERS
5	Plaster rendering	0.02	10	0.20	[3] DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
6	Single partition	0.10	/	1.62	[3] DTR B.C. 2.2 C.1-MACONNERIE
TOTAL				**6.91**	

Hamido Abd

II.5.2. Live Loads :

- Accessible terrace : Q= 1.5 kN/m² **[3] ART 7.5**
- Inaccessible terrace : Q= 1 kN/m² **[3] ART 7.5**
- Residential : Q=1.5 kN/m² **[3] ART 7.1**

II.5.3. Total Dead Loads:

$G_{level} = G_{floor} + G_{mb} + G_{sb} + G_{col}$

With :

$$G_{floor} = \text{floor dead load} \times S_{floor}$$

$$G_{(mb)or(sb)} = b \times h \times L \times \gamma_b$$

$$G_{col} = b \times h_{str} \times L \times \gamma_b$$

γ_b: concrete density , $\gamma_b = 25kN/m^3$.

Table II. 8. *Cumulative dead loads of the surfaces covered(taking over)*

level	$G_{floor}(kN)$	$G_{mb}(kN)$	$G_{sb}(kN)$	$G_{col}(kN)$	$G_{level}(kN)$	$G_{cum}(kN)$
6	120.15	28.35	19.50	7.20	175.20	175.20
5	120.15	24.08	18.60	9.60	177.60	352.81
4	120.15	24.08	18.60	9.60	177.60	530.41
3	120.15	24.08	18.60	12.00	180.00	710.41
2	120.15	24.08	18.60	12.00	180.00	890.42
1	120.15	24.08	18.60	14.40	182.40	1072.82
Ground	120.15	24.08	18.60	14.40	182.40	1255.23

Hamido Abd

II.5.4. Total Live Loads:

To determine live loads, the following degressive law is used : **[3]**

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

$\left(\text{The coefficient } \frac{3+n}{2n} \text{ being valid for that } n \geq 5\right)$.

$Q_0 = 1.5\ kN/m^2$ (accessible terrace) ;

$Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5 = 1.5\ kN/m^2$ (floor for residential use);

6th storey : Q_0

5th storey : $Q_0 + Q_1$

4th storey : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

3ed storey : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

2nd storey : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

1st storey : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Ground : $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

$$Q = S_{total} * Q_i$$

Table II. 9. *Cumulative live loads of the surfaces covered(taking over)*

Level	***Q (kN)***	***3+n/2n***	$Q_{cum}(kN)$
6	36.270	/	36.27
5	36.270	1	72.54
4	36.270	0.95	105.18
3	36.270	0.90	134.20
2	36.270	0.85	159.59
1	36.270	0.80	181.35
Ground	36.270	0.75	199.49

Hamido Abd

II.5.5. Ultimate axial load N_u:

- $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- $Nu^* = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

Table II. 10. *Verification of the axial load of the columns*

Level	*B (mm²)*	*G (kN)*	*Q (kN)*	N_u *(kN)*	*Nu* (kN)*	$\overline{N}$ *(kN)*	*Nu* ≤* $\overline{N}$
6	300x300	175.20	36.27	290.93	320.02	1136.54	Verified
5	300x400	352.81	72.54	585.10	643.61	1634.95	Verified
4	300x400	530.41	105.18	873.83	961.21	1634.95	Verified
3	300x500	710.41	134.20	1160.36	1276.39	2110.12	Verified
2	300x500	890.42	159.59	1441.45	1585.59	2110.12	Verified
1	300x600	1072.82	181.35	1720.33	1892.37	2574.37	Verified
Gr.	300x600	1255.23	199.49	1993.78	2193.16	2574.37	Verified

II.5.5. Verification according to (RPA99 V2003) :

a) Section verification : (RPA 99 (version 2003) Art.7.4.1)

Table II. 11. *Section verification according to (RPA99 V2003)*

Condition to check (Verify)	*Condition application*	*verification*
Zone III ***Min (b, h) ≥ 30 cm*** ***Min (b, h) ≥ h_e /20*** ***0.25 ≤ (b/h) ≤ 4***	Min (b, h) = 30cm h_e /20 = (320-h_{mb}) /20 = 13 cm 0.25 ≤ (b/h) = 1 ≤ 4	Verified

Hamido Abd

b) Verification at the nodal zones : (RPA 99 (version 2003) Art.7.5)

We have to check (verify)

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$
- $d \leq Max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$

Table II. 12. *Dimension Verification per RPA99 Version 2003*

Column section(cm)	$b_{max}(cm)$	$b_1(cm)$	$h_1(cm)$	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	$d\ (cm)$	$Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$	$d \leq Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$
30x30	30	30	30	Yes	0	15	Yes
30x40	30	30	40	Yes	0	20	Yes
30x50	30	30	50	Yes	0	25	Yes
30x60	30	30	60	Yes	0	30	Yes

Conclusion :

The pre-sizing sections of the columns of all levels are sufficient compared to the ultimate normal forces (due to static loads), and satisfied the conditions of the RPA99 version 2003.

II.6. PRE-SIZING OF SHEAR WALLS :

We consider as shear walls the elements satisfying the condition L ≥ 4a. Otherwise, these elements are considered to be linear elements.

The (RPA99 v2003 Art7.7.1) requires a minimum thickness of 15 cm, in addition, the thickness must be determined based on (depends on) the clear height (head room) h_e and stiffness conditions at the ends. For the Ground and typical floor :

$$a \geq Max\left[15cm, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq Max[15cm, 12.50cm, 11.81cm, 13cm]$$

We adopt $\boldsymbol{a}$ **=15** cm.

Conclusion :

We can adopt a thickness of 15cm for the calculation of the ground and typical floors (zone III, building in 7 levels).

Hamida Abd

CHPATER III

Calculation of secondary elements

Hamido Abd

III.1. PARABET/ACROTERION:

The acroterion is a reinforced concrete element placed on the periphery of the terrace floor. Its role is to protect the waterproofing, prevent the water runoff from getting behind the waterproofing statements, protect the rendering and facade cladding.

III.1.1. Calculation principle:

In the calculation, the acroterion is considered as a built-in console in the terrace floor. The calculation of reinforcement is done for a bunch of 1m in width, It is an isostatic system assimilated to a console of 100cm of width, embedded in the top roof floor and subjected to a normal load due to its own weight and a moment at the embedding due to an live load of 1kN / ml applied at its end. Cracking is considered to be prejudicial because the acroterion is subject to weather.

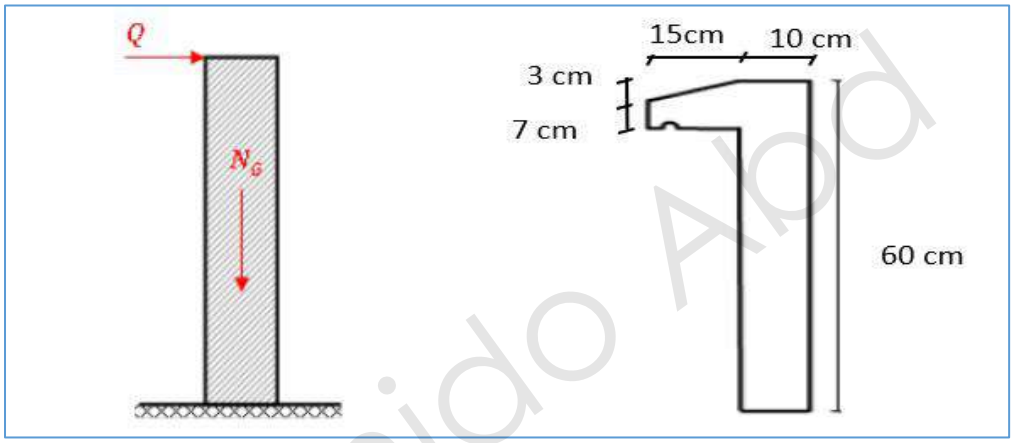


Figure III. 1. *Acroterion (dimensions and loads exerted/exercised)*

Hamido Abd

III.1.2. Loads assessments/estimate:

Table III. 1. *Loads assessments/estimate of the acroterion.*

Dead loads	G = 1.82 kN/ml
Live loads	Q=1 kN/ml

III.1.3. Determination of efforts:

Table III. 2. *The efforts exerted on the acroterion.*

	ULS	***SLS***
Normal load/axial load	$N_u = 1.35G = 2.46kN$	$N_u = G = 1.82\ kN$
(Fixed-end /restraint) moment	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9\ kN.m$	$M_{ser} = Q.h = 0.6\ kN.m$
Transverse Shear load	$T_u = 1.5\ Q = 1.5\ kN$	-

III.1.4. Reinforcement calculation:

The reinforcement calculation is done by a rectangular section (100x10) cm² subjected to **compound bending** and in a durable situation at ULS.

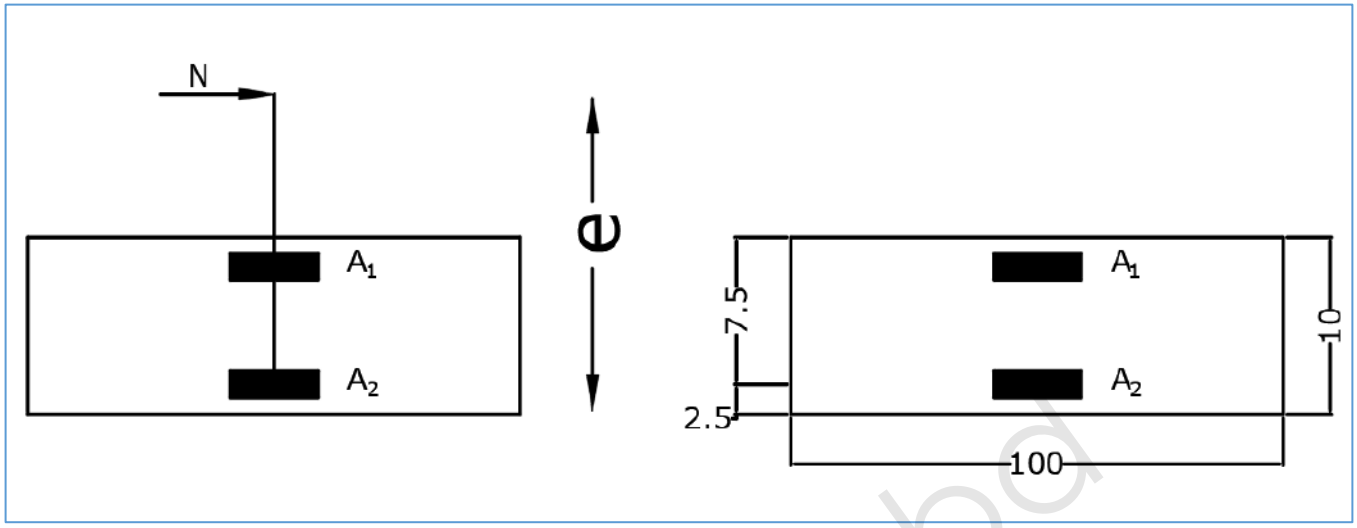


Figure III. 2. *Reinforced concrete section in the acroterion.*

Table III. 3. *The reinforcement adopted.*

Section ***(cm²)***	A_1 ***(cm²)***	A_2 ***(cm²)***	A_{min} ***(cm²)***	A_1 ***Chosen*** ***(cm²)***	A_2 ***Chosen*** ***(cm²)***	A_{dis} ***(cm²)***	***St*** ***(cm)***	St_{min} ***(cm)***	St_{dis} ***(cm)***	$St_{dis(min)}$ ***(cm)***
100x10	0.26	0	1	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01	25	30	15	40

Hamido Abd

III.1.4.1 Verification at the service limit state (SLS):

Table III. 4. *Verification at SLS.*

Section(cm²)	**A(cm²)**	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma'_s(MPa)$	$\overline{\sigma_s}(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$Verification$
100x10	2.01	0.6	0.36	2.33	2.84	201.63	15	Verified

III.1.4.2 Verification of shear force at (ULS):

We must check this condition: $\tau \leq \tau_{adm}$

Table III. 5. *Verification of Shear force at ULS.*

Section	**T(kN)**	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(kN)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X10	1.5	0.02	2.5	Yes

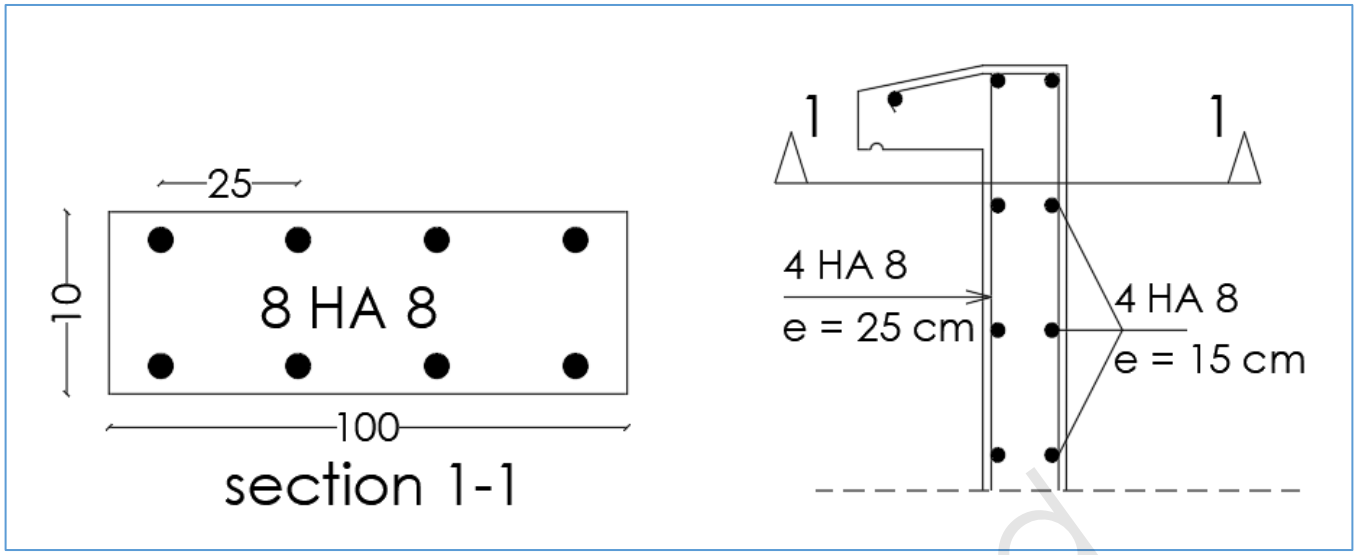


Figure III. 3. *Parapet reinforcement.*

III.2. HOLLOW POT FLOOR:

This type of floor is very commonly used in residential buildin0gs, it consists of:

- Prefabricated reinforced concrete span/slab beams, arranged in parallel with a spacing of 60 cm.
- ceiling infill between slab beams.
- A 4 cm thick, lightly reinforced concrete compression slab superior.

The calculation of floors is done exclusively under the action of vertical loads, and for floors with hollow blocks, the calculation will be done for two elements:

- Compression slab.
- Slab beams.

III.2.1. Compression slab:

Used for the good distribution of vertical loads on the beams, and to limit the risk of cracking as well as to resist the forces applied on the slab; it is planned a reinforcement with grid layout.

The reinforcement section to be provided must be satisfied with the following conditions:

- Spacing for reinforcement perpendicular to the ribs at most equal to 20 cm **[1]**;
- Spacing for reinforcement parallel to the ribs at most equal to 33 cm **[1]**;
- The section of reinforcement in the direction perpendicular to the ribs is given by **[1]**:

Hamido Abd

$$50cm \leq L \leq 80cm \Rightarrow A_t \geq 0.02\,L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}$$

With;

L: Spacing between axes of the ribs (60 cm in our work).

F_e : Grade of Steel FeE520 ($F_e = 520$).

The welded mesh which will be used will be square grid of 20cm x 25cm

A_{t1}: Reinforcement section perpendicular to the ribs. $\Rightarrow A_{t1} \geq 0.46cm^2/ml$

A_{t2}The reinforcement section in the direction parallel to the ribs. $A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23cm^2/ml$

$$We\ will\ choose:\ A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98cm^2\ with\ a\ spacing\ of\ 20\ cm.$$

$$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0.78cm^2\ with\ a\ spacing\ of\ 25\ cm.$$

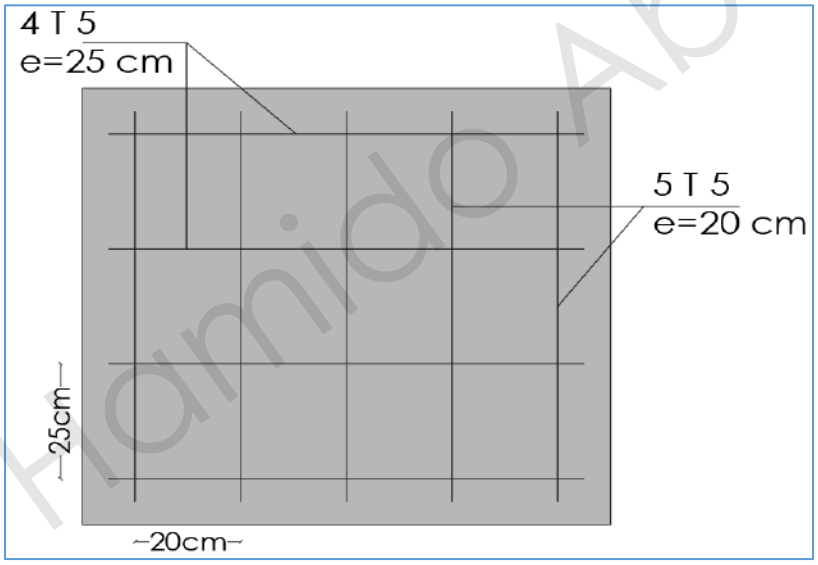


Figure III. 4. *Disposition of the reinforcement of the compression slab.*

Hamido Abd

III.2.2. Slab beams/Span:

The slab beams/Spans are prefabricated, they are calculated by the loads (G, Q) with simple bending, the surface returning to each slab beam is S = 0.60 × L, the slab beams/ are arranged in the direction of the short span, the calculation of the joists/slab beams is done in two steps:

- Before pouring/casting.
- After pouring/casting.

III.2.2.1 Before pouring/casting:

The slab beam before casting is an isostatic beam subjected to the following loads:

- Its self-weight,
- The weight of hollow core (ceiling infill between slab beams).
- A load concentrated in the middle with the greatest intensity of 1 kN or (0.5×L) kN, which represents the weight of a worker.

When I calculate $\mu = 5.55$ it leaves me in the domain of simple bending , in addition the beam in this stage will show a large deformation (arrow). So, it's necessary to provide shoring to eliminate the risk.

And the calculation of the shoring is done so that they support the slab beams after casting the concrete and not only before pouring the concrete.

✓ Verification of the deflection: according to **[1]**

$$f_{max} < \bar{f} \quad avec: \ \bar{f} = \begin{cases} \dfrac{L(cm)}{500} & si\ L \leq 5m \\ 0.5 + \dfrac{L(cm)}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$$

$$f = \frac{2.05 \times P \times L^4}{384 \times E \times I} \text{ , for the continuous beam}$$

Table III. 6. *Calculation the number of the shorings*

N°	$L\ (m)$	$G\ (kN/ml)$	$Q\ (kN)$	$f\ (mm)$	$\bar{f}\ (mm)$	$f \leq \bar{f}$
0	3.50	1.68	0.6	30.4	7.00	Not Verified
1	1.75	1.68	0.6	1.90	7.00	Verified

⟹ We must provide a single shoring.



Hamido Abd

III.2.2.2 After pouring/casting:

All of the slab beams are considered to be a continuous beam. In our building, we must calculate two types of continuous beams which are:

- 7 span beams (Typical Floor)
- 2 span beams (Terrace Floor)

The reinforcement calculation will be done either by the lump sum/ flat-rate method (forfaitaire) or by the Caquot method.

Conditions for applying the flat-rate method:

$1 - Q \leq Min\,[2G\,;5\,kN/m^2] \Longrightarrow$ We can't do this check because we don't have a concentrated load.

$2 - 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \quad \Rightarrow \quad not\ verified$

$3 - \ The\ cracking\ must\ be\ little\ harmful \quad \Rightarrow \quad verified$

- So, the reinforcement calculation will be done by the **Caquot method.** ⟹ **Annex 1**

Type 1: The slab beam wire (Typical floor).

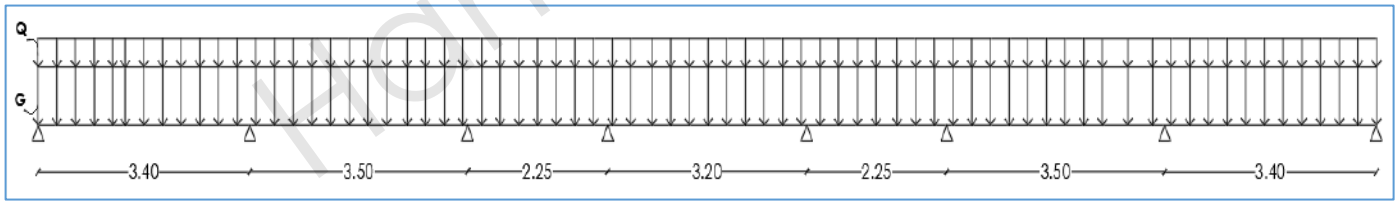


Figure III. 5. *Loading in the typical floor slab beam.*

$$G = 3.58\ kN/ml\,,\ \ Q = 0.90\ kN/ml \quad \Rightarrow \quad P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow\ P_u = 6.18kN$$

Hamido Abd

Table III. 7. *The loads exerted on the slab beam at ULS*

Span	$M_t\ (kN.m)$	$M_W\ (kN.m)$	$M_e\ (kN.m)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$
A-B	4.2	-1.05	-8.15	-8.10	12.90
B-C	2.79	-8.15	-4.00	-12.00	9.62
C-D	0	-4.00	-4.2	-6.86	7.04
D-E	2.84	-4.2	-4.2	-9.88	9.88
E-F	0	-4.2	-4.00	-7.04	6.86
F-G	2.79	-4.00	-8.15	-9.62	12.00
G-H	4.2	-8.15	-1.05	-12.90	8.10

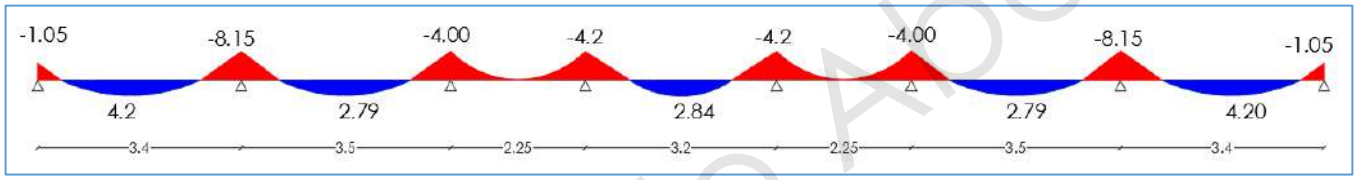


Figure III. 6. *Diagram of the moments in the typical floor slab beam at ULS.*

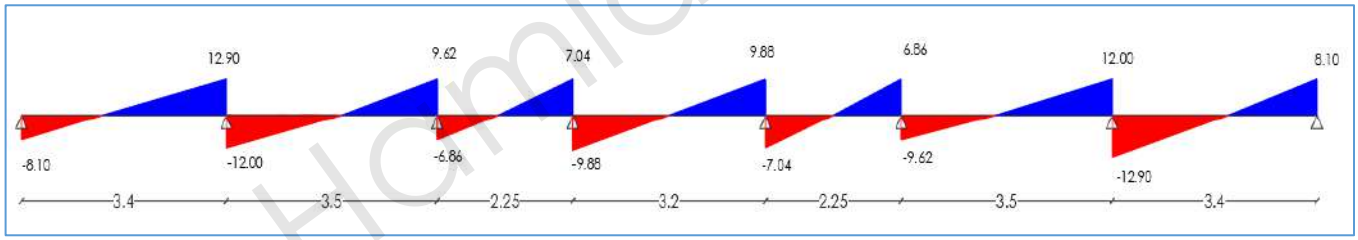


Figure III. 7. *Diagram of the shear forces of the typical floor slab beam at ULS.*

Table III. 8. *Longitudinal reinforcement section in the typical storey slab beam.*

Slab beam	$M_{t\,max}\ (kN.m)$	$M_{a\,max}\ (kN.m)$	$A_1\ (cm^2)$	$A_2\ (cm^2)$	$A_{1_{ch}}\ (cm^2)$	$A_{2_{ch}}\ (cm^2)$
Span A-B/G-H	4.2	- 8.15	0.86	**0**	2HA10=1.57	1HA10 = 0.79

Slab beam	$A'_1\ (cm^2)$	$A'_2\ (cm^2)$	$A'_{1_{ch}}\ (cm^2)$	$A'_{2_{ch}}\ (cm^2)$
Span A-B/G-H	0	1.64	2HA10=1.57	1HA10+1_{ch}HA12= 1.92

Hamido Abd

- **Verification of stress at SLS.**

G=3.58 kN/ml, Q= 0.9 kN/ml $\Rightarrow$ $P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 4.48kN$

Table III. 9.*The embedding moment exerted on the typical floor slab beam at SLS*

Span	$M_t\ (kN.m)$	$M_W\ (kN.m)$	$M_e\ (kN.m)$
A-B	3.05	-0.76	-5.91
B-C	2.02	-5.91	-2.90
C-D	0	-2.90	-3.04
D-E	2.06	-3.04	-3.04
E-F	0	-3.04	-2.90
F-G	2.02	-2.90	-5.91
G-H	3.05	-5.91	-0.76

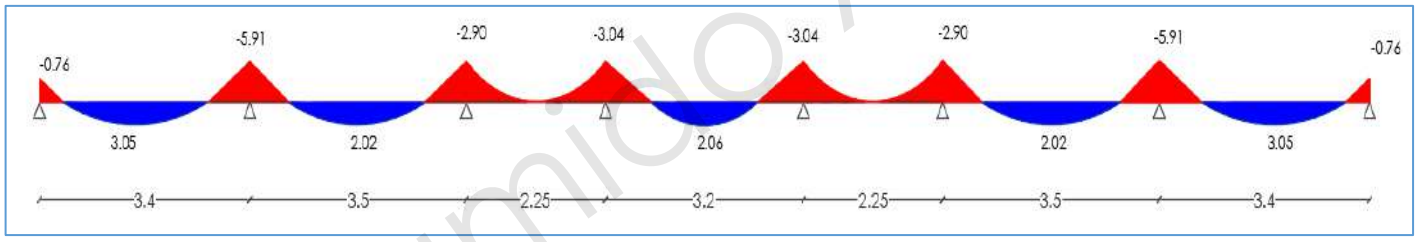


Figure III. 8. *Diagram of the moments in the typical floor slab beam at SLS*

Hamido Abd

Cracking is little harmful, so we have just to check: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ **[1] ART A.4.5.3**

Table III. 10. *Verification of the typical floor slab beam at SLS*

Length	**Externally applied effect *at SLS***		***Stress***		**Allowable *Stress***	**Verification**
	M_t	M_a	$\sigma_{b\ span}$	$\sigma_{b\ support}$	$\overline{\sigma_b}$	
3.40	3.05	-5.91	1.79	8.45	15	Yes

- **Verification of shear stresses at the ULS: [1] ART A5.1.2.1.1**

Table III. 11. *Verification of shear stresses at the ULS*

Length	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	Verification	$Z_N(cm)$	$Z_C(cm)$	$\emptyset(mm)$	$A_t(cm^2)$
3.40	12.90	0.90	3.33	verified	15	15	4	2HA4=0.25

- **Verification of the arrow/deflection: [1] ART B6.8.4.2.4**

Verification of the deflection is not necessary if the two inequalities are verified:

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \dfrac{20}{340} = 0.058 \geq \dfrac{3.05}{15 \times 3.81} = 0.053 \quad Condition\ verified \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3.6}{f_e} \Rightarrow \dfrac{1.57}{80 \times 180} = 0.0001 \leq \dfrac{3.6}{400} = 0.009 \quad Condition\ verified \end{cases}$$

All conditions are verified, so verification of the deflection/arrow is not required.

0

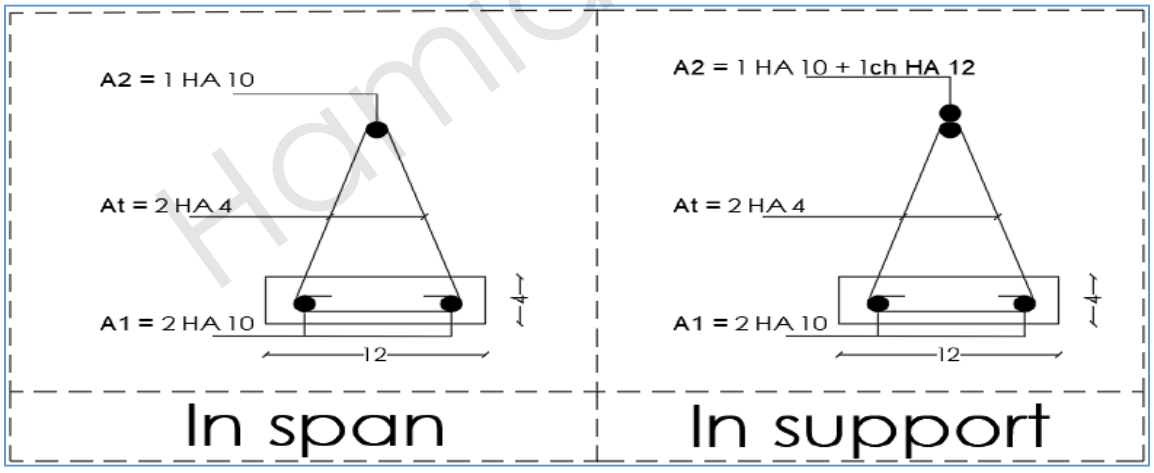


Figure III. 9 *Reinforcement of the slab beams.*

Hamido Abd

Type 2: The slab beam wire (Terrace floor).

$$G = 3.84\ kN/ml \quad , \ Q = 0.6\ kN/ml \quad \Rightarrow \quad P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow \ P_u = 6.08kN$$

Table III. 12. *The loads exerted on the typical floor slab beam at ULS.*

	AB		***BC***	
$M_t\ (kN.m)$	4.98		0	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C
$M_a\ (kN.m)$	−1.24	−7.37	−7.37	−0.56

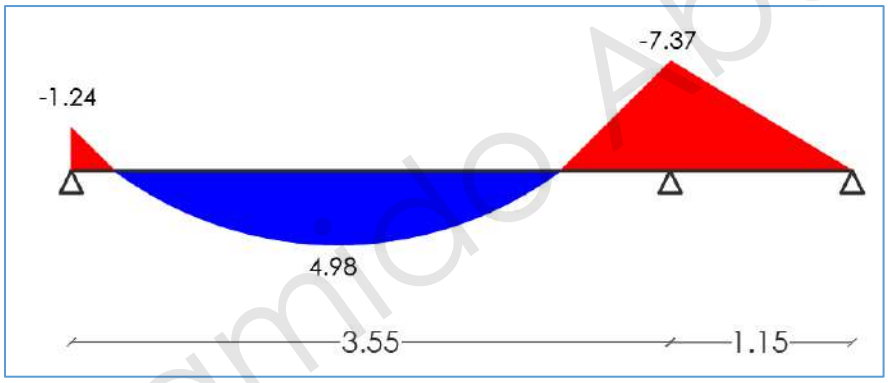


Figure III. 10. *Diagram of the moments in the slab beam of the terrace at ULS.*

Hamida Abd

Table III. 13. *Section of longitudinal reinforcement in the beam of the terrace.*

	$M_{t\,max}\ (kN.m)$	$M_{a\,max}\ (kN.m)$	$A_1\ (cm^2)$	$A_2\ (cm^2)$	$A_{1_{ch}}\ (cm^2)$	$A_{2_{ch}}\ (cm^2)$
Span 1	4.98	-7.37	0.80	0	2HA10 = 1.57	1HA10 = 0.79

Slab beam	$A'_1\ (cm^2)$	$A'_2\ (cm^2)$	$A'_{1_{ch}}\ (cm^2)$	$A'_{2_{ch}}\ (cm^2)$
Span A-B/G-H	0	1.46	2HA10=1.57	1HA10+1_{ch}HA10 = 1.57

- **Verification of stress at SLS.**

Type 1: $G = 3.48\ kN/ml\ ,\ Q = 0.6kN/ml \Rightarrow P_{ser} = G + Q \Rightarrow\ P_{ser} = 4.08kN.$

Table III. 14. *The moments of embedding exerted on the slab beam of the terrace at SLS.*

Span	***AB***		***BC***	
$\boldsymbol{M_t\ (kN.m)}$	3.63		0	
$\boldsymbol{M_a\ (kN.m)}$	$\boldsymbol{M_A}$	$\boldsymbol{M_B}$	$\boldsymbol{M_B}$	$\boldsymbol{M_C}$
$\boldsymbol{M_a\ (kN.m)}$	-0.91	-5.38	-5.38	-0.41

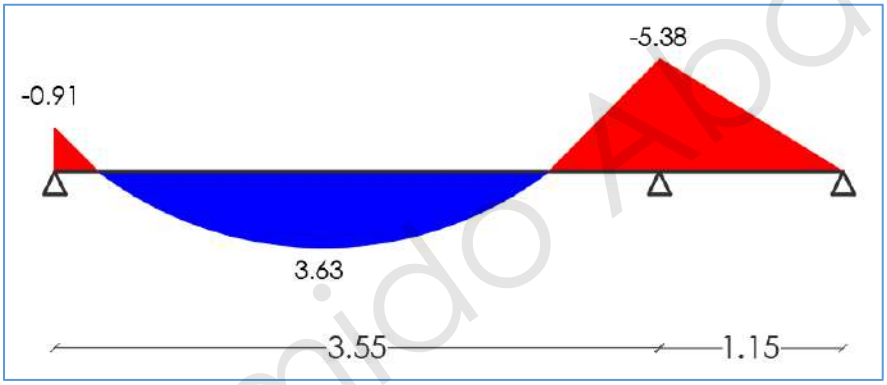


Figure III. 11*. Diagram of the moments in the slab beam of the terrace at SLS.*

The Cracking is little harmful, so just check: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Table III. 15. *SLS verification of the terrace slab beam*

Length	***Externally applied effect at SLS***		***Stress***		***Allowable Stress***	***Verification***
	$\boldsymbol{M_t}$	$\boldsymbol{M_a}$	$\boldsymbol{\sigma_{b\ span}}$	$\boldsymbol{\sigma_{b\ support}}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma_b}}$	
3.55	3.63	-5.38	2.13	8.18	15	Yes

Hamido Abd

- **Verification of shear stresses at the ULS**

Table III. 16. *Verification of shear stresses at the ULS*

Length	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	**Verification**	Z_N	Z_C	$\emptyset$	A_t
3.55	9.4	0.65	3.33	verified	15	15	4	2HA4=0.25

- **Verification of the arrow/deflection:**

Verification of the deflection is not necessary if the two inequalities are verified:

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{355} = 0.056 \geq \frac{3.63}{15 \times 4.54} = 0.053 \quad Condition\ verified \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57}{80 \times 180} = 0.0001 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad Condition\ verified \end{cases}$$

All conditions are verified, so verification of the deflection/arrow is not required.

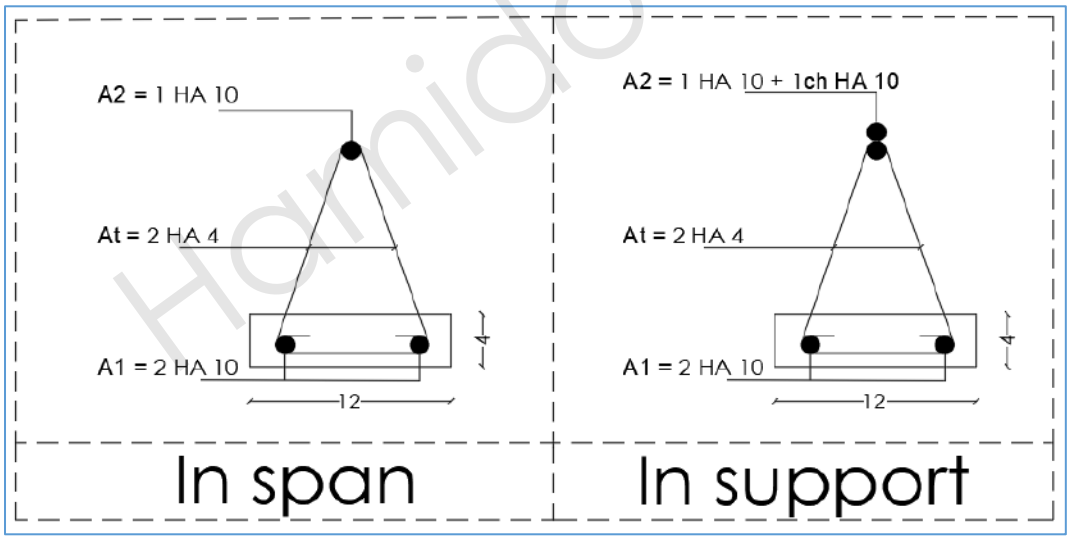


Figure III. 12. *Reinforcement of the slab beams of Terrace floor.*

Hamido Abd

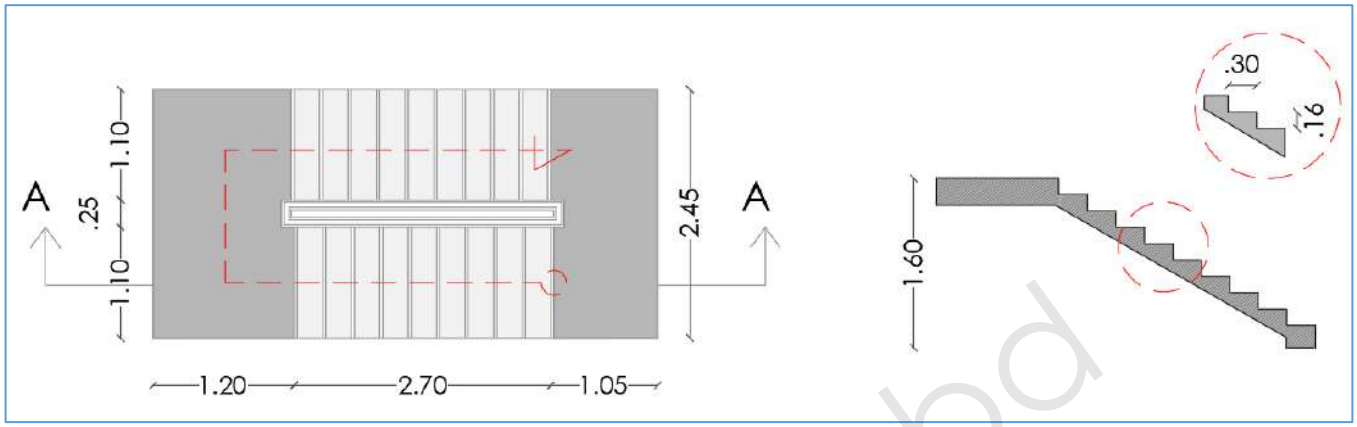
III.3. STAIRS:

A staircase is a series of horizontal plans arranged in tiers, to allow movement from one level to another.

III.3.1. Stairs of the typical floor:

III.3.1.1 Sizing:

The static diagram of this type of staircase is as shown in the following figure:



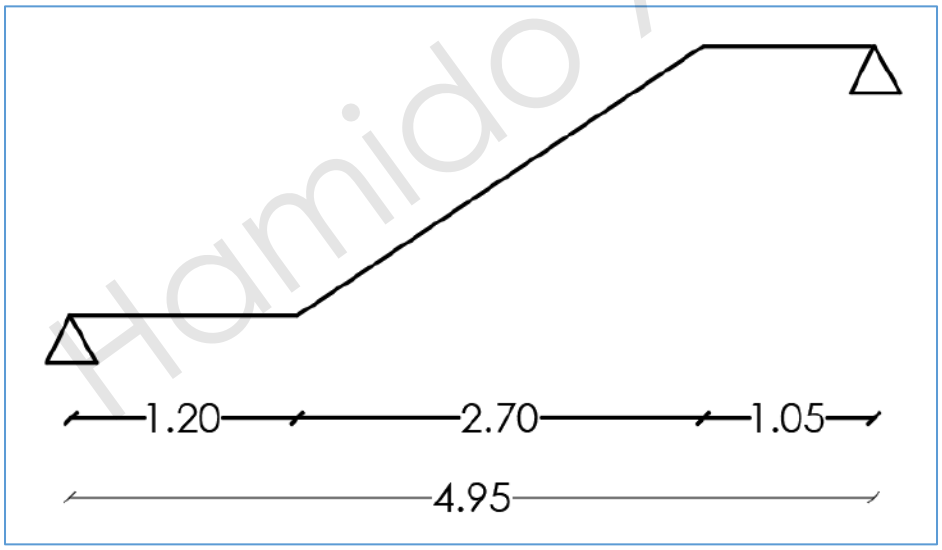


Figure III. 13. *Static scheme of a stairs flight of typical floors*

- Calculation the depth (thickness) of the waist slab **[6] chapter 18.1.3**

The two flights have the same length of waist slab. $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow$

$15.21\ cm \leq e \leq 17.745\ cm \quad \Longrightarrow$ We will take: **e = 18 cm.**

Hamido Abd

III.3.1.2 Evaluation of loads and overloads:

III.3.1.2.1 Dead loads:

Table III. 17. *Dead load of Waist slab*

N°	Components	Thickness (m)	Density (kN/m³)	Surface density (kN/m²)	Reference article
1	Floor tile	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4- Revêtement du plancher
2	Bedding mortar	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
3	Sand Blinding	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANEXES VI -A
4	self-weight of Waist slab	0.18/cosα	25	5.17	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
5	Self-weight of the step/tread	0.16/2	25	2	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
6	Cement rendering	0.02	18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				8.87	

Table III. 18. *Dead load of Intermediate landing*

N°	Components	Thickness (m)	Density (kN/m³)	Surface density (kN/m²)	Reference article
1	Floor tile	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4- Revêtement du plancher
2	Bedding mortar	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
3	Sand Blinding	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANEXES VI -A
4	Self-weight of Intermediate landing	0.18	25	4.5	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
5	Cement rendering	0.02	18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				6.20	

Hamida Abd

III.3.1.2.2 Live loads:

- For the Intermediate landing and the flight: Q=2.5 kN/m2

Note: The staircase reinforcement calculation is done for a bunch of 1m wide.

III.3.1.3 Determination of Externally applied effect: [2] ART 7.2.1

$\boldsymbol{ULS}: P_u = 1.35\,G + 1.5\,Q$

$\boldsymbol{SLS}: P_{ser} = G + Q$

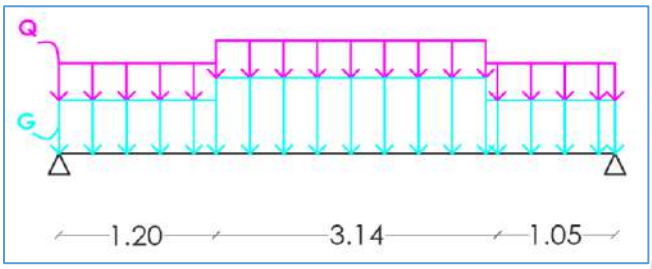


Figure III. 14. *Loading on the typical floor staircase.*

Table III. 19. *Load combinations on the typical floor staircase.*

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Flight	8.87	2.5	15.72	11.37
Landing	6.20	2.5	12.12	8.70

III.3.1.4 Determination of loads/efforts:

Table III. 20. *Determination of efforts.*

Externally applied effect	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)$
ULS	46.40	-27.30	38.47
SLS	33.52	-19.72	/

Hamido Abd

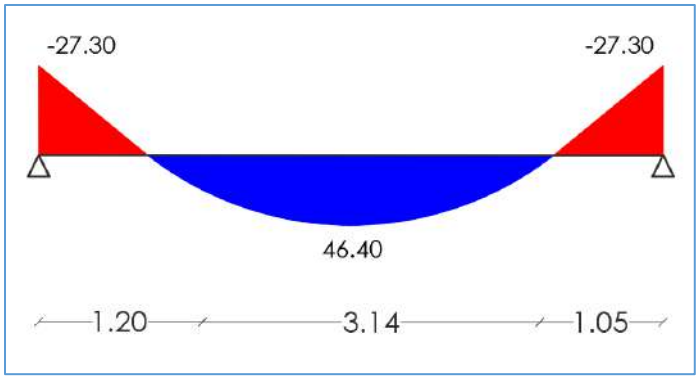


Figure III. 15. *Moment diagram on the typical floor staircase at the ULS.*

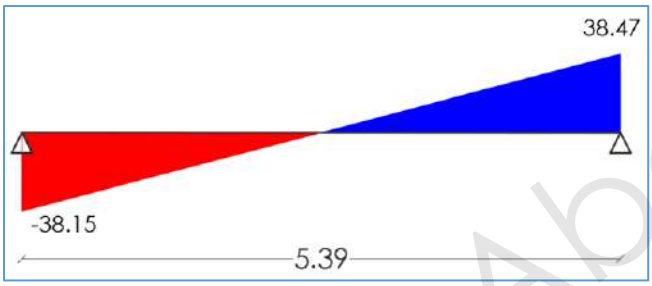


Figure III. 16. *Diagram of the shear forces on the typical floor staircase at the ULS.*

III.3.1.5 Reinforcement :

III.3.1.2.1 Longitudinal reinforcement :

The reinforcement calculation will be done by the lump sum/ flat rate method for a 1m wide. **[4]**

Table III. 21. *Longitudinal reinforcement section in the typical floor staircase*

	$M_{max}\ (kN.m)$	$A_{calcul}(cm^2)$	$A_{choosen}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\bar{S_t}(cm)$	$S_t \leq \bar{S_t}$
Span	46.40	9.29	7HA14=10.78	15	33	Yes
Supports	-27.30	5.28	7HA14=10.78	15	33	Yes

- Condition of non-fragility $(A \geq A_{min} = \frac{B}{1000})$ **[1]**

Table III. 22. *Reinforcement section verification*

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min} \leq A$
Span	10.78	1.70	Yes
Support	10.78	1.70	Yes

Hamido Abd

III.3.1.2.2 Distribution bar:

Table III. 23. *Distribution reinforcement section in the typical floor staircase.*

	$A_{dist} = A/4\ (cm^2)$	$A_{choosen}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
In span	2.70	5HA10=3.93	20	33	Yes
In support	2.70	5HA10=3.93	20	33	Yes

III.3.1.6 Verification of normal stress at SLS: [1] ART A.4.1.5.3

Cracking is considered to be little harmful, so we should only check that:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma_b} = 15MPa$$

Table III. 24. *Reinforcement verification of the typical floor staircase at the ULS*

	A(cm²)	M_{ser}(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
In span	10.78	33.52	7.36	15	Yes
In support	10.78	-19.72	4.33	15	Yes

III.3.1.7 Verification of shear force at ULS: [1] ART A.5.1.2.1.1

Table III. 25. *Verification of the shear force of the typical floor staircase.*

Section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X18	38.47	0.25	1.16	Yes

III.3.1.8 Verification of the arrow: [1] ART B.6.5.3

Verification of the deflection is not necessary if the two inequalities are verified:

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \dfrac{18}{539} = 0.033 \geq \dfrac{33.52}{20 \times 39.43} = 0.042 \quad Condition\ not\ verified \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

One of the conditions are not verified, so verification of the deflection/arrow is required.

Hamido Abd

Combination at SLS:

$f_{adm} = \frac{1}{500}$ if $L \leq 5m$ or $F_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5cm$ if $L > 5m$

Table III. 26. *Verification of the deflection*

Stair		***Loads at SLS***	***Main reinforcements***	***arrow***		***Verification***
b(cm)	***e(cm)***	$M_t(KN.m)$	$A_1(cm^2)$	$[f]_t(mm)$	$[f]_{adm}(mm)$	
100	18	32.39	10.78	*10.20*	*10.32*	*Yes*

III.4. LANDING BEAM CALCULATION:

III.4.1. Pre-sizing:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.6h \leq b \leq h \qquad \textbf{[1]}$$

Table III. 27. *Pre-dimensioning of the landing beam.*

landing beam				
Resistance conditions	L = 1.40 m $9.33cm \leq h \leq 14cm$ *We adpot* $h = 30cm$ $21cm \leq b \leq 35cm$ *We adopt* $b = 30cm$	*RPA verification*	$b = 30\ cm \geq 20\ cm$ $h = 35\ cm \geq 30\ cm$ $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4.0$	**conditions Verified**

III.4.2. Loads returning to the beam:

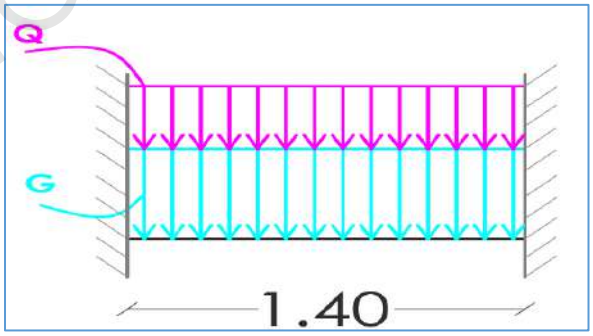


Figure III. 17. *Loading in the landing beam*

$$P_u = 1.35(W_{wall} + W_{beam}) + R_u$$
$$P_{ser} = W_{wall} + W_{beam} + R_{ser}$$

Hamido Abd

- $P_u = 61.77\ kN/ml \Rightarrow$ The reactions from the stairs: $R_A = 43.24\ kN/ml$; $R_B = -43.24\ kN/ml$
- $P_{ser} = 44.70\ kN/ml \Rightarrow$ The reactions from the stairs: $R_A = 31.29\ kN/ml$; $R_B = -31.29\ kN/ml$

III.4.3. Calculation of loads:

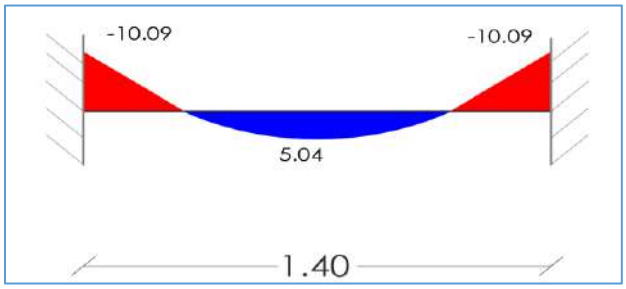


Figure III. 18. *Diagram of the moments of the landing beam at the ULS*

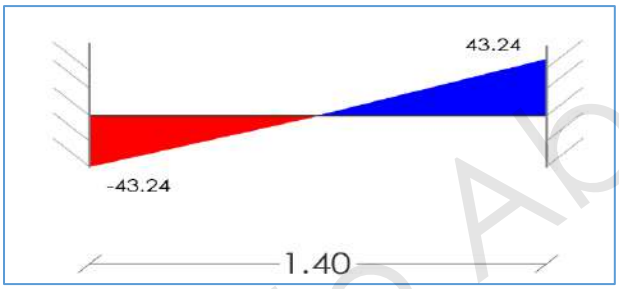


Figure III. 19. *Diagram of the shear forces of the landing beam at the ULS*

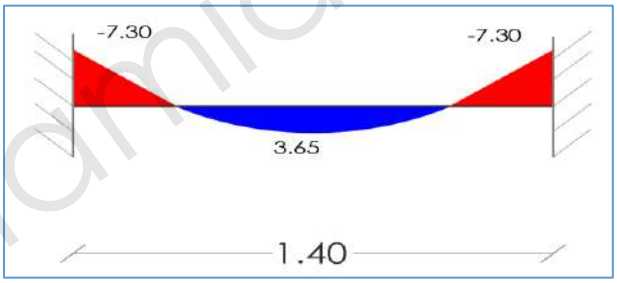


Figure III. 20. *Diagram of the moments of the landing beam at the SLS*

III.4.4. Reinforcement calculation:

III.4.4.1 Longitudinal reinforcement :

Table III. 28. *Longitudinal reinforcement of the landing beam.*

	M_{max} $(kN.m)$	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A'_1 (cm^2)	A'_2 (cm^2)	A_{1ch} (cm^2)	A_{2ch} (cm^2)	A'_{1ch} (cm^2)	A'_{2ch} (cm^2)
Span	5.04	0.95	0	/		3HA12=3.39	3HA12=3.39	3HA12=3.39	3HA12=3.39
Support	-10.09	/		0	1.07	3HA12=3.39	3HA12=3.39	3HA12=3.39	3HA12=3.39

Hamido Abd

III.4.4.2 Transverse reinforcement: Annex 2

Table III. 29. *Transverse reinforcement of the landing beam*

Spacing		Reinforcement	
Nodal area/zone (cm)	***Current area/zone (cm)***	$\emptyset(mm)$	$A_t(cm^2)$
10	15	8	3HA8 = 1.51

III.4.4.3 Verification at SLS:

Table III. 30. *Verification of the landing beam at SLS*

	A(cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma'_s(MPa)$	$\overline{\sigma_s}(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	*Verification*
In Span	3.39	3.65	3.09	8.21	8.21	201.63	15	Yes
In support	3.39	-7.30	1.31	16.41	16.41	201.63	15	Yes

III.4.4.4 Verification of shear stresses at the ULS:

Table III. 31. *Verification of shear stresses at the ULS*

Section	T(kN)	$\tau(kN)$	$\bar{\tau}(kN)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X30	43.24	0.52	2.5	Yes

III.4.4.5 Verification the section according to ([2]Art.7.5.2.1) and ([1]Art B.6.4):

- $A_{min} = 0.5\%b.h$ $RPA99\ V\ 2003$
- $A_{tmin} = 0.1\%b.h$ $CBA93$

Table III. 32. *Verification of the landing beam according to RPA99 v2003*

	$A_{tot}\ (cm^2)$	$A_{ch}\ (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	$A_{tot} > A_{min}$	$A_{ch} > A_{tmin}$
In span	6.78	3.39	4.50	0.9	verified	verified
In support	6.78	3.39	4.50	0.9	verified	verified

Hamido Abd

III.4.4.6 Verification of the arrow:

Verification of the deflection is not necessary if the two inequalities are verified:

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{140} = 0.21 \geq \frac{8.76}{10 \times 10.95} = 0.08 & Condition\ verified \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 27.5} = 0.0041 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 & Condition\ verified \end{cases}$$

All conditions are verified, so verification of the deflection/arrow is not required.

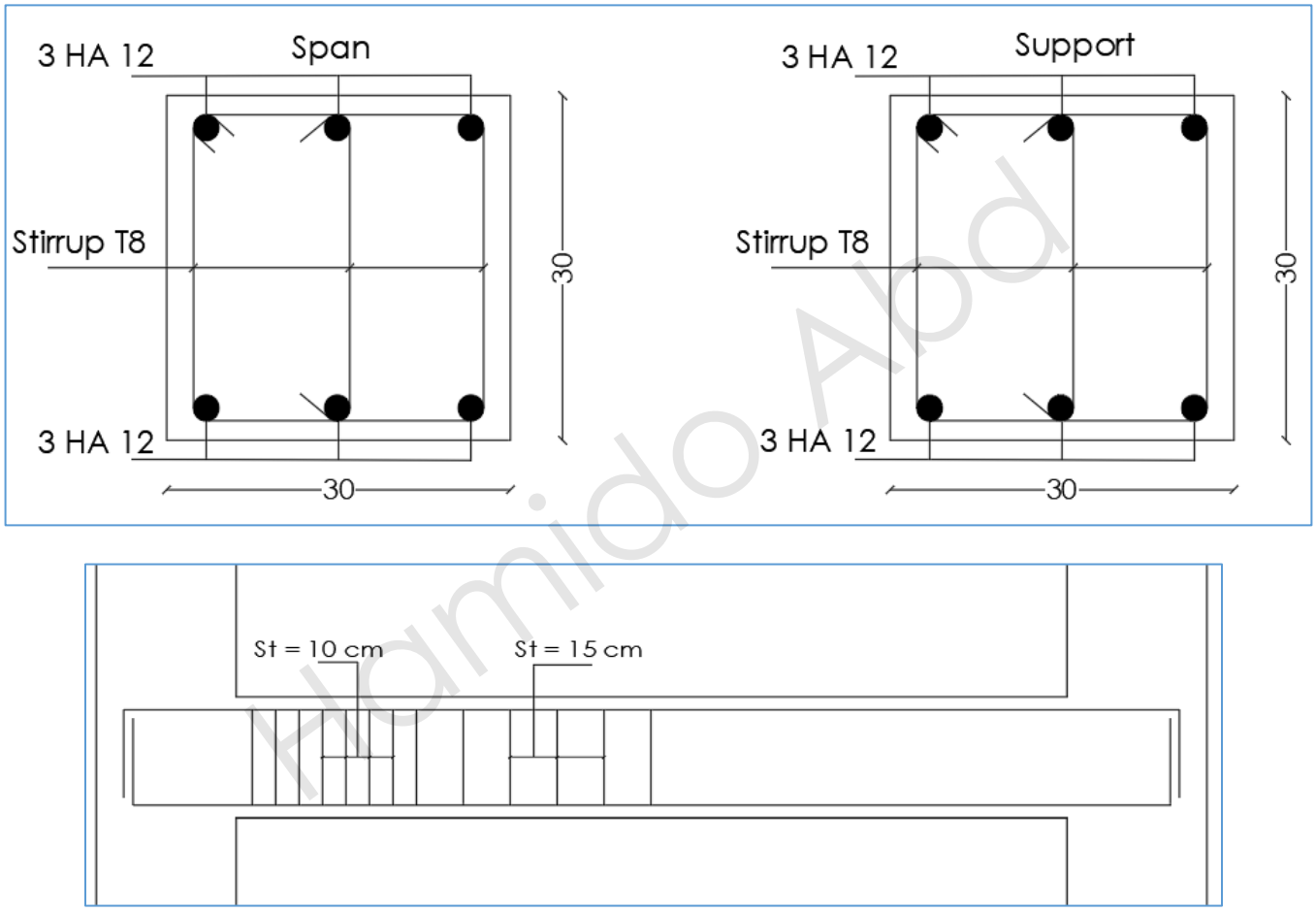


Figure III. 21. *Reinforcement of the landing beam.*

Hamido Abd

III.5. FLAT/SOLID SLAB:

III.5.1. Introduction:

Solid slabs are thin, flat stones which width is greater than the thickness, resting with or without continuity on two, three or four supports.

$$\frac{L_{max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{max}}{30} \Rightarrow 4.57 \leq e \leq 5.33$$

We take **e = 15cm**

III.5.2. Determination of loads:

Table III. 33. *Longitudinal reinforcement of solid slabs*

	G(kN/m)	***Q(kN/m)***	***P(kN/m)***
ULS	6.91	3.50	14.58
SLS			10.41

III.5.3. Reinforcement:

In our calculation we have rectangular solid slab embedded on 2 sides of (1.80X1.60) m².

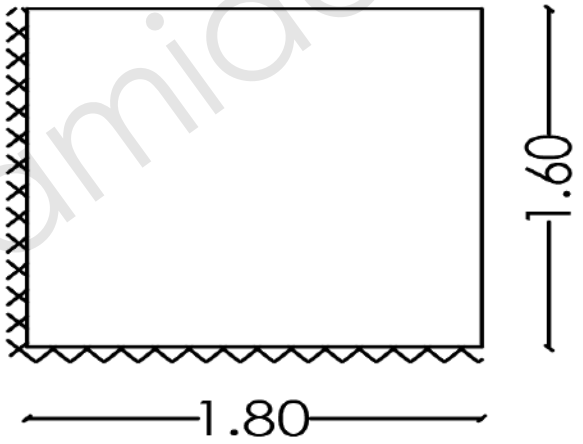


Figure III. 22. *Flat slab (1.40X3.60)m²*

III.5.3.1 Calculation principle:

The yield line method is a method for determining bending moments for solid slab panels valid for all load cases, all types of support and all possible geometric shapes.

The principle of calculation is based on the theory of virtual work which consists in ensuring the static balance from the work point of view such as Σ works = 0, see **annex 3**.

Hamido Abd

- **External work**

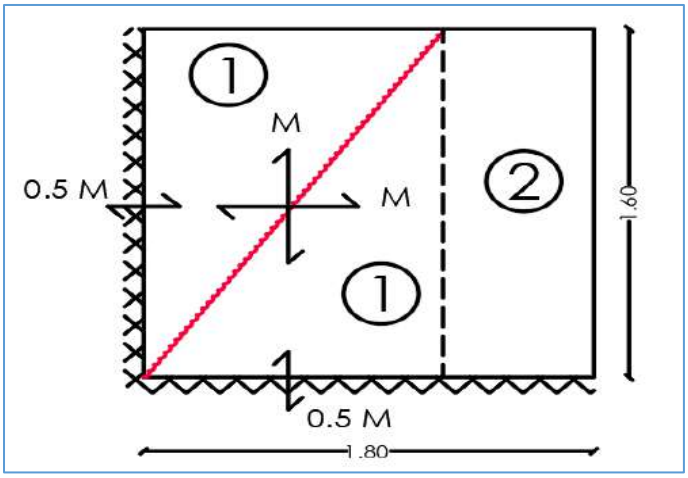


Figure III. 23. *Flat slab external work (1.80X1.60)* m^2

Table III. 34. *Flat slab external work (1.80X1.60)* m^2

Elements	external work
1	q.f(0.27y)
2	q.f(1.44-0.8y)
∑	q.f(1.44-0.27y)

- **Internal work**

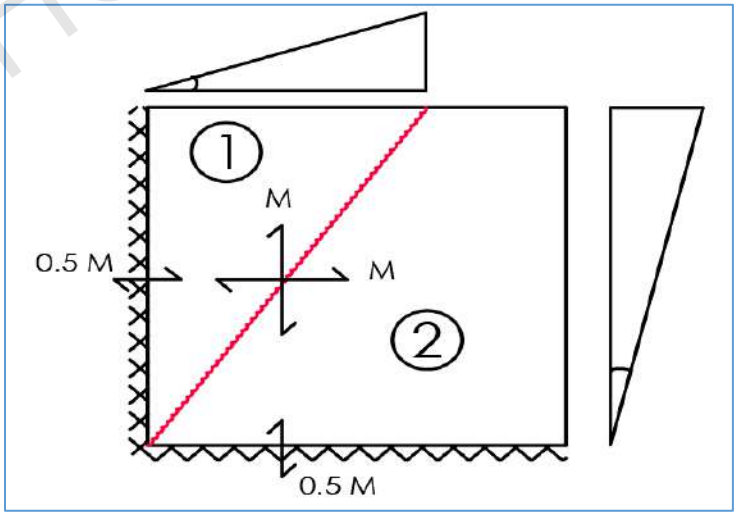


Figure III. 24. *Internal work of solid slab (1.80X1.60)*m^2.

Hamido Abd

Table III. 35. *Internal work of solid slab (1.80X1.60)m^2*

Elements	Internal work
1	$2.40\frac{M.f}{y}$
2	$M.f\ (\frac{y}{1.60}+0.56)$
$\sum$	$M.f\ (\frac{2.40}{y}+\frac{y}{1.60}+0.56)$

Σ External work = Σ Internal work

$$q=\frac{M(\frac{2.40}{y}+\frac{y}{1.60}+0.56)}{(1.44-0.27y)}\frac{dM}{dy}=0\Rightarrow\ y=1.298m$$

$$M_{tx}=M_{ty}=6.33kN.m$$

$$M_{ax}=M_{ay}=3.17kN.m$$

Table III. 36. *Longitudinal reinforcement section in the flat slab*

	$M_x=M_y$ $(kN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$ $A_x=A_y$	$A_{choosen}(cm^2)$ $A_x=A_y$	$S_t(cm)$	$\bar{S_t}(cm)$	$S_t\leq\bar{S_t}$
Span	4.96	1.75	3HA12=3.39	25	33	Yes
Support	-2.48	1.75	3HA12=3.39	25	33	Yes

Table III. 37. *Condition of non-fragility of flat slabs [1]*

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min}\leq A$
Span	3.39	1.50	Yes
Support	3.39	1.50	Yes

Hamido Abd

III.5.3.2 Verification at SLS: [1]

Cracking is considered prejudicial, so we must verify:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \overline{\sigma_b} = 15$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63$$

Table III. 38. *Verification of solid slab at SLS*

	A(cm²)	M_{ser}(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s = \sigma_s'(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
In span	3.39	1.566	0.38	3.83	Yes	Yes
In support	3.39	-0.553	0.13	1.30	Yes	Yes

III.5.3.3 Verification of shear force: [1]

$$T_e = -\frac{qL_xL_y}{2L_y+L_x} \quad , \quad T_w = \frac{PL_x}{3} \quad , \quad \tau = \frac{T_{max}}{bXd}$$

Table III. 39. *Verification of shear force*

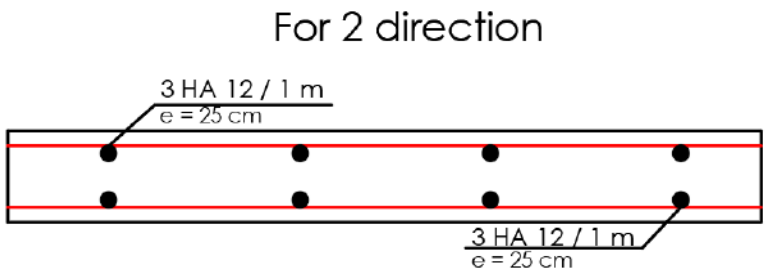
Section(cm)	T_{max}(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	-8.08	0.064	1.16	Yes

III.5.3.4 Verification of the arrow:

Verification of the deflection is not necessary if the two inequalities are verified:

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{15}{160} = 0.093 \geq \frac{1.566}{20 \times 1.842} = 0.042 \quad Condition\ verified \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{100 \times 125} = 0.0003 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad Condition\ verified \end{cases}$$

All conditions are verified, so verification of the deflection/arrow is not required.



Hamido Abd

III.6. MACHINE SLAB:

III.6.1. Introduction:

The machine slab is a solid slab, which takes up a large load compared to that of the slabs of the typical floor or terrace, this is due to the movement of the lift/elevator as well as its weight, taking into account the variation of the efforts of the machine in relation to the slab.

III.6.2. Thickness determination:

- **Embedded slab on four sides [1]**

$$\frac{L_{max}}{45} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow 3.22 \leq e \leq 3.63$$

The National Elevator Company (E.N.A) recommends that the thickness of the machine slab be: e ≥ 25 cm. We take: e = 25cm.

III.6.3. Dead and live loads:

Table III. 40. *Machine weight*

P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7
4.5	3.5	7	9	12.5	10	2.3

$$q = \frac{2 \times \sum P}{S} = 18.96 kN/m^2$$

Table III. 41. *Machine slab loads.*

	G(kN/m)	*Q(kN/m)*	*P(kN/m)*
ULS	$0.25 \times 25 + 18.96$	4.5	41.53
SLS	$= 25.21$		30.21

III.6.4. Reinforcement:

- **External work**

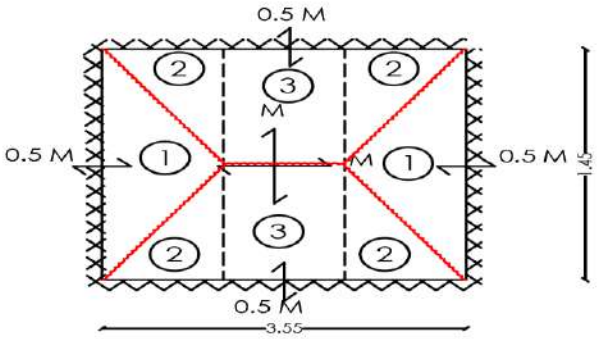


Figure III. 25. Machine slab external work (3.55X1.45)m^2.

Hamido Abd

III.6.4.1 Calculation principle:

Table III. 42. *Machine slab external work (3.55X1.45)m^2*

Elements	1	2	3	∑
External work	q.f.y(0.242)	q.f.y(0.121)	q.f(1.287-0.725y)	q.f(2.574-0.483y)

- **Internal work**

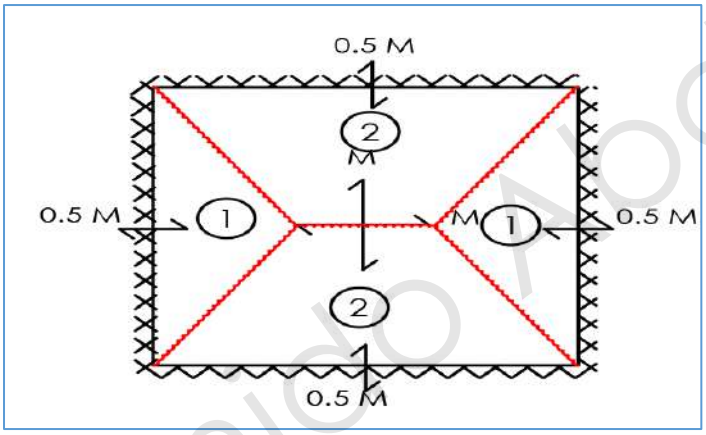


Figure III. 26. *Internal work of Machine slab (3.55X1.45)m^2*

Table III. 43. *Internal work of Machine slab (3.55X1.45)m^2*

Elements	1	2	∑
Internal work	$2.175(\frac{M.f}{y})$	7.345M.f	$M.f(\frac{4.35}{y} + 14.69)$

Σ External work = Σ Internal work

$$q=M\frac{(\frac{4.35}{y}+14.69)}{(2.574-0.483y)}\frac{dM}{dy}=0 \Rightarrow \ y=0.994m$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 4.56kN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 2.28kN.m$$

Table III. 44. *Longitudinal reinforcement section in the Machine slab.* ***[1]***

	$M_x = M_y$ $(kN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$ $A_x = A_y$	$A_{choosen}(cm^2)$ $A_x = A_y$	$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
Span	4.56	2.70	4HA12=4.52	20	25	Yes
Support	-2.28	2.70	4HA12=4.52	20	25	Yes

Table III. 45. *Verification of the reinforcement section in the machine slab.* ***[1]***

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min} \leq A$
Span	4.52	2.50	Yes
Support	4.52	2.50	Yes

III.6.4.2 Verification at SLS: [1]

Table III. 46. *Reinforcement verification of the machine slab at SLS.*

	A(cm²)	M_{ser}(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s = \sigma_s'(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
In span	4.52	6.052	0.53	6.31	Yes	Yes
In support	4.52	-1.727	0.15	1.80	Yes	Yes

III.6.4.3 Verification of shear force: [1]

$$T_e = -\frac{qL_xL_y}{2L_y+L_x} \quad , \quad T_w = \frac{PL_x}{3} \quad , \quad \tau = \frac{T_{max}}{bXd}$$

Table III. 47. *Verification of shear force*

Section(cm)	T_{max}(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X25	-25	0.11	1.16	Yes

Hamido Abd

III.6.4.4 Verification of the arrow: [1]

Verification of the deflection is not necessary if the two inequalities are verified:

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{25}{355} = 0.070 \geq \frac{6.052}{20 \times 7.12} = 0.042 & Condition\ verified \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{100 \times 125} = 0.0003 \leq \frac{2}{400} = 0.005 & Condition\ verified \end{cases}$$

All conditions are verified, so verification of the deflection/arrow is not required.

III.6.4.5 Punching shear verification: [1] Art A.5.2.4.2

If the following condition is verified, no additional provision is necessary.

$$Q_u \leq F_{limite} = 0.045\ U_c\ h\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$U_c = (a + b + 2h) \times 2$

With:

h: The total height of the slab.

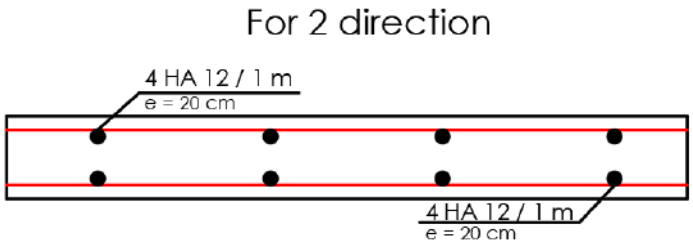
a, b: Size of the application surface of the concentrated load.

Calculation will be done for maximum concentrated force only.

Table III. 48. *Punching shear verification*

Q_u (kN)	h (cm)	f_{c28} (Mpa)	γ_b	a (cm)	b (cm)	U_c (cm)	F_{limite} (kN)	$Q_u \leq F_{limit}$
2×12.5	25	25	1.5	0	0	100	187.5	Yes

Note: here I have to 2 elevators under 2 different slabs that's why I took $Q_u = 2 \times 12.5$.



Hamido Abd

CHAPTER IV

Dynamic analysis

Hamido Abd

IV.1. INTRODUCTION :

The dynamic study amounts to studying the behaviour of the structure under seismic action, for this we do the dynamic analysis which initially requires the creation of a calculation model which best represents our structure, this model is then introduced into a calculation code to determine the dynamic characteristics of the structure.

IV.2. GEOMETRIC CHARACTERISTIC OF THE STRUCTURE :

The geometrical characteristics which involved in the evaluation of the horizontal forces of seismic origin are :

- The center of mass.
- The center of Torsion.

IV.2.1. Center of mass :

The masses are considered to be concentrated at the level of the floors; it is therefore necessary to know the centers of mass which is supposed to represent the points of application of the lateral seismic forces. The center of mass will be determined for each level by considering all the elements which have an influence on the stability of the building (columns, beams, walls, stairs, shear walls, etc.); It is defined by the following formula:

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

With:

W_i : The total weight of the concentrated mass of element (i) of the level considered.

X_i, Y_i: The coordinates of the center of gravity of the element (i) relative to the global coordinate/ reference point.

X_G, Y_G: The Coordinates of the mass center of the level relative to the global landmark/ reference point.

IV.2.2. Center of torsion :

It appears in the horizontal plane. This is the point through which, if a horizontal force is applied, there is only a translational movement without rotation of the floor. For each floor, the center of torsion of the floor is determined, taking into account the bracing elements: columns and shear walls.

The coordinates of the center of torsion are given by the following formula:

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} . Y_i}{\sum I_{xi}}$$

With:

Hamido Abd

I_x, I_y: The inertias along the x and y axes respectively of each Bracing element (column, Shear wall).

For the column : $I_i = \frac{h \times b^3}{12}$ or $I_i = \frac{b \times h^3}{12}$

For the shear wall : $I_i = \frac{L \times e^3}{12}$ or $I_i = \frac{e \times L^3}{12}$

With:

X_i, Y_i : Coordinates of the center of torsion of the bracing elements relative to the global coordinate/ reference point.

X_R, Y_R : Coordinates of the center of torsion of the level relative to the global landmark/ reference point.

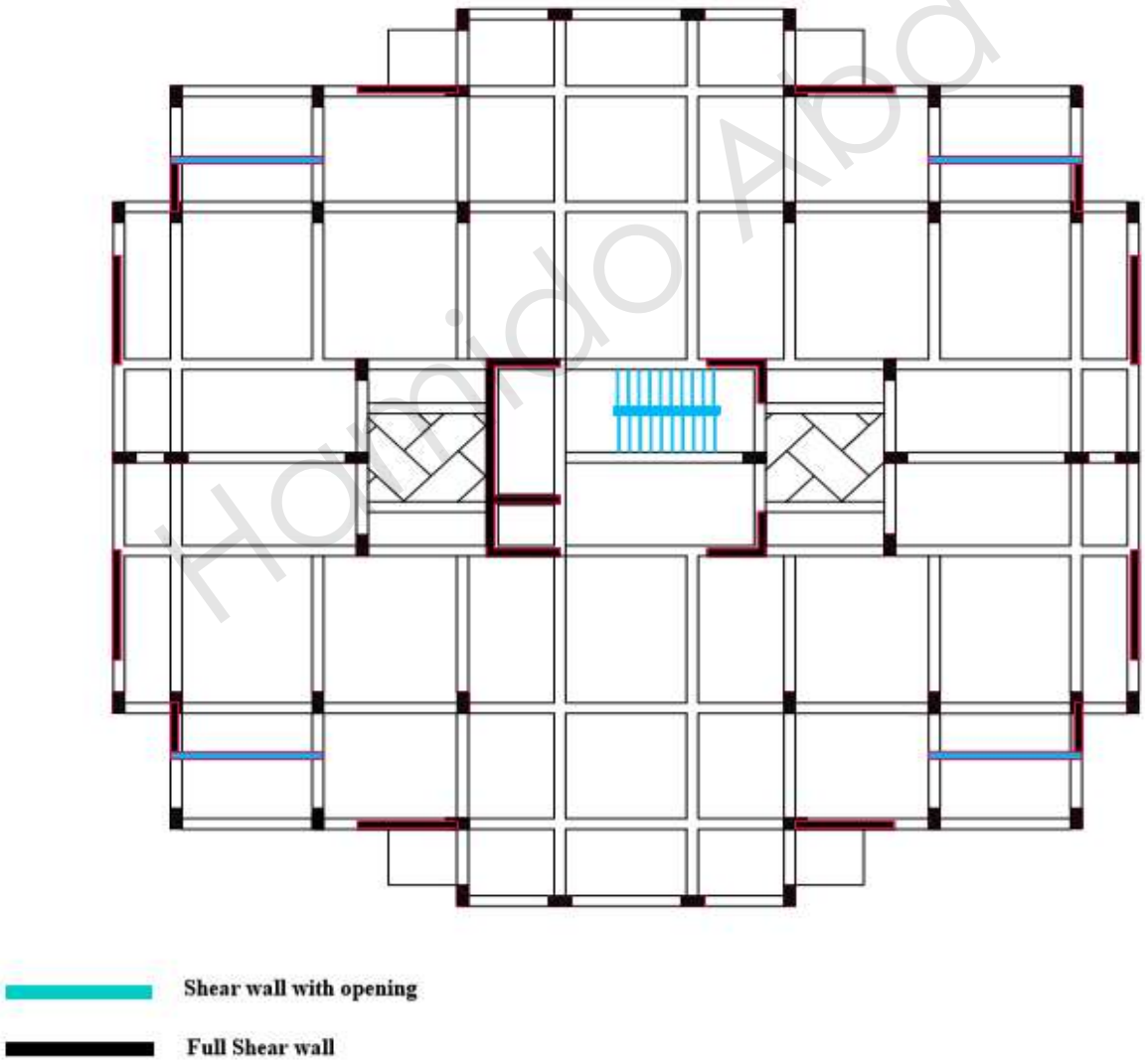


Figure IV. 1. *Shear wall disposition.*

Table IV. 1. *Center of Mass and Center of torsion.*

level		Inertia and center of torsion				Mass and center of mass		
Diaphragm N°	**level (m)**	$\sum I_x\ (m^4)$	$\sum I_y\ (m^4)$	X_R (m)	Y_R (m)	**W (kN)**	X_G (m)	Y_G (m)
DIAPH1	3.2	1.089E+004	8.005E+003	14.780	11.510	7311.631	13.260	12.639
DIAPH2	6.4	1.089E+004	8.005E+003	14.678	11.597	7223.960	13.259	12.639
DIAPH3	9.6	1.089E+004	8.005E+003	14.680	11.665	7136.288	13.258	12.638
DIAPH4	12.8	1.089E+004	8.005E+003	14.730	11.721	7081.567	13.258	12.638
DIAPH5	16	1.089E+004	8.005E+003	14.806	11.771	7026.846	13.257	12.638
DIAPH6	19.2	1.089E+004	8.005E+003	14.896	11.815	7026.846	13.257	12.638
DIAPH7	22.4	1.089E+004	8.005E+003	14.989	11.855	5592.303	13.264	12.617
DIAPH8	25.6	1.089E+004	8.005E+003	15.165	11.881	517.392	13.197	12.537

Hamida Abd

IV.2.3. Eccentricity :

It is the distance between the center of mass and the center of torsion along the two axes, it is calculated as follows: **[2] Art 4.2.7 and Art 4.3.7**

$$E_{X\,theo} = |X_G - X_R| \quad , \quad E_{Y\,theo} = |Y_G - Y_R|$$

By following article 4.3.7 of RPA2003, we must add to the value of eccentricity in both directions an additional eccentricity which is equal to:

$$E_{X\,add} = 5\% \times L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% \times L_Y$$

With :

L: The dimension of the floor perpendicular to the direction of the seismic action.

Then the values of eccentricity become:

$$E_X = E_{X\,theo} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,theo} + E_{Y\,add}$$

Table IV. 2. *Eccentricity in both directions*

Level (m)	*Eccentricity according to X*			*Eccentricity according to Y*		
	$E_X\ (m)$	15 %. L_x	Verification	$E_Y\ (m)$	15 %. L_y	Verification
3.20	2.850	3.99	Yes	2.394	3.80	Yes
6.40	2.749	3.99	Yes	2.307	3.80	Yes
9.60	2.752	3.99	Yes	2.238	3.80	Yes
12.80	2.802	3.99	Yes	2.182	3.80	Yes
16.00	2.879	3.99	Yes	2.132	3.80	Yes
19.20	2.969	3.99	Yes	2.088	3.80	Yes
22.40	3.055	3.99	Yes	2.027	3.80	Yes
25.60	3.298	3.99	Yes	1.921	3.80	Yes

At each level and for each direction of calculation, the distance between the center of gravity of the masses and the center of rigidities does not exceed 15% of the dimension of the building measured perpendicular to the direction of the seismic action considered. **[2] Art 4.2.7 and Art 4.3.7**

The position of center of mass and center of torsion and the distance between them is displayed in the following figure:

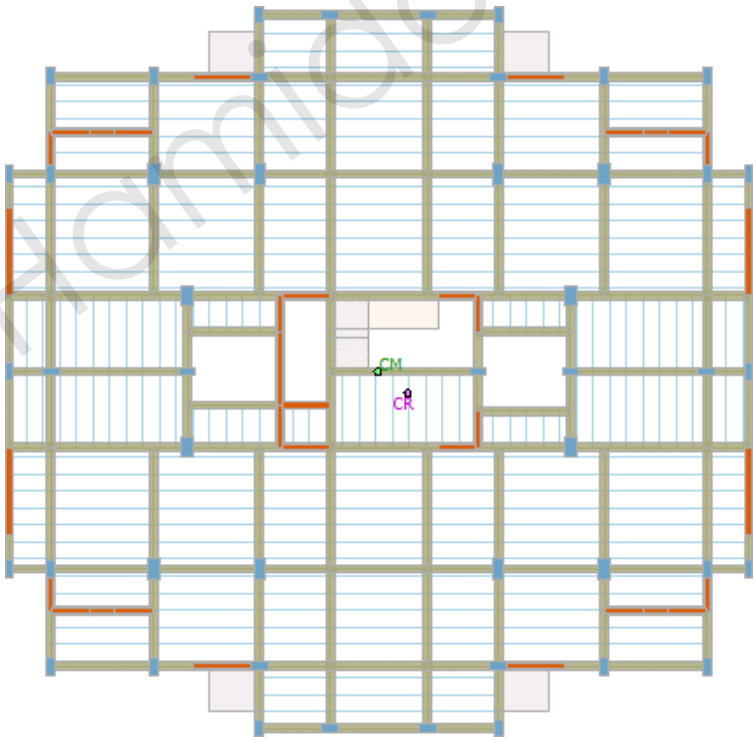


Figure IV. 2. *position of center of mass and center of torsion.*

Hamido Abd

IV.3. CHOICE OF CALCULATION METHOD :

IV.3.1. Introduction :

We always admit that horizontal forces apply to the floors. To analyse these efforts, we generally use three methods:

- Equivalent static method;
- Method of spectral modal analysis;
- Method of dynamic analysis by accelerograms.

For our project, the conditions of application of the equivalent static method are not all verified (regular shape, Zone III, Usage group 2, and the height of My building exceeds 17m), So we have to do the dynamic calculation with **the spectral modal analysis method**.

The calculation is done by the analysis software "SAP2000.v20.2.0"

IV.3.2. The spectral modal analysis method:

IV.3.2.1 Principle of the method :

By this method, it is research for each vibration mode, the maximum of the effects generated in the structure by the seismic forces represented by a response spectrum of calculation. These effects are then combined to obtain the response of the structure.

IV.3.2.2 Modulization / Modelling :

The model chosen in the modelling on "SAP2000.v20.2.0" is the rigid diaphragm, the theory of the rigid floor. Following the concentration of the mass, its movement is given by the movement of the floor.

IV.3.2.3 The response spectrum of calculation:

The seismic action is represented by the following calculation spectrum:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & For: 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & For: T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & For: T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & For: T > 3\,sec \end{cases}$$

a) Acceleration coefficient A [2] Art 4.2.3 Tab 4.1

A: is according to the zone as well as the use group, for our work we have:

(Zone III, use group 2) ⇒ A = 0.25

Hamida Abd

b) Damping correction factor η [2] Art 4.2.3 Tab 4.2

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

c) Coefficient of behaviour R [2] Art 4.2.3 Tab 4.3

The shear walls of our building take up more than 20% of the stresses due to vertical loads, which obliges us to consider that the horizontal stresses are taken up only by the shear walls.

So: R = 3.5

Table IV. 3. *Distribution of externally applied effect according to X.*

Level (m)	Externally applied effect due to vertical		Externally applied effect due to horizontal	
	$N_{z\,(columns)}$ (%)	$N_{z\,(shear\ walls)}$ (%)	$T_{x\,(columns)}$ (%)	$T_{x\,(shear\ walls)}$ (%)
25.60	12.902	87.098	0.000	100.000
22.40	56.477	43.523	0.000	100.000
19.20	57.723	42.277	0.000	100.000
16.00	59.384	40.616	0.000	100.000
12.80	61.255	38.745	0.000	100.000
9.60	62.426	37.574	0.000	100.000
6.40	64.036	35.964	0.000	100.000
3.20	65.108	34.892	0.000	100.000

Table IV. 4. *Distribution of externally applied effect according to Y.*

Level (m)	Externally applied effect due to vertical		Externally applied effect due to horizontal	
	$N_{z\,(columns)}$ (%)	$N_{z\,(shear\ walls)}$ (%)	$T_{y\,(columns)}$ (%)	$T_{y\,(shear\ walls)}$ (%)
25.60	13.313	86.687	0.000	100.000
22.40	61.140	38.860	0.000	100.000
19.20	63.570	36.430	0.000	100.000
16.00	65.110	34.890	0.000	100.000
12.80	66.868	33.132	0.000	100.000
9.60	67.836	32.164	0.000	100.000
6.40	69.267	30.733	0.000	100.000
3.20	71.166	28.834	0.000	100.000

Hamido Abd

d) Quality factor Q [2] Art 4.2.3 Tab 4.4

The value of Q is determined by the following formula: $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q: Is the penalty to be taken according to the quality criterion **q** "is satisfied or not".

Table IV. 5. *Quality factor*

Criterion (q)	***According to X***		***According to Y***	
	Observed	***Value***	***Observed***	***Value***
Minimum conditions on the bracing lines	Yes	0	Yes	0
Plan redundancy	Yes	0	Yes	0
Regularity in plan	Yes	0	Yes	0
Regularity in elevation	Yes	0	Yes	0
Quality control of materials	Yes	0	Yes	0
Execution quality control	Yes	0	Yes	0
Total	0		0	
Q	1.00		1.00	

The quality control of materials is always observed for the State constructions (it might be not for the private constructions)

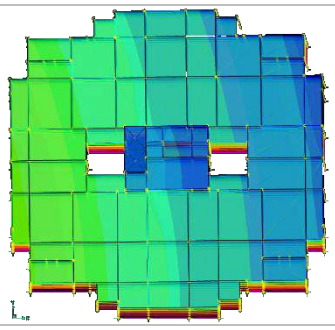
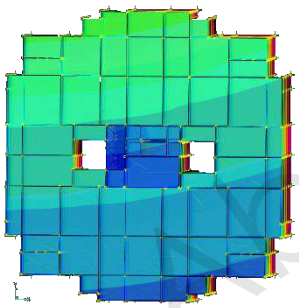
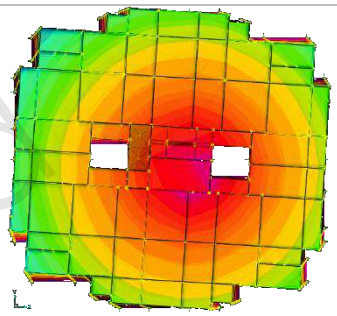
Hamido Abd

IV.3.3. Results of dynamic analysis :

IV.3.3.1 Modal analysis:

IV.3.3.1.1 Modal behaviour :

Table IV. 6. *Behaviour of the first three modes.*

Modes	**Mode 1 / T1 = 0.553 s**	**Mode 2 / T2 = 0.495 s**	**Mode 3 / T3 = 0.395 s**
Direction	*Mass participation %*	*Mass participation %*	*Mass participation %*
Along X	2.12	69.11	0.52
Along Y	66.72	1.84	1.61
Around Z	1.40	0.80	68.92
Figure			
Behaviour	Translation along the Y axis	Translation along the X axis	Rotation around the Z axis

IV.3.3.1.2 Mass participation (energy dissipation) :

For the structures represented by plane models in two orthogonal directions, the number of the modes of vibration to be retained in each of the two directions of excitation must be such as: The sum of the effective modal masses for the modes selected is equal to 90% with less than the total mass of the structure according to **(RPA99 v2003 Art.4.3.4.a).**

Table IV. 7. *Mass participation.*

Mode N°	***Period (s)***	***Cumulative periods (s)***	***Cumulative of effective modal masses (%)***		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0.553	0.553	2.117	66.721	1.399
2	0.495	1.048	71.231	68.557	2.195
3	0.395	1.443	71.747	70.17	71.112
.	.	.	.	.	.
27	0.067	3.663	92.238	88.115	87.712
28	0.067	3.730	92.394	93.299	87.869
83	0.048	6.760	93.51	93.899	90.272

The structure dissipated More than 90% of the energy stored in 83 mode with a time equal to "T = 6.76 sec".

IV.3.3.2 Static and dynamic analysis :

IV.3.3.2.1 Structure stability :

a) Verification of the result of the seismic design forces ([2] Art.4.3.6)

The result of the seismic forces at the base V_t obtained by combination of the modal values must not be less than 80% of the result of the seismic forces determined by the equivalent static method V for a value of fundamental period given by the appropriate empirical formula,

So, it is necessary to check that:

$$\frac{V_t}{V} \geq 80\%$$

- **Calculation of the total seismic force V ([2] Art.4.2.3)**

The total seismic force V must be calculated in the two directions X, Y according to the formula:

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W$$

With:

D: Average dynamic amplification factor

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & for: 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & for: T_2 \leq T \leq 3\ sec \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & for: T \geq 3\ \text{sec} \end{cases}$$

T_2: Characteristic period. (Site 3) $\Rightarrow$ $T_2 = 0.5\ sec$

T: Fundamental period in both directions (empirical). $\Rightarrow$ $T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}}$ **[2] Art 4.2.4.4**

- **Period verification**

The values of T, calculated from Sap2000, must not exceed those estimated from the appropriate empirical formulas by 30%. **[RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]**

	$T_{empirical}$	$T_{numerical}$	$1.3 \times T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3 \times T_{emp}$
X	0.447	0.569	0.581	Verified
Y	0.458	0.569	0.595	Verified

W: Total weight of the structure.

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$, $W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i}$, $\beta = 0.2$ **[2] Table 4.5**

Hamido Abd

Table IV. 8. *The values of seismic force.*

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.25	2.205	2.205	1.00	1.00	3.5	48916.834	7728.860	7728.860

The values of the seismic force given by the spectral function which have been calculated by the software "SAP2000 V.20.2.0" are:

$$E_{tx} = 6661.476\ kN \quad , \quad E_{ty} = 6219.769\ kN$$

Table IV. 9. *Verification of the result of the seismic design forces.*

	$V(kN)$	$E_t(kN)$	E_t/V	$E_t/V \geq 0.8$
X	7728.860	6661.476	0.862	Yes
Y	7728.860	6219.769	0.805	Yes

b) Verification of overturning stability [2] Art 4.2.5

The **overturning moment** equal to:

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

With:

F_{ix}, F_{iy}: The forces distributed at each level according to x and y.

h_i: The height of the floor relative to the base.

The **stability moment** equal to:

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

With:

X_G, Y_G: The coordinates of the center of gravity of the structure.

W_i: The mass of the floor of each level.

- **Distribution of the resultant of the seismic forces according to the height**

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}(E_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\ T\ V_t \leq 0.25 V_t & Si: T \geq 0.7\ sec \\ 0 & Si: T < 0.7\ sec \end{cases}$$

Hamido Abd

We have : $T_x = 0.447\ sec$, $T_y = 0.458\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} E_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} E_{ty}$$

Table IV. 10. *Values of stability moments and overturning moments.*

$h_i(m)$	$W_i(kN)$	$W_i h_i$	$F_{ix}(kN)$	$F_{iy}(kN)$	$M_{Rxi}(kN.m)$	$M_{Ryi}(kN.m)$	$M_{Sxi}(kN.m)$	$M_{Syi}(kN.m)$
3.20	7311.63	23397.22	253.58	236.76	811.45	757.65	96952.21	92411.69
6.40	7223.96	46233.34	501.08	467.85	3206.89	2994.25	95782.49	91303.63
9.60	7136.29	68508.38	742.49	693.26	7127.94	6655.30	94612.93	90188.43
12.80	7081.57	90644.10	982.40	917.26	12574.73	11740.93	93887.46	89496.88
16.00	7026.85	112429.60	1218.51	1137.72	19496.19	18203.44	93154.95	88805.33
19.20	7026.85	134915.52	1462.21	1365.26	28074.51	26212.95	93154.95	88805.33
22.40	5592.30	125267.52	1357.65	1267.63	30411.34	28394.83	74176.27	70558.05
25.60	517.39	13245.18	143.55	134.03	3674.91	3431.24	6828.00	6486.52
Sum		**614640.86**	/	/	**105377.96**	**98390.59**	**648549.25**	**618055.86**

So that we can say that our building is stable against overturning, we must check both directions with the following formula:

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

Table IV. 11. *Verification of overturning stability.*

	M_S	M_R	M_S/M_R	*Verification*
X	648549.25	105377.96	**6.16**	*Yes*
Y	618055.86	98390.59	**6.28**	*Yes*

The structure is stable against overturning in both directions.

c) Verification of inter-storey displacements ([2] Art.4.4.3)

The horizontal displacement at each level k of the structure is calculated as follows:

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

Hamido Abd

With:

δ_k: Displacement due to seismic force.

The displacement relative to the level k_i compared to the level k_{i-1} (inter-storey) is equal to:

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

the relative horizontal displacement of one storey compared to others which are adjacent must not exceed the admissible displacement $\Delta_{adm} = 0.01 h_e$ (**[2] Art.5.10**).

Table IV. 12. *Verification of inter-storey displacements along X.*

Level (m)	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$	ε	ε_{adm}
25.60	3.20	1.701	5.954	0.374	3.20	Verified	0.820	3.50
22.40	3.20	1.808	6.328	0.903	3.20	Verified	1.980	3.50
19.20	3.20	1.550	5.425	1.008	3.20	Verified	2.210	3.50
16.00	3.20	1.262	4.417	1.085	3.20	Verified	2.370	3.50
12.80	3.20	0.952	3.332	1.102	3.20	Verified	2.410	3.50
9.60	3.20	0.637	2.230	1.026	3.20	Verified	2.240	3.50
6.40	3.20	0.344	1.204	0.815	3.20	Verified	1.780	3.50
3.20	3.20	0.111	0.389	0.389	3.20	Verified	0.850	3.50

Table IV. 13. *Verification of inter-storey displacements along Y.*

Level (m)	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$	ε	ε_{adm}
25.60	3.20	2.189	7.662	0.287	3.20	Verified	0.630	3.50
22.40	3.20	2.271	7.949	1.197	3.20	Verified	2.620	3.50
19.20	3.20	1.929	6.752	1.306	3.20	Verified	2.860	3.50
16.00	3.20	1.556	5.446	1.379	3.20	Verified	3.020	3.50
12.80	3.20	1.162	4.067	1.372	3.20	Verified	3.000	3.50
9.60	3.20	0.770	2.695	1.256	3.20	Verified	2.750	3.50
6.40	3.20	0.411	1.439	0.984	3.20	Verified	2.150	3.50
3.20	3.20	0.130	0.455	0.455	3.20	Verified	1.000	3.50

Hamido Abd

d) Verification of the P-Δ effect ([2] Art.5.9)

The effects of the 2nd order (or the P-Δ effect) can be neglected/ignored if the following condition is satisfied at all levels:

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

P_k : Total weight of the structure and associated live load above/over the level "k";

V_k : Shearing load from the floor at level "k";

Δ_k: Relative displacement of level "k" compared to level "k-1";

h_k : Height of floor "k".

Table IV. 14. *Verification of the P-Δ effect.*

Level (m)	P_k *(kN)*	Δ_{kx} *(cm)*	Δ_{ky} *(cm)*	V_{kx} *(kN)*	V_{ky} *(kN)*	h_k *(cm)*	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
25.60	517.39	0.380	0.290	143.550	134.030	320	0.004	0.003	Verified
22.40	5592.3	0.910	1.200	1357.650	1267.630	320	0.012	0.017	Verified
19.20	7026.85	1.000	1.300	1462.210	1365.260	320	0.015	0.021	Verified
16.00	7026.85	1.090	1.380	1218.510	1137.720	320	0.020	0.027	Verified
12.80	7081.57	1.100	1.380	982.400	917.260	320	0.025	0.033	Verified
9.60	7136.29	1.020	1.250	742.490	693.260	320	0.031	0.040	Verified
6.40	7223.96	0.820	0.980	501.080	467.850	320	0.037	0.047	Verified
3.20	7311.63	0.390	0.460	253.580	236.760	320	0.035	0.044	Verified

Hamido Abd

IV.3.3.2.2 Element resistance : [1]

a) Element shear verification

- **Beams**

We must verify that: : $\tau \leq \bar{\tau} \quad \Longrightarrow \quad \tau = \frac{V_u}{b_0.d}$

Table IV. 15. *Beam shear verification.*

Elements	*Section(cm²)*	$V_u(kN)$	*Combination*	$\tau\ (MPa)$	*Type of cracking*	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Main beams 1	30X60	164.01	1.35G+1.5Q	0.95	little harmful	3.33	Yes
Main beams 2	30X45	280.99	G+Q-Edx	2.20	prejudicial	3.26	Yes
Secondary beams 1	30X50	165.46	G+Q+Edx	1.16	prejudicial	3.26	Yes
Secondary beams 1	30X35	179.44	G+Q-Edx	1.84	prejudicial	3.26	Yes
Foundation beam	30X30	27.62	1.35G+1.5Q	0.33	prejudicial	2.50	Yes
Landing beam	30X30	49.15	G+Q+Edy	0.60	prejudicial	3.26	Yes

- **Shear walls**

For the Shear walls, the shear strength is checked with the value of the shear force found at the base of the Shear wall plus 40%.

The shear stress is equal:

$$\tau = \frac{1.4|V_u|}{b.d} \quad , \quad \bar{\tau} = 0.2.f_{c28}$$

Table IV. 16 *Shear wall shear verification.*

Direction	Shear wall	*b(cm)*	*L(m)*	$\lvert V_u \rvert$	*Combination*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
X	1	20	1.4	515.63	$G+Q-Ed_x$	2.865	5	Yes
	2	20	2.7	593.68	$G+Q+Ed_x$	1.710	5	Yes
	3	20	1.8	419.88	$G+Q+Ed_x$	1.814	5	Yes
Y	1	20	5.4	2015.3	$G+Q+Ed_y$	2.903	5	Yes
	2	20	1.8	434.53	$G+Q-Ed_y$	1.877	5	Yes
	3	20	3.1	817.45	$G+Q+Ed_y$	2.051	5	Yes
	4	20	1.3	206.33	$G+Q-Ed_y$	1.234	5	Yes

Hamido Abd

- **Columns**

The shearing force in the columns is zero since we have considered that the horizontal loads are taken up only by the shear walls (R = 3.5).

b) Verification of reduced normal load in column [1]

We must verify that :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d: Reduced normal load;

B_c: Cross section of concrete.

Table IV. 17. *Verification of reduced normal load.*

level	*b(cm)*	*h(cm)*	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	*Combination*	ν	$\nu \leq 0.3$
Gr.	60	30	1018.86	1624.00	$G + Q - Ed_x$	0.251	Yes
	40	70	1569.51	2584.00	$G + Q - Ed_y$	0.243	Yes
1st	60	30	897.19	1624.00	$G + Q - Ed_x$	0.221	Yes
	40	70	1318.04	2584.00	$G + Q - Ed_y$	0.204	Yes
2nd	30	60	1061.69	1624.00	$G + Q - Ed_x$	0.262	Yes
	30	60	1073.26	1624.00	$G + Q - Ed_y$	0.264	Yes
3rd	30	60	823.83	1624.00	$G + Q - Ed_x$	0.203	Yes
	30	60	836.76	1624.00	$G + Q - Ed_y$	0.206	Yes
4th	30	50	598.44	1344.00	$G + Q - Ed_x$	0.178	Yes
	30	50	611.04	1344.00	$G + Q - Ed_y$	0.182	Yes
5th	30	50	384.19	1344.00	$G + Q - Ed_x$	0.114	Yes
	30	50	394.52	1344.00	$G + Q - Ed_y$	0.117	Yes
6th	40	30	165.30	1064.00	$G + Q - Ed_x$	0.062	Yes
	30	50	186.66	1344.00	$G + Q - Ed_y$	0.056	Yes

And here I increased the section of the 12 columns in the centre of the structure to make the reduced normal load verified.

Hamido Abd

IV.4. CONCLUSION :

The final dimensions to be taken are summarized in the following two tables:

Table IV. 18. *Final dimensions of the elements.*

Elements		Section
Main beams 1		30x60
Main beams 2		30x45
Secondary beams 1		30x50
Secondary beams 2		30x35
Landing beam		30x30
Tie beam		30x30
Wind bracing shear wall		20xL
Columns	***4th, 5th , 6th***	50x30 , 40x30 , 30x40
	2nd, 3rd	60x30 , 50x30 , 30x50
	Gr.*, 1st*	70x40 , 60x30 , 30x60

Hamido Abd

With this Bracing system consisting of load-bearing reinforced concrete shear walls (R=3.5)
We have ensured :

1-good modal behaviour.

2-sufficient overall stability for the structure.

3-good resistance for the structural element ($\tau < \tau_{adm}$) and ($\sigma < \sigma_{adm}$)

4-good ductility of the structure accompanied by a great dissipation of energy

5-an economic work

CHAPTER V

Reinforcement of Structural elements

Hamida Abd

V.1. INTRODUCTION :

The reinforcement calculation is done in accordance with the regulations CBA93 and RPA99 version 2003 using their combinations.

a) Combinations given by the CBA93

- SLS : G + Q
- ULS : 1.35G + 1.5Q and G+Q±E

b) Combinations given by RPA99 version 2003

- G+Q±E
- 0.8G±E

With:

G: Dead loads.

Q: Live loads.

E: seismic loads.

V.2. BEAMS REINFORCEMENT :

The reinforcement calculation of the beams is done in simple bending , we must calculate of longitudinal and transverse reinforcement of all types of beams (main beams, secondary beams) according to standards **[1] and [2]** .

V.2.1. Longitudinal reinforcement of beams :

The steel chosen for the longitudinal reinforcement is of type F_eE400 ribbed bars.

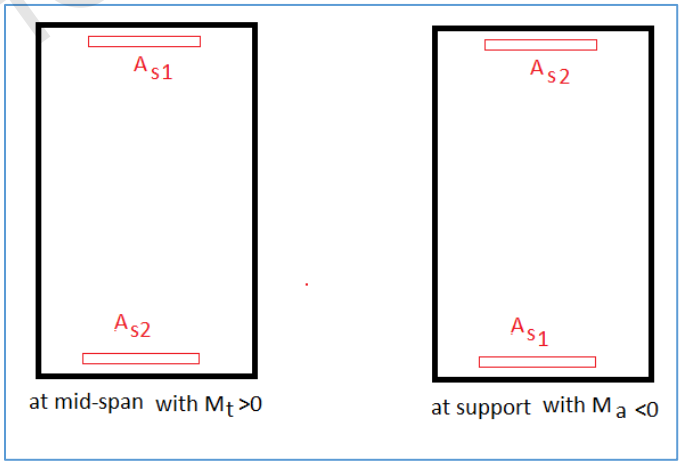


Figure V. 1. *As1 and As2 according to the calculation*

Hamido Abd

Table V. 1 *The calculated section and the selected section of beam reinforcement.*

Element	(bxh)	$M(kN.m)$	***Combination***	A_{S1} (cm^2)	$A_{S1\ chosen}$ (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	$A_{min}CBA$ (cm^2)	$A_{S2\ chosen}$ (cm^2)
Main beams 1	30x60	Mt=125.28	$G+Q+E_y$	0	3HA16 = 6.03	5.65	1.80	3HA16 = 6.03
		Ma=-245.90	$G+Q-E_y$	0	3HA16 = 6.03	11.52	1.80	$3HA16 + 3_{CH}HA16 = 12.06$
Main beams 2	30x45	Mt=78.33	1.35G+1.5Q	0	3HA14 = 4.62	5.60	1.35	$3HA14 + 1_{CH}HA14 = 6.16$
		Ma=-109.62	$G+Q-E_y$	0	3HA14 = 4.62	6.85	1.35	$3HA14 + 2_{CH}HA14 = 7.70$
Secondary beams 1	30x50	Mt=155.62	1.35G+1.5Q	0	3HA16 = 6.03	10.34	1.50	$3HA16 + 3_{CH}HA16 = 12.06$
		Ma=-232.08	$G+Q-E_x$	0	3HA16 = 6.03	13.62	1.50	$3HA16 + 4_{CH}HA16 = 14.07$
Secondary beams 2	30x35	42.92	$G+Q+E_x$	0	3HA14 = 4.62	3.43	1.05	3HA14 = 4.62
		-47.40	$G+Q-E_y$	0	3HA14 = 4.62	3.81	1.05	3HA14 = 4.62
Short Secondary beams 2	30x35	/	/	/	3HA14 = 4.62	/	1.05	3HA14 = 4.62
		101.39	$G+Q+E_y$	0	3HA14 = 4.62	8.63	1.05	$3HA14 + 2_{CH}HA16 = 8.64$

Minimum section

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $(RPA99\ v2003\ Art.7.5.2.1)$.

$Tension\ Section: A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $(CBA93\ Art\ B.6.4)$.

Table V. 2 *Reinforcement section verification.*

Element	$A_{total}(cm^2)$	$A_{min}RPA(cm^2)$	***Verification***
Main beams 1	30.15	8.25	Yes
Main beams 2	23.10	6.75	Yes
Secondary beams 1	38.19	7.50	Yes
Secondary beams 2	18.48	5.25	Yes
Short Secondary beams 2	22.50	5.25	Yes

Hamido Abd

V.2.1.1 Verification of stresses at SLS : [1]

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Table V. 3 *Verification of beam stresses at SLS.*

Element	Loads at SLS		Type of cracking	Span Stresses			Support Stresses			Allowable Stresses		Verification
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$		σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Main beams 1	82.64	-150.54	Little harmful	5.47	/	/	7.95	/	/	15	400	Yes
Main beams 2	56.35	-60.54	Prejudicial	6.24	201.63	74.09	5.32	176.12	64.73	15	201.63	Yes
Secondary beams 1	113.55	-129.39	Little harmful	8.09	/	/	8.81	/	/	15	400	Yes
Secondary beams 2	31.05	-34.23	Prejudicial	5.71	201.63	61.67	6.29	201.63	67.89	15	201.63	Yes

V.2.1.2 Verification of shear stresses at the ULS/ALS : [1]

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Table V. 4 *Verification of shear stresses.*

Element	Section	$V_{max}(kN)$	Combination	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Main beams 1	30x60	-164.00	$1.35G + 1.5Q$	0.81	3.33	Yes
Main beams 2	30x45	134.53	$1.35G + 1.5Q$	1.05	3.33	Yes
Secondary beams 1	30x50	165.45	$G + Q - E_x$	1.16	4.35	Yes
Secondary beams 2	30x35	96.07	$G + Q + E_x$	0.98	4.35	Yes

Hamido Abd

V.2.2. Transverse reinforcement of beams: [1]

Table V. 5 *The cross section.*

Element	$\tau_u(MPa)$	$S_{ch}(cm)$		$A_{t\ chosen}\ (cm^2)$
		$S(ZN)(cm)$	$S'(ZC)\ (cm)$	
Main beams 1	0.95	10	15	$3HA8 = 1.51$
Main beams 2	1.05	10	15	$3HA8 = 1.51$
Secondary beams 1	1.16	10	15	$3HA8 = 1.51$
Secondary beams 2	0.98	10	15	$3HA8 = 1.51$

With this choice of reinforcement section, all checks are checked, see (**annex 2**).

V.2.3. Verification of arrow : [1]

Verification of the deflection is not necessary if the two inequalities are verified :

Table V. 6 *Verification of the* conditions .

	1st Condition			2nd Condition		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Main beams 1	0.06	0.08	No	/	/	/
Main beams 2	0.07	0.08	No	/	/	/
Secondary beams 1	0.06	0.08	No	/	/	/
Secondary beams 2	0.09	0.08	Yes	0.004	0.01	Yes

One of the conditions are not verified, so verification of the deflection/arrow is required.

Table V. 7 *Verification of the deflection of the beams.*

Element	***L(m)***	$M_{tser}(KN.m)$	***f(mm)***	$\bar{f}$***(mm)***	$f \leq \bar{f}$
Main beams 1	*9.7*	82.69	*6.80*	*14.70*	*Yes*
Main beams 2	*6.4*	56.93	*9.00*	*11.40*	*Yes*
Secondary beams 1	*8.3*	113.54	*10.80*	*13.30*	*Yes*

Hamido Abd

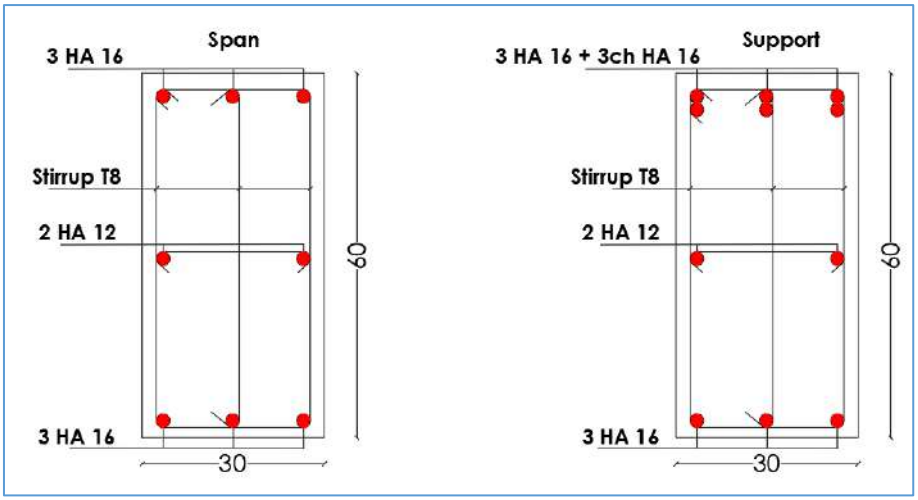


Figure V. 2 *Reinforcement drawing of main beams 01.*

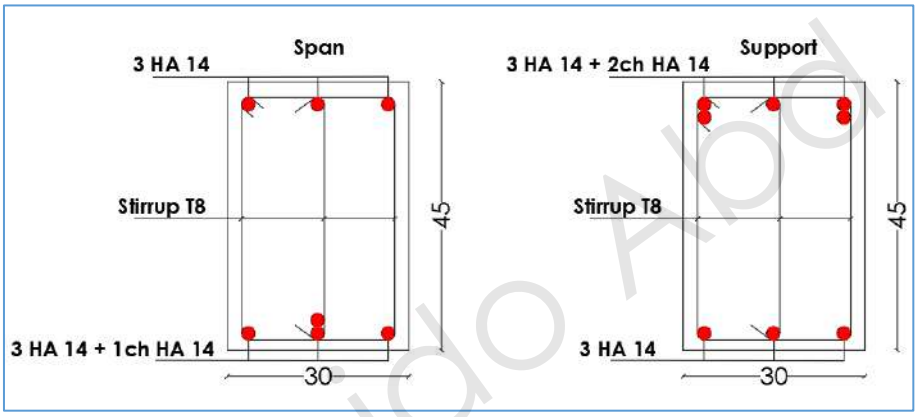


Figure V. 3 *Reinforcement drawing of main beams 02.*

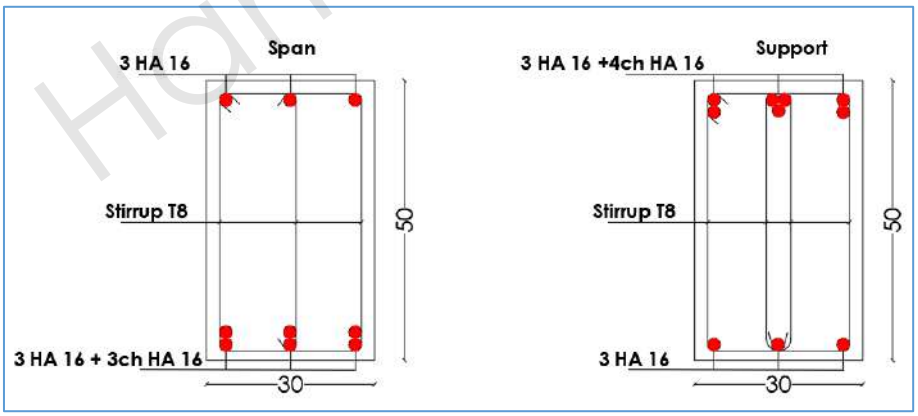


Figure V. 4 *Reinforcement drawing of secondary beams 01.*

Hamido Abd

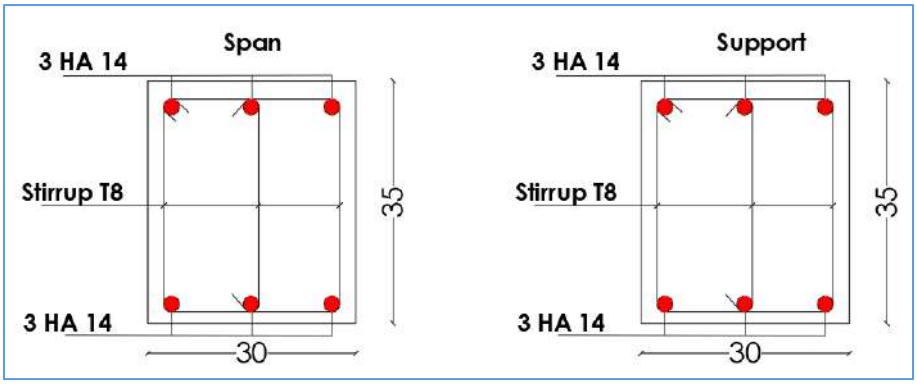


Figure V. 5 *Reinforcement drawing of secondary beams 02.*

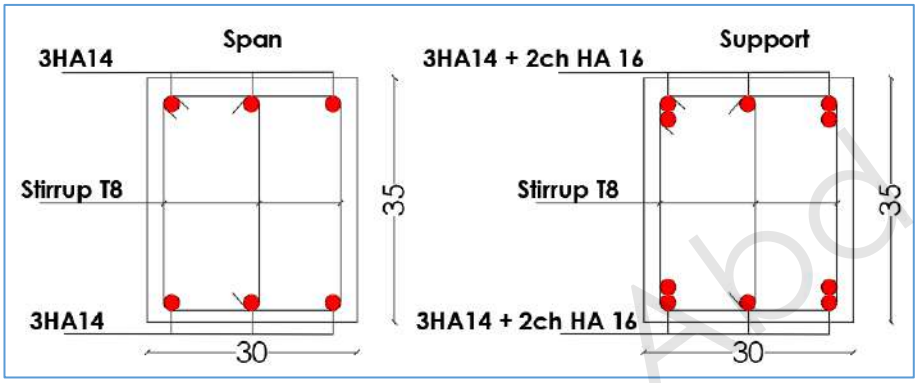


Figure V. 6 *Reinforcement drawing of short secondary beams 02.*

V.3. COLUMNS REINFORCEMENT:

The columns are subjected to the vertical and horizontal loads; therefore, the calculation of reinforcement is done in bi-axial compound bending (N, M_x, M_y).

V.3.1. Longitudinal reinforcement :

Recommendation According to the **CBA93** and **RPA v2003 Art.7.4.2.1**, see **annex 4**.

We will summarize all the quantities of reinforcement of all the columns in the following table:

Note :

The stresses are calculated with the combination 1.35G + 1.5Q because the horizontal loads are taken up only by the shear walls. And also, here all the result i found it less than the minimum of the CPA i took the minimum of the CPA directly.

Table V. 8 *The column reinforcement section.*

Storey	Section	Loads						$A_{min}CBA$ (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{choosen}$ (cm²)
Gr.	70x40	N_{max}	1910.69	$M_{x\,corr}$	3.86	$M_{y\,corr}$	24.54	8.80	25.20	14HA16 = 28.15
		N_{min}	985.60	$M_{x\,corr}$	20.93	$M_{y\,corr}$	-5.06	8.80		

Hamido Abd

		M_{max}	-51.55	N_{corr}	1872.77	M_{corr}	8.47	8.80		
Gr.	30x60	N_{max}	1077.33	$M_{x\,corr}$	-0.05	$M_{y\,corr}$	-11.26	7.20	16.20	6HA14+4HA16 = 17.28
	60x30	N_{min}	332.91	$M_{x\,corr}$	3.16	$M_{y\,corr}$	0.43	7.20		
		M_{max}	32.92	N_{corr}	1044.94	M_{corr}	0.05	7.20		
1	70x40	N_{max}	1587.07	$M_{x\,corr}$	14.98	$M_{y\,corr}$	79.14	8.80	25.20	14HA16 = 28.15
		N_{min}	799.84	$M_{x\,corr}$	36.80	$M_{y\,corr}$	-10.12	8.80		
		M_{max}	-82.27	N_{corr}	1557.41	M_{corr}	-17.57	8.80		
1	30x60	N_{max}	917.20	$M_{x\,corr}$	-0.17	$M_{y\,corr}$	-34.50	7.20	16.20	6HA14+4HA16 = 17.28
	60x30	N_{min}	288.04	$M_{x\,corr}$	7.94	$M_{y\,corr}$	1.48	7.20		
		M_{max}	-56.94	N_{corr}	834.97	M_{corr}	0.05	7.20		
2	60x30	N_{max}	1275.25	$M_{x\,corr}$	11.94	$M_{y\,corr}$	35.02	7.20	16.20	6HA14+4HA16 = 17.28
		N_{min}	632.44	$M_{x\,corr}$	30.09	$M_{y\,corr}$	-6.69	7.20		
		M_{max}	-38.48	N_{corr}	1256.19	M_{corr}	-14.26	7.20		
2	30x50	N_{max}	760.72	$M_{x\,corr}$	-0.21	$M_{y\,corr}$	-22.16	6.40	13.50	6HA14+4HA12 = 13.76
	50x30	N_{min}	233.39	$M_{x\,corr}$	6.79	$M_{y\,corr}$	2.06	6.40		
		M_{max}	-45.47	N_{corr}	669.04	M_{corr}	0.01	6.40		
3	60x30	N_{max}	993.81	$M_{x\,corr}$	18.40	$M_{y\,corr}$	42.04	7.20	16.20	6HA14+4HA16 = 17.28
		N_{min}	482.80	$M_{x\,corr}$	43.13	$M_{y\,corr}$	-8.76	7.20		
		M_{max}	43.13	N_{corr}	482.80	M_{corr}	-8.76	7.20		
3	30x50	N_{max}	604.88	$M_{x\,corr}$	-0.24	$M_{y\,corr}$	-27.68	6.40	13.50	6HA14+4HA12 = 13.76
	50x30	N_{min}	176.99	$M_{x\,corr}$	8.83	$M_{y\,corr}$	2.79	6.40		
		M_{max}	-58.89	N_{corr}	503.18	M_{corr}	-0.05	6.40		
4	50x30	N_{max}	726.22	$M_{x\,corr}$	14.83	$M_{y\,corr}$	35.48	6.40	13.50	6HA14+4HA12 = 13.76
		N_{min}	347.722	$M_{x\,corr}$	34.95	$M_{y\,corr}$	-8.66	6.40		
		M_{max}	-35.81	N_{corr}	710.33	M_{corr}	-16.42	6.40		
4	30x40	N_{max}	447.32	$M_{x\,corr}$	-0.21	$M_{y\,corr}$	-17.83	5.60	10.80	10HA12 = 11.31
	40x30	N_{min}	122.56	$M_{x\,corr}$	5.59	$M_{y\,corr}$	2.68	5.60		
		M_{max}	-39.31	N_{corr}	362.44	M_{corr}	-0.09	5.60		
5	50x30	N_{max}	473.81	$M_{x\,corr}$	18.04	$M_{y\,corr}$	35.93	6.40	13.50	

Hamido Abd

		N_{min}	222.19	$M_{x\,corr}$	39.60	$M_{y\,corr}$	-9.08	6.40		6HA14+4HA12 = 13.76
		M_{max}	39.60	N_{corr}	222.93	M_{corr}	-9.08	6.40		
5	30x40 40x30	N_{max}	288.12	$M_{x\,corr}$	-0.22	$M_{y\,corr}$	-20.75	5.60	10.80	10HA12 = 11.31
		N_{min}	73.26	$M_{x\,corr}$	5.62	$M_{y\,corr}$	2.71	5.60		
		M_{max}	-43.43	N_{corr}	226.96	M_{corr}	-0.13	5.60		
6	50x30	N_{max}	231.47	$M_{x\,corr}$	21.41	$M_{y\,corr}$	36.92	6.40	13.50	6HA14+4HA12 = 13.76
		N_{min}	106.66	$M_{x\,corr}$	51.23	$M_{y\,corr}$	-12.39	6.40		
		M_{max}	51.23	N_{corr}	106.66	M_{corr}	-12.39	6.40		
6	30x40 40x30	N_{max}	161.28	$M_{x\,corr}$	-0.29	$M_{y\,corr}$	19.91	5.60	10.80	10HA12 = 11.31
		N_{min}	23.50	$M_{x\,corr}$	6.72	$M_{y\,corr}$	3.66	5.60		
		M_{max}	-51.08	N_{corr}	106.79	M_{corr}	-0.24	8.20>5.60		

V.3.2. Verification of stresses at SLS : [1]

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_s} = 201.63MPa$

Table V. 9 *Verification of stresses at SLS*

Storey	Section	Loads			Type of cracking	σ_b	σ_s	σ_s'	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_t}$
		N	M_x	M_y		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
Gr. 1st	70x40	1394.00	2.80	17.91	Little harmful	5.27	/	/	15	400	Verified
		583.78	26.69	-7.37	Little harmful	2.82	/	/	15	400	Verified
		1135.87	-12.77	-60.04	Little harmful	6.55	/	/	15	400	Verified
Gr 1st ,2nd 3ed	30x60	930.25	8.68	25.56	Little harmful	7.48	/	/	15	400	Verified
	60x30	211.16	5.80	1.08	Prejudicial	1.42	/	20.00	15	201.63	Verified
		610.59	0.04	-41.52	Little harmful	7.52	/	/	15	400	Verified
2nd , 3ed 4th , 5th 6th	30x50	556.35	-0.15	-16.16	Little harmful	5.23	/	/	15	400	Verified
		77.63	37.96	-9.02	Little harmful	6.65	/	/	15	400	Verified
	50x30	367.82	-0.04	-42.93	Little harmful	9.12	/	/	15	400	Verified
4th , 5th 6th	30x40	326.94	-0.16	2.66	Little harmful	2.82	/	/	15	400	Verified
		17.17	4.91	-0.17	Prejudicial	0.95	18.25	9.86	15	201.63	Verified
	40x30	77.64	-0.17	-37.19	Little harmful	11.10	/	/	15	400	Verified

Hamido Abd

V.3.3. Transverse reinforcement :

The transverse reinforcements of the columns are calculated using the formula given by (CBA 93 and RPA99 v2003 Art.7.4.2.2), same calculation we've done in the beams See **Annex 2**.

Table V. 10 *The cross section of columns.*

Storey	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Gr+1	70x40	Nodal	10	3HA8 = 1.51
		Current	15	3HA8 = 1.51
Gr+1+2+3	30x60 60x30	Nodal	10	3HA8 = 1.51
		Current	15	3HA8 = 1.51
2+3+4+5+6	30x50 50x30	Nodal	10	3HA8 = 1.51
		Current	15	3HA8 = 1.51
4+5+6	30x40 40x30	Nodal	10	3HA8 = 1.51
		Current	15	3HA8 = 1.51

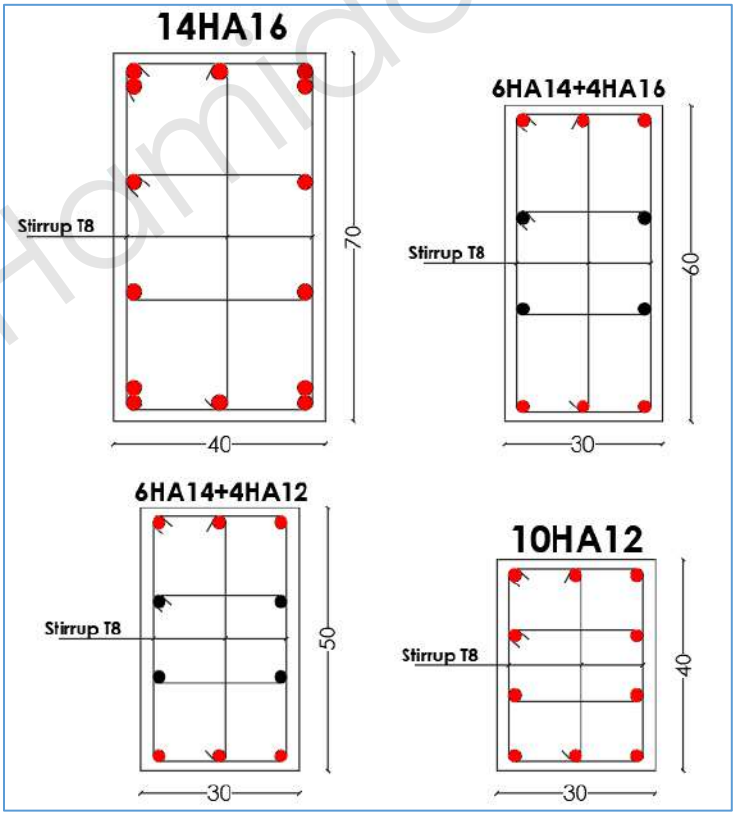


Figure V. 7 *Reinforcement drawing of the columns.*

Hamido Abd

V.4. SHEAR WALLS REINFORCEMENT:

The reinforcement of the shear walls will be calculated from the stresses due to the vertical loads "G","Q" and horizontal "E", the vertical forces cause the normal forces, while the horizontal forces cause normal forces, cutting forces as well as bending moments.

In our project, we have full/solid shear walls and Coupled shear wall.

shear walls with openings have two parts (Piers and coupling beam), Reinforcement of the Piers will be calculated in compound bending (like full shear walls), And reinforcement of coupling beam will be calculated in simple bending. **[4]**

V.4.1. Reinforcement of the piers :

V.4.1.1 Calculation of vertical reinforcement :

***Table V. 11**. Vertical reinforcement.*

	Section [cm²]	Combination	N (kN)	M (kN.m)	T	Type of section	As1 [cm²]	A`s1 [cm²]
X	270x20	G+Q+Edx	2122.34	2131.45	593.67	SPC	-1.56	0
	140x20	G+Q-Edx	710.14	-633.588	-515.50	SPC	-14.20	0
	180x20	G+Q+Edx	1687.53	1093.56	419.58	SPC	-0.79	0
Y	310x20	G+Q-Edy	1955.80	4510.77	-816.43	SPC	2.13	0
	180x20	G+Q-Edy	1250.69	969.14	-434.47	SPC	1.01	0
	540x20	G+Q+Edy	3753.16	12229.83	2015.30	SPC	-78.42	0
	130x20	G+Q-Edy	829.66	540.20	-206.33	SPC	-3.93	0

See **Annex 5**

	Section [cm²]	A_{min}(CBA)	$A_{ch}[cm^2]$	$A_{global}[cm^2]$	E(D/2)≤ 15[cm]
X	270x20	5.40	(4HA14)=6.16	(24HA14)=36.95	13.50
	140x20	2.80	(4HA10)=3.14	(24HA10)= 18.85	7.00
	180x20	3.60	(4HA12)= 4.52	(24HA12)=27.14	9.00
Y	310x20	6.20	(6HA12)=6.79	(36HA12)=40.72	10.33
	180x20	3.60	(4HA12)= 4.52	(24HA12)= 27.14	9.00
	540x20	10.80	(8HA14)=12.32	(48HA14)=73.89	13.50
	130x20	2.60	(4HA10)=3.14	(24HA10)=18.85	6.50

Hamida Abd

V.4.1.2 Verification of stresses: [1]

Table V. 12. *Verification of normal stresses at the SLS.*

Direction	Section [cm²]	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	*Type of cracking*	$\sigma_b(MPa$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s'(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\overline{\sigma_s}(MPa)$	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_t}$
X	270x20	1767.00	51.11	Prejudicial	3.36	0	50.20	15	201.63	Verified
	140x20	1328.94	-95.16	Little harmful	5.81	/	/	15	400	Verified
	180x20	1077.51	50.70	Little harmful	6.52	/	/	15	400	Verified
Y	310x20	1154.94	-17.82	Prejudicial	2.50	0	31.28	15	201.63	Verified
	180x20	962.37	-6.73	Prejudicial	2.63	0	39.45	15	201.63	Verified
	540x20	2959.37	1.04	Little harmful	2.51	/	/	15	400	Verified
	130x20	1183.60	21.84	Little harmful	6.30	/	/	15	400	Verified

Table V. 13. *Verification of shear stresses at the ULS or ALS* **[1]**

Direction	Section [cm²]	T (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
X	270x20	593.67	1.71	5	Verified
	140x20	-515.50	2.86	5	Verified
	180x20	419.58	1.81	5	Verified
Y	310x20	-816.43	2.05	5	Verified
	180x20	-434.47	1.88	5	Verified
	540x20	2015.30	2.90	5	Verified
	130x20	-206.33	1.23	5	Verified

Hamida Abd

V.4.1.3 Horizontal reinforcements :

According to the CBA93, the horizontal steels will be calculated and placed in the shear wall in order to balance the shearing force. with: At = 2. at **[1]**

Their spacing must satisfy the following inequality: **[CBA: A.5.1.2.3]** see **Annex 5**

$$s_t \leq \frac{0.9\, A_t\, \frac{F_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3\, F_{t28} K)}$$

Within the case of compound bending:

K= 1+3$\frac{N_u}{B\ F_{c28}}$ (compressive) , K= 1-10$\frac{N_u}{B\ F_{c28}}$ (tensile)

Table V. 14. *Horizontal reinforcements.*

Direction	Section [cm²]	St CBA (cm)	St RPA (cm)	St_{ch} (cm)	At
X	270x20	70.80	30	20	2HA14
	140x20	13.84	30	10	2HA10
	180x20	49.09	30	20	2HA12
Y	310x20	34.48	30	20	2HA12
	180x20	41.31	30	20	2HA12
	540x20	27.58	30	20	2HA14
	130x20	77.81	30	20	2HA10

Note : here I used the same diameter of the vertical bars to make it easy in the execution.

V.4.2. Lintel/coupling beam reinforcement:

On calculate the $\alpha = w\ h_0$ with $\Longrightarrow w^2 = \frac{3\times i\times I\times c}{I_0\times m\times a_0^3\times H}$, $m = \frac{2c\times B_1\times B_2}{B_1+B_2}$

we found that $1 < \alpha < 10$. because we have opening door in the shear wall.

So in in this case we consider that the lintel works like the beam in the shear wall. Like we learned in our course **[4].**

See **Annex 6**

Table V. 15. *Determination of Loads/solicitation.*

Level	e(cm)	L (cm)	h(cm)	comb	V(KN)	τ_b(MPa)	$0.06F_{c28}$	case
6	20	90	100	G+Q+Edx	135.18	1.05	1.5	First case
5	20	90	100	G+Q+Edx	310.51	2.42	1.5	Second case
4	20	90	100	G+Q+Edx	507.35	3.95	1.5	Second case
3	20	90	100	G+Q+Edx	695.13	5.41	1.5	Second case
2	20	90	100	G+Q+Edx	849.93	6.61	1.5	Second case
1	20	90	100	G+Q+Edx	959.25	7.46	1.5	Second case
Gr.	20	90	100	G+Q+Edx	879.97	6.84	1.5	Second case

Hamido Abd

Table V. 16. Reinforcement calculation of the shear walls (lintels).

	$A_{cal}(cm^2)$				$A_{min}(cm^2)$				A_{ch} (cm^2)			
level	A_d	A_l	S_{cal}	S_{ch}	A_d	A_l	A_t	A_p	A_d	$A_l = A'_l$	A_t	A_p
6	/	2.30	43.88	30	/	3	1.5	4	/	2HA14	2HA10	2x[2HA12]
5	5.34	/	26.11	20	3	3	1	4	2x[4AH8]	2HA14	2HA10	2x[2HA12]
4	8.73	/	17.95	15	3	3	0.75	4	2x[4AH10]	2HA14	2HA10	2x[2HA12]
3	11.96	/	13.82	10	3	3	0.5	4	2x[4AH12]	2HA14	2HA10	2x[2HA12]
2	14.63	/	11.62	10	3	3	0.5	4	2x[4AH14]	2HA14	2HA10	2x[2HA12]
1	16.51	/	10.45	10	3	3	0.5	4	2x[6AH16]	2HA14	2HA10	2x[2HA12]
Gr.	15.15	/	11.27	10	3	3	0.5	4	2x[4AH16]	2HA14	2HA10	2x[2HA12]

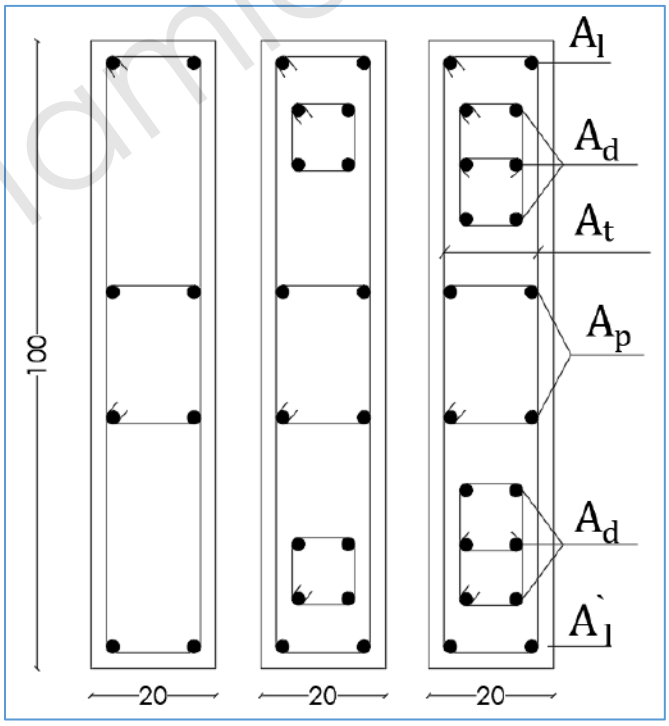
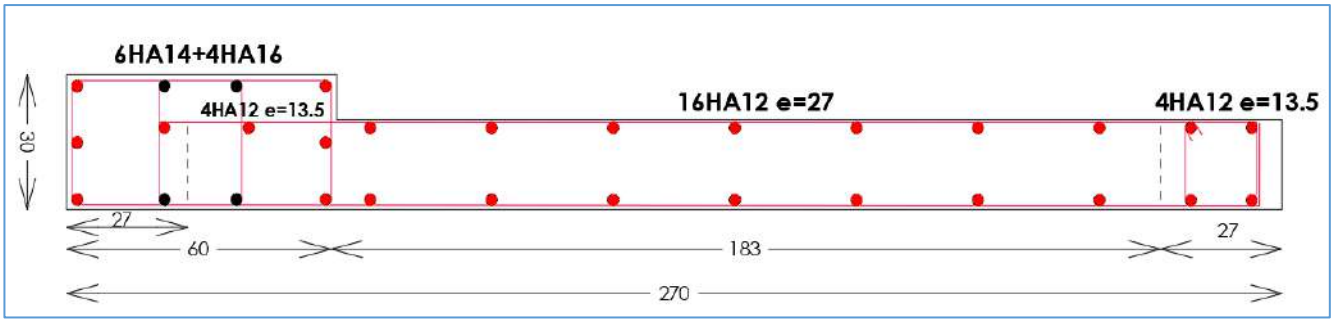
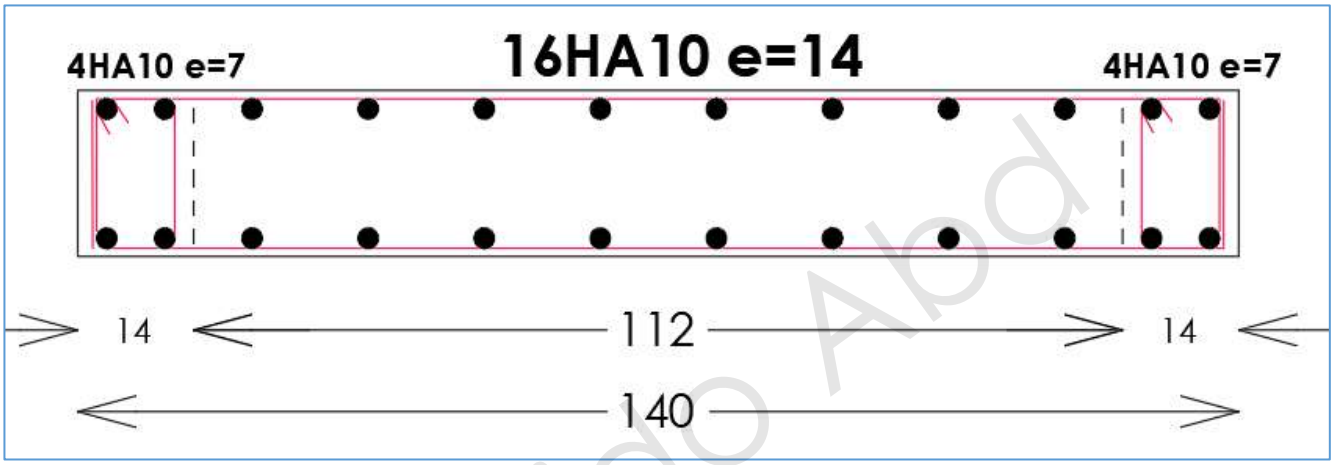
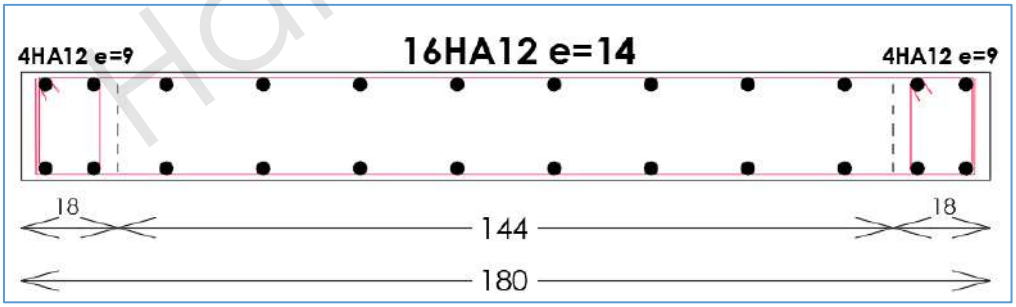


Figure V. 8. Reinforcement drawing of the shear walls (lintels).

Hamido Abd

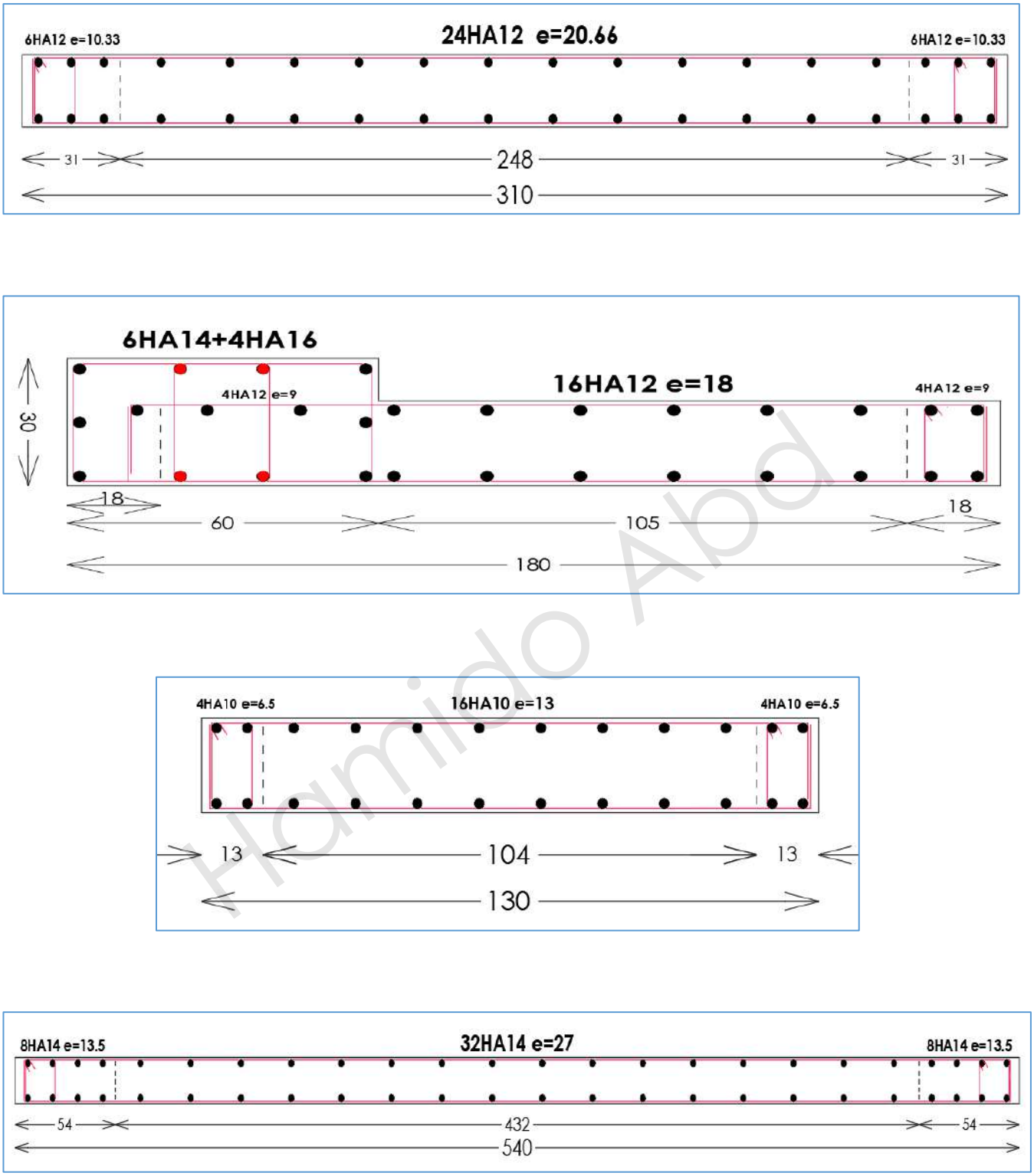






Hamido Abd

Figure V. 9. *Reinforcement drawing of the shear walls in X-Direction .*



Hamido Abd

Figure V. 10. *Reinforcement drawing of the shear walls in Y-Direction .*

CHAPTER VI

Calculation of foundations

Hamida Abd

VI.1. INTRODUCTION :

The foundations of a structure are the elements of the infrastructure located below the basic level (contact with the ground), to which they transmit the loads and overloads of the structure to the ground, therefore they constitute the essential part of the work.

A foundation is a body for transmitting the loads from the superstructure to the ground, it can only be calculated if one knows the superstructure and its loads, on the one hand, and the characteristics of the soil on the other.

Foundations must perform two essential functions:

- Take over the loads and overloads supported by the structure.
- Transmit loads and overloads to the ground in good conditions, to ensure the stability of the structure.

VI.2. TYPES OF FOUNDATIONS :

Foundations can be classified into 3 types:

- Shallow foundation called footings (Isolated footing , strip footing, mat)
- Semi-deep foundations (pier).
- Deep foundations (piles).

VI.3. SOIL CHARACTERISTICS:

To properly plan a foundation, it is necessary to have a good knowledge of the state of locations, in the vicinity of the construction to be built, but it is above all essential to have information as precise as possible on the geotechnical characteristics of the different layers which constitute the terrain.

The mechanical characteristics of the soil are determined in the soil report given by the laboratory "Laboratory of Housing and Construction of the Center" L.H.C.C ".The dimensioning of the foundations must be compatible with the admissible bearing capacity of the soil.

Hamido Abd

According to the geotechnical report we have: $\overline{\sigma_{soil}} = 2.50\ bar$.

The depth (anchorage) of the foundation depends on the value of the resistance of the soil as well as the mechanical characteristics of the soil. The results of the geotechnical report require us to lay our foundations with an anchor of:

$$D = 2.00\ m$$

The mechanical characteristics of this soil are:

$$\gamma_s = 18.00\ kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 25° \quad , \quad C = 0.50\ bar$$

In order not to lose the sauce of the concrete (cement + water), the foundations must be laid on a hard platform, for this, a layer of concrete fill (bedding/blinding concrete) 10cm thick is placed on the ground, this layer consists of (TVO + cement + water).

VI.4. CHOICE OF TYPE OF FOUNDATIONS:

The choice of the type of foundation depends on:

- Type of structure to be built.
- The nature and homogeneity of the good soil.
- The bearing capacity of the foundation ground.
- Economic reason.
- Facility of realization.
- The distance between axes of the columns.

✓ **Calculation method : (for Isolated and Strip footing)**

a) For Pre-sizing the footing, I used Trapezoidal distribution: (because the triangle distribution didn't match with me.**[4]**

b) For Reinforcement I used bielle method because also the moment method didn't match with me either. **[4]**

VI.4.1. Isolated/Pad Footing under column :

We have 3 groups :

$$\overline{\sigma_{soil}} = 2.50bar = 0.25MPa \ , soil\ is\ not\ aggressive \quad c = 3cm$$

Table VI. 1. *Sizing of isolated footing at SLS.*

footing	$N(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$A(m)$	$e_{0a}(mm)$	$^{A}/_{6}\ (mm)$	**Distribution**
footing 1	1371.90	6.47	-37.33	1.80	27.2	300.07	Trapezoidal
footing 2	1051.53	1.90	15.07	1.56	14.33	261.11	Trapezoidal
footing 3	771.66	-0.05	17.38	2.51	22.52	418.39	Trapezoidal

footing	**a(cm)**	**b(cm)**	$A(m)$	$B(m)$	$h(m)$	$A_{ch}(m)$	$B_{ch}(m)$	$h_{ch}(cm)$
footing 1	40	70	1.81	3.33	70.5	1.90	3.40	75
footing 2	40	70	1.57	2.80	58.00	1.60	2.90	60
footing 3	60	30	2.52	1.25	53.00	2.60	1.30	55

Hamida Abd

VI.4.1.1 Checking the overlap between the pressure bubbles under the footing:

We must check : $l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$

The following figure shows the intervention between the pressure bubbles (overlap) in the following figure:

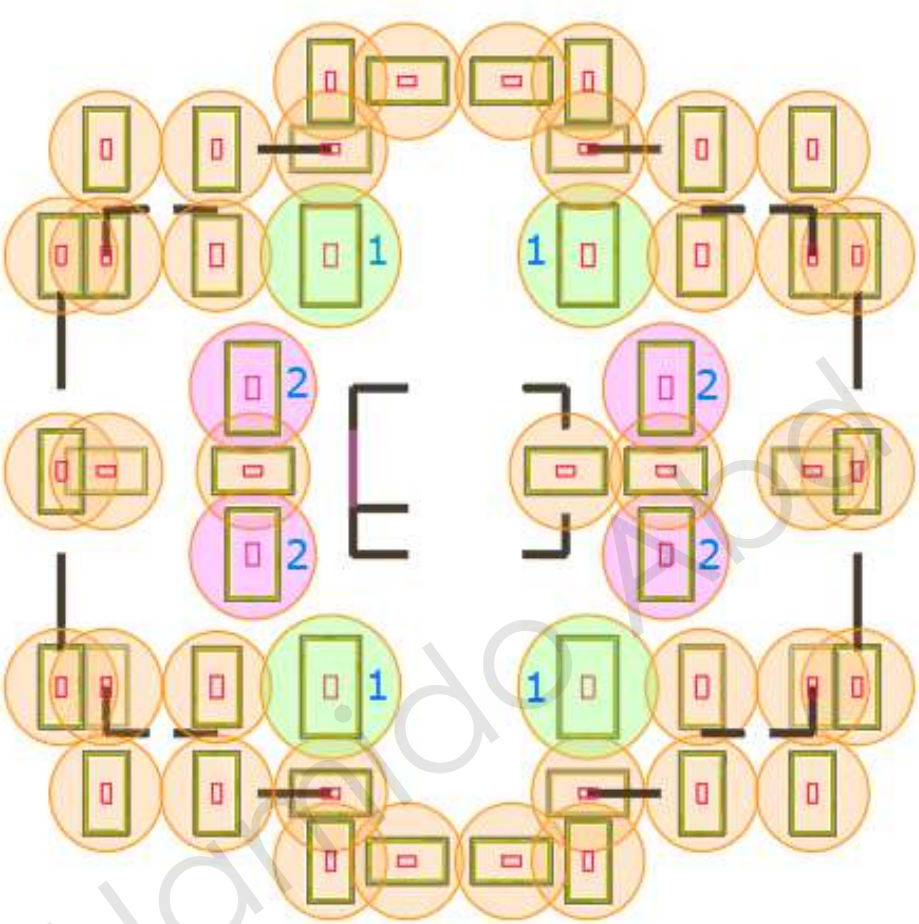


Figure VI. 1. *pressure bubbles overlap under the footing.*

There is a risk of overlap between the pressure bubbles of the footing in both directions, which forces us to switch to strip footing.

VI.4.2. Strip Footing :

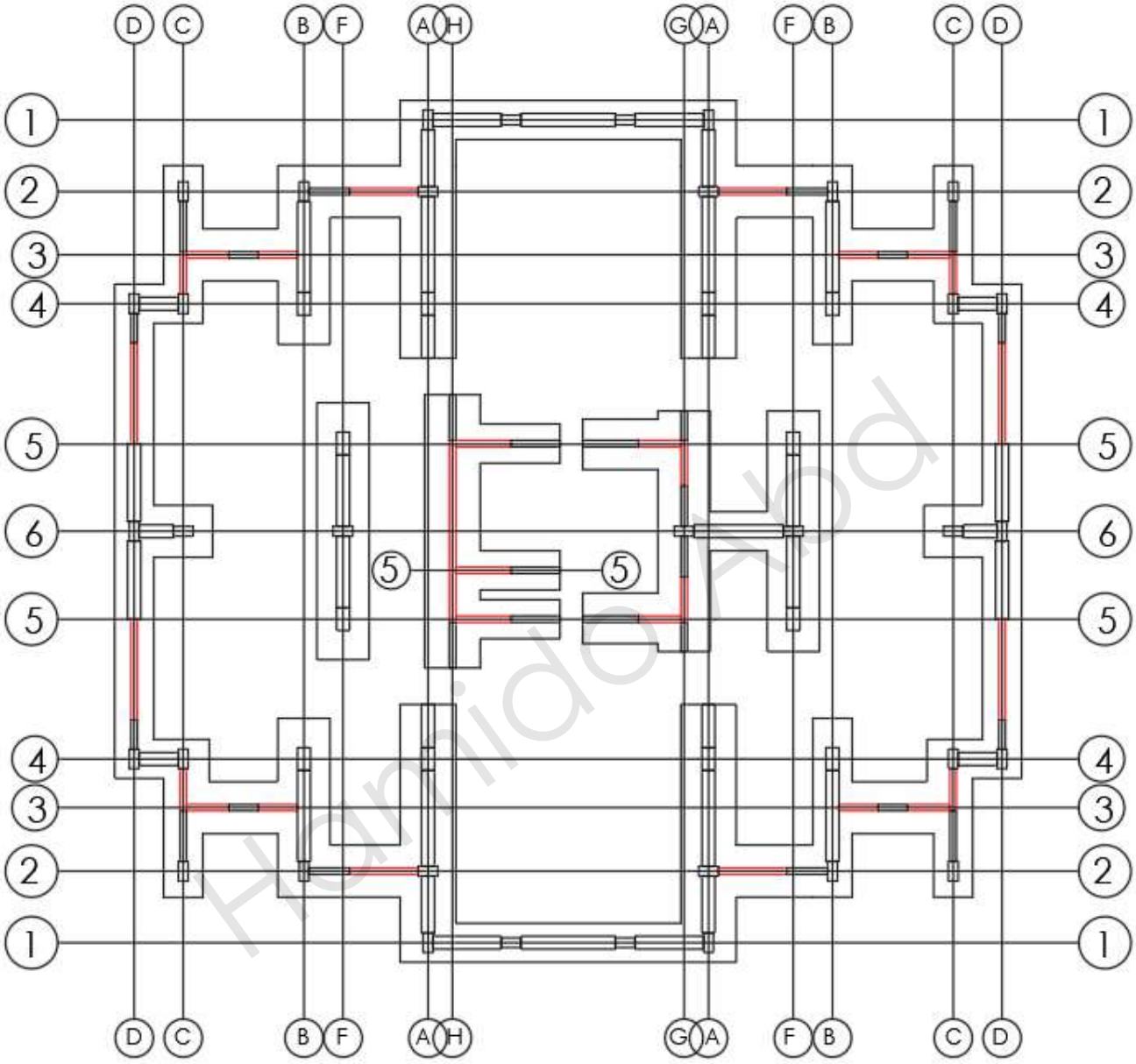


Figure VI. 2. *Strip Footing and Upstand beam.*

- ✓ We have two cases of strip footing.

1) Strip footing under several columns.

Table VI. 2. *Sizing of strip footings under several columns at SLS.*

Footing		$N_{max}(kN)$	M_{corr}	a(cm)	b(cm)	$A(m)$	$B(m)$	$e_{0a}(mm)$	$A/6\ (mm)$	Distribution	$h(cm)$	$B_{ch}(m)$	$h_{ch}(cm)$
X	SF-1	697.06	23.67	60	30	3.10	0.99	33.96	161.60	Trapezoidal	22.80	1.20	40.00
	SF-2	446.82	9.04	60	30	2.75	0.71	20.23	115.34	Trapezoidal	32.80	1.60	40.00
	SF-4	350.43	0.35	30	60	1.35	1.04	1.00	173.82	Trapezoidal	22.80	1.20	40.00
	SF-6	759.17	0.02	60	30	2.00	1.52	0.03	253.70	Trapezoidal	32.80	1.60	40.00
	SF-6'	771.66	0.05	60	30	2.475	1.25	0.06	208.40	Trapezoidal	32.80	1.60	40.00
Y	SF-A	1371.90	37.33	40	70	3.50	1.65	27.21	271.04	Trapezoidal	32.80	1.70	40.00
	SF-B	753.02	1.93	40	70	3.00	1.01	2.56	168.61	Trapezoidal	20.30	1.20	40.00
	SF-C	350.43	0.35	30	60	2.325	0.61	1.00	101.07	Trapezoidal	22.80	1.20	40.00
	SF-D	424.84	3.29	30	60	5.40	0.26	7.74	55.16	Trapezoidal	22.80	1.20	40.00
	SF-F	1051.53	15.07	40	70	2.95	1.47	14.33	243.01	Trapezoidal	30.30	1.60	40.00

2) Strip footing under shear wall.

Table VI. 3. *Sizing of strip footings under shear wall at SLS.*

Footing		$N_{ser}(kN)$	M_{corr}	a(cm)	$B(m)$	$A(m)$	$e_{0a}(mm)$	$A/6\ (mm)$	Distribution	$h(cm)$	$A_{ch}(m)$	$h_{ch}(cm)$
X	sf -2	322.223	0.46	20	1	1.29	1.43	215.83	Trapezoidal	35.30	1.60	40.00
	sf -3	323.408	0.02	20	1	1.29	0.06	216.17	Trapezoidal	35.30	1.60	40.00
	sf -5	333.833	1.61	20	1	1.35	4.82	224.72	Trapezoidal	35.30	1.60	40.00
	sf -5'	248.932	4.78	20	1	1.05	19.20	172.77	Trapezoidal	25.30	1.20	50.00
Y	sf -C	175.313	5.44	20	1	0.78	31.03	127.51	Trapezoidal	25.30	1.20	40.00
	sf -D	272.20	1.59	20	1	1.11	5.84	183.87	Trapezoidal	25.30	1.20	40.00
	sf -G	326.69	1.24	20	1	1.32	3.80	219.60	Trapezoidal	35.30	1.60	40.00
	sf -H	353.24	0.43	20	1	1.42	1.22	236.49	Trapezoidal	45.30	1.70	50.00

Hamido Abd

✓ **Verification of $\sum\sigma_{ser} < \bar{\sigma}_{sol}$**

Note : the footing with yellow colour it's the footing under the columns and shear walls at the same time .

Footing		L(m)	B(m)	$\sum N_{is}$(Kn)	$P_{footing}$ (KN)	$P_{backfill}$ (KN)	$\sum\sigma_{ser}$	$\bar{\sigma}_{sol}$	Verification
X	SF-1	10.30	1.20	1736.47	123.60	272.38	0.173	0.250	Verified
	SF-2	5.25	1.60	1688.20	84.00	213.88	0.236	0.250	Verified
	sf-3	4.90	1.60	1217.61	78.40	173.63	0.187	0.250	Verified
	SF-4	2.70	1.20	309.10	32.40	67.39	0.126	0.250	Verified
	sf-5	3.90	1.60	1340.95	62.40	127.76	0.245	0.250	Verified
	SF-6	3.00	1.60	983.29	48.00	122.62	0.240	0.250	Verified
	sf-5'	4.30	1.20	1113.41	51.60	100.62	0.245	0.250	Verified
	SF-6'	4.95	1.60	740.36	79.20	175.03	0.126	0.250	Verified
Y	SF-A	7.925	1.70	1778.40	134.73	300.28	0.164	0.250	Verified
	SF-B	5.50	1.20	968.20	66.00	156.31	0.180	0.250	Verified
	SF-C	4.85	1.20	1133.325	58.20	134.78	0.228	0.250	Verified
	sf-G	7.40	1.60	2533.96	118.40	272.38	0.247	0.250	Verified
	SF-D	15.20	1.20	2860.20	182.40	354.28	0.186	0.250	Verified
	sf-H	8.40	1.70	3021.83	178.50	294.84	0.245	0.250	Verified
	SF-F	7.4	1.60	2493.16	118.40	297.18	0.246	0.250	Verified

Hamido Abd

VI.4.2.1 Reinforcement of Strip footing :

We will take from each strip footing the most loaded one for every different A and generalized it to the others :

VI.4.2.1.1 Reinforcements of strip footings under several columns :

Table VI. 4. Reinforcements of strip footings under several columns .

footing	B	A	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	e_{0a}	$A/18$	Method
SF-A	3.50	1.70	1880.86	51.15	27.20	94.44	Bielle
SF-F	2.95	1.60	1440.53	20.75	14.40	88.89	Bielle
SF-B	3.00	1.20	1013.60	2.27	2.24	66.67	Bielle

footing	$A_{a.cal}$ (cm^2)	$A_{a.ch}$ (cm^2)	S_{tb} (cm)	$A_{a.dis.cal}$ (cm^2)	$A_{a.dis.ch}$ (cm^2)	$S_{t\,a}$(cm)
SF-A	24.89	23HA12=26.01	15	11.05	10HA12=11.31	15
SF-F	17.24	16HA12=18.10	18	7.24	7HA12=7.92	22
SF-B	7.92	10HA12=11.31	30	2.38	4HA12=4.52	30

VI.4.2.1.2 Reinforcements of strip footings under shear wall :

Table VI. *5.Reinforcements of strip footings under shear wall*

footing	B	A	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	e_{0a}	$A/18$	Method
sf-H	1.00	1.70	750.4	0.918	1.22	94.44	Bielle
sf-5	1.00	1.60	1272.4	1.59	1.25	88.89	Bielle
sf-D	1.00	1.20	514.9	3.045	5.91	66.67	Bielle

footing	$A_{a.cal}$ (cm^2)	$A_{a.ch}$ (cm^2)	S_{tb} (cm)	$A_{a.dis.cal}$ (cm^2)	$A_{a.dis.ch}$ (cm^2)	$S_{t\,a}$(cm)
sf-H	8.63	6HA14=9.24	15	3.67	5HA12=5.65	30
sf-5	17.34	9HA16=18.10	10	6.94	7HA12=7.92	22
sf-D	5.08	5HA12=5.65	20	1.52	4HA12=4.52	30

Hamido Abd

VI.4.2.2 Beam Strip/Upstand beam:

To make the continuity connection between the columns, the footing alone is not enough because its risks to be deformed in the mid-span area (between the columns), for this the continuous foundation will be composed of two elements:

- Continuous footing
- Beam strip

The beam strip will take up all vertical loads and bending moments. It will generally have the same width b of the column, its height h_p will be determined by the theory of beams placed on elastic soil which provides the following inequality to check, to ensure a uniform distribution of the stresses under the sole:

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.L_{max}{}^4}{E}}$$

E : Concrete elastic modulus (E =32164.19MPa) ;

L_{max} : The largest span ;

K : stiffness of the ground ;

I : Moment of inertia of the beam strip

h_p : the height of the beam strip.

Table VI. 6.*Sizing of the beam strip.*

	b(cm)	L_{max}(m)	$h_{p\ cal}$ (cm)	$h_{p\ choosen}$(cm)
BS	40	2.95	36.11	80

-We choose 80 cm because the verification of the shear stress. And it is the most loaded one that we can after generalized it to the rest of the beam strip.

- ✓ So, the section of the beam strip (40x80) :

Table VI. 7. Determination of the values of (q) of the release beam.

Section	L(m)	N_{iu}(KN)	N_{is}(Kn)	$P_{footing}$ (KN)	$P_{backfill}$ (KN)	$P_{b.strip}$ (KN)
BS(40x80)	7.925	2963.25	2163.87	134.73	300.28	31.70

Hamido Abd

Section (cm^2)	σ_{sol} (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
BS(40x80)	0.250	0.195	453.41	331.93

Table VI. 8. *Determination of the stresses of the release beam.*

Section	ULS			SLS	
(cm^2)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
BS(40x80)	-277.75	226.65	676.355	-203.33	165.92

a) Calculation of longitudinal reinforcement

Table VI. 9. *Calculation of the longitudinal reinforcement of the beam strip at the ULS.*

Beam strip		M_u (kN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	$A_{s1\ ch}$ (cm^2)	$A_{s2\ ch}$ (cm^2)	A_{tot}	$A_{min}CPA$	$A_{min}RPA$
							(cm^2)		
BS(40x80)	Mid span	226.65	0.00	8.77	4HA14=6.16	4HA14+2ChpHA14=9.24	33.88	3.20	16
	Support	-277.75	0.00	10.84	4HA14=6.16	4HA14+4ChpHA14=12.32			

b) Verification of stresses at SLS.

✓ For prejudicial cracking .

Table VI. 10. *Longitudinal reinforcement checks of the beam strip at the SLS.*

Beam strip		M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s, \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
BS(40x80)	Mid span	165.92	5.72	201.63	67.98	15	201.63	Verified	Verified
	Support	-203.33	6.61	201.63	77.69	15	201.63		

c) Verification of the shear stress of the beam strip (CBA 93 Art.5.2.4.2)

We must check: $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Prejudicial cracking}$$

Hamido Abd

d) Transverse reinforcement.

The values of the Transverse reinforcement section (At) and their spacings (St) are summarized in the following tables:

Table VI. 11. *Calculation of the transverse reinforcements of the beam strip.*

Section (cm^2)	T (kN)	τ (MPa)	CBA 93		RPA 99 V2003			S_{cal} (cm)	$S_{t.ch}$		$A_{t.ch}$ (cm^2)
			S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t (cm^2)		S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
40x80	676.355	2.19	40	1.25	14.40	40	1.20	5.07	10	30	4HA8=2.01

e) Skin / side reinforcements according to CBA93 Art.7.3

Since the beam strip (CBA93) requires side reinforcements of at least 3cm2 / ml posed parallel to the average fiber(reinforcement) of the beam.$A_p = 3 \times 1{,}2 = 3{,}6\ cm^2$, so we adopt $4HA12 = 4.52\ cm^2$.

f) Punching shear verification: [1] Art A.5.2.4.2

$$Q_u \leq F_{limite} = 0.045\ U_c\ h\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad , \quad U_c = (a + b + 2h) \times 2$$

Table VI. 12. *Punching shear verification.*

Q_u (kN)	h (cm)	f_{c28} (Mpa)	γ_b	a (cm)	b (cm)	U_c (cm)	F_{limite} (kN)	$Q_u \leq F_{limit}$
1880.86	80	25	1.5	40	70	540	3240	Yes

Note : I did the punching shear verification after the upstand beam calculation, so no need to do it befor and there is no need to do the other verification !

Hamido Abd

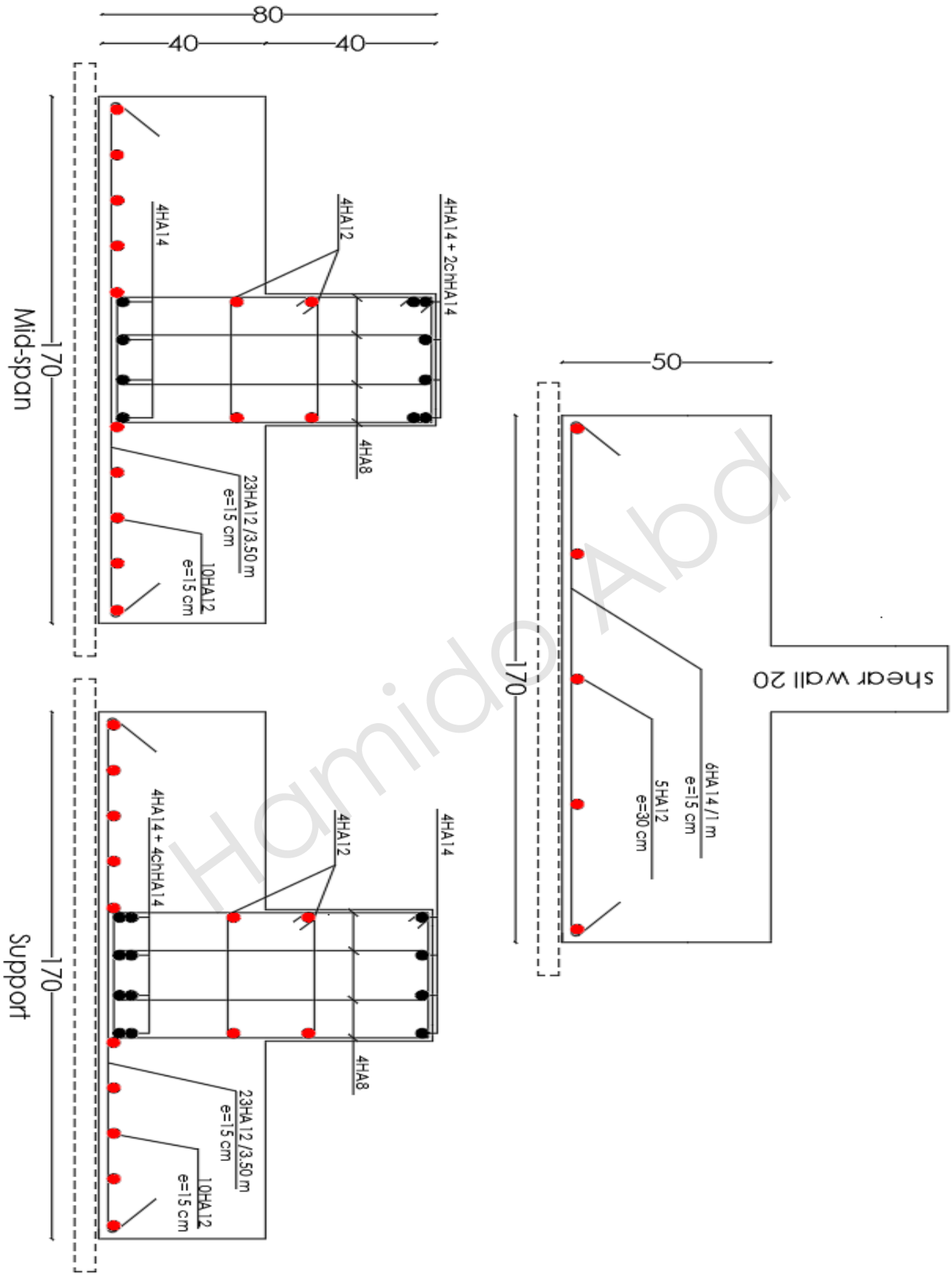


Figure VI. 3. *Reinforcements of strip footings-A=1.7 m.*

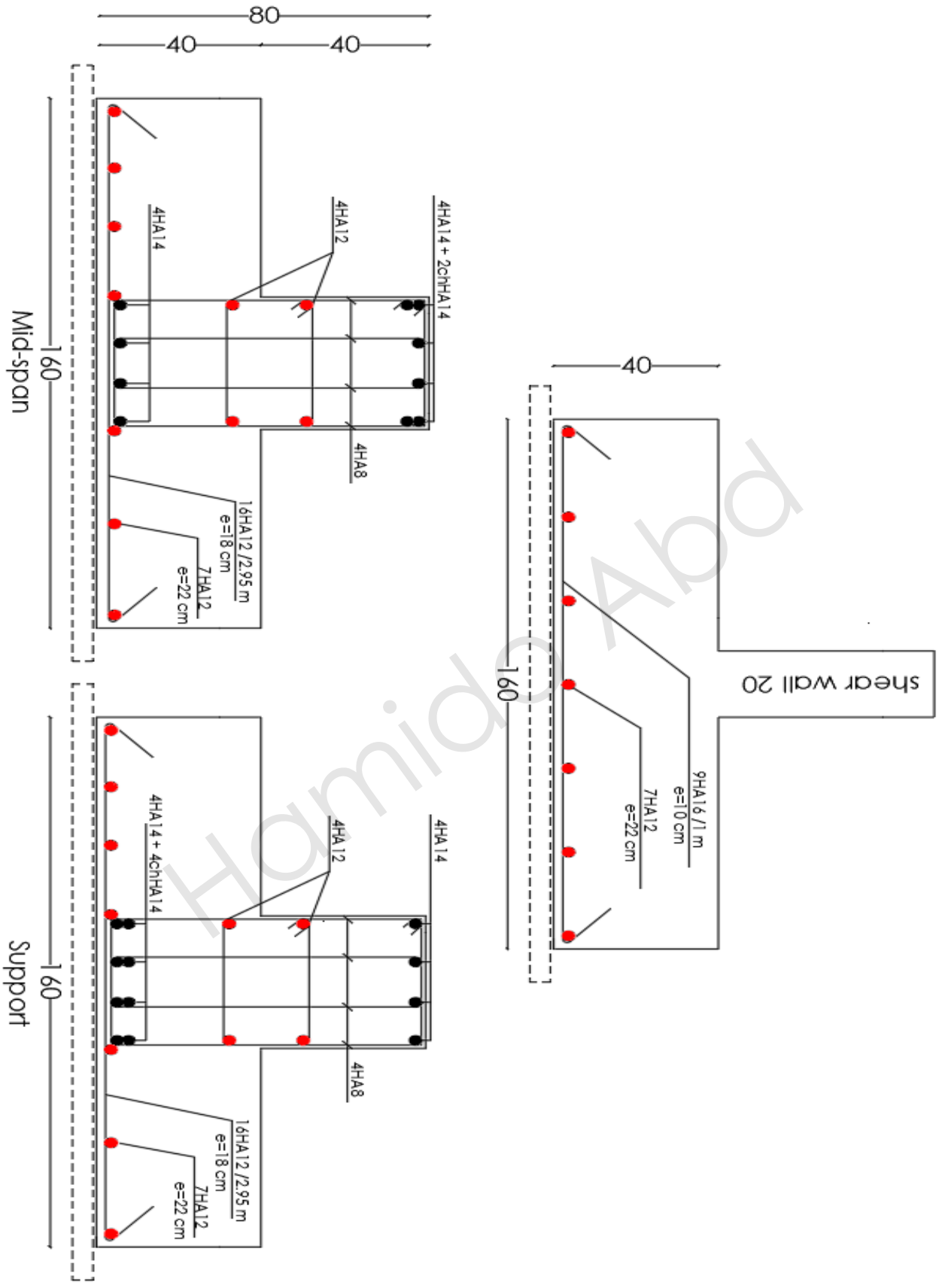


Figure VI. 4. *Reinforcements of strip footings-A=1.6 m.*

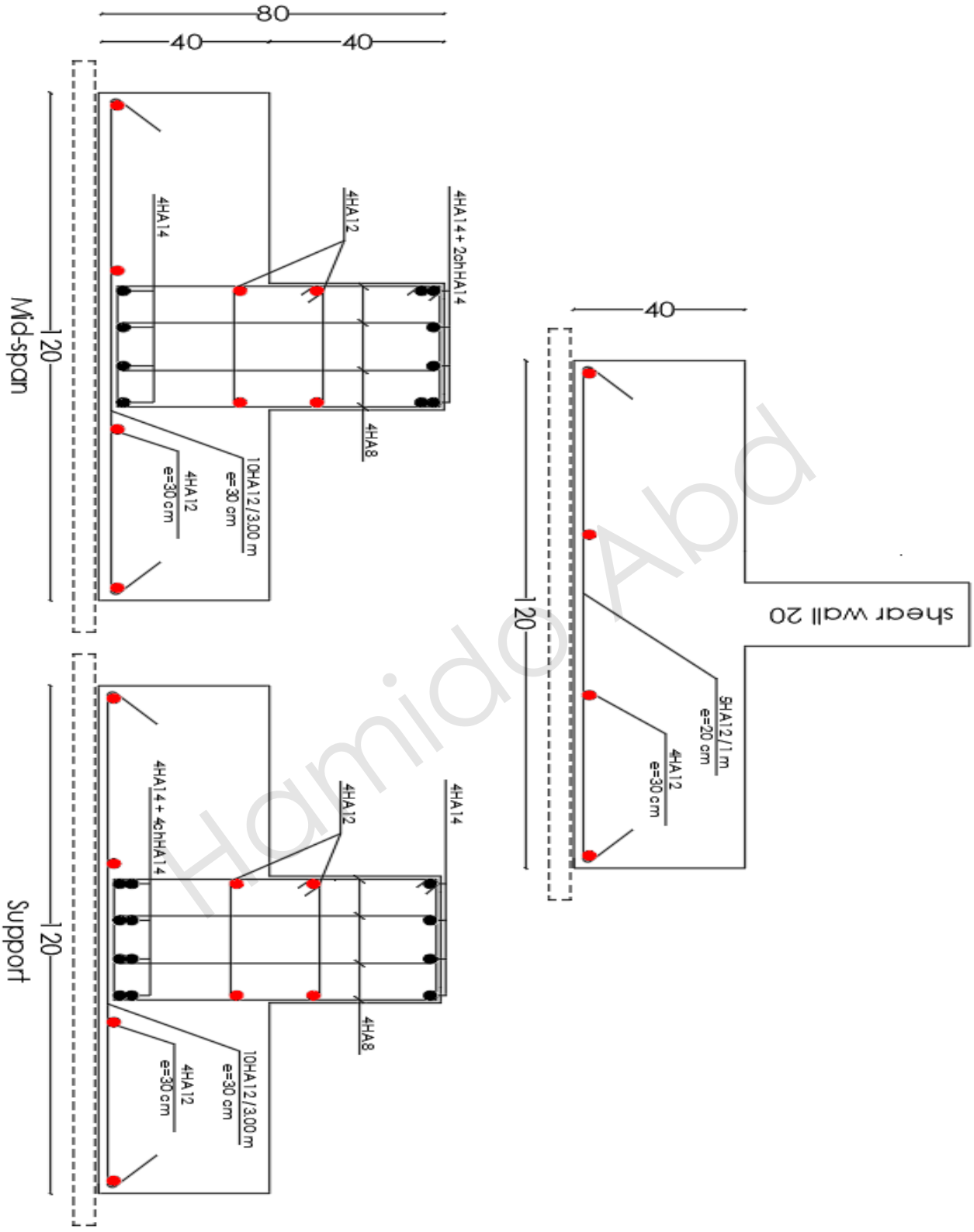


Figure VI. 5. *Reinforcements of strip footings-A=1.2m.*

VI.5. FOUNDATIONS BEAMS (Tie Beam):

Reinforcement of Tie Beam according to RPA99 Version 2003 Art.10.1.1

- ✓ The support points of the same block must be secured by a bidirectional network of tie beam or any equivalent device tending to oppose the relative displacement of these support points in the horizontal plane.
- ✓ The minimum dimensions of the transverse section of the tie beam are: Site S3: 25cm × 30cm.

The tie beam must be calculated to tensile strength under the action of a force equal to:

$F = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20\ kN$ with :

N: equal to the maximum value of vertical gravity loads brought by integral support points

The chosen section: 30×30 cm^2, $\alpha = 10$ ($Zone$ III, $S3$). **RPA2003 Art.10.1.1.b**

As the tensioned concrete is neglected, it resulted that the longitudinal reinforcement must be able to balance the tensile force.

The forces taken into account as well as the reinforcement calculation results are given in the following table:

Table VI. 13. *Longitudinal reinforcement of tie beam.*

Section(cm^2)	N_u (kN)	F (kN)	A_{cal} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Verification
30× **30**	1880.86	188.09	5.41	6HA14=9.24	0.90	5.40	Verified

Verification of the stresses at the service limit state CBA 93 Art.A.4.5.3

$$\sigma_s = \frac{N_{ser}}{\alpha . A}; \quad \overline{\sigma_s} = min\left\{\frac{2}{3} F_e; 110\sqrt{1{,}6 . F_{tj}}\right\} \ldots\ldots \text{prejudicial cracking}.$$

Table VI. 14. *Verification of stresses at the SLS of tie beam.*

Section(cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	A_{ch} (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×30	1371.90	137.19	9.24	148.47	201.63	Yes

Hamido Abd

- **Calculation of transverse reinforcement : CBA93 Art.A.5.1.2.1.1**

Table VI. 15. Calculation of the transverse reinforcement of the tie beam.

ϕ_l (mm)	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	$S_{t.max}$ (cm)	$S_{t.Zn}$ (cm)	$S_{t.Zc}$ (cm)
14	4.66	8	3HA8=1.51	21	15	15

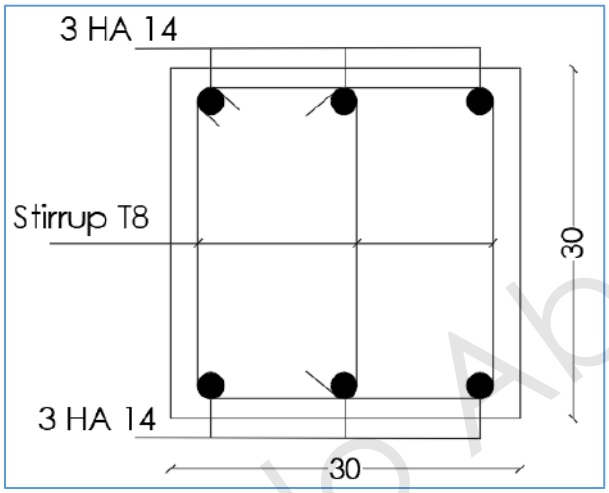


Figure VI. 6. *Reinforcement of tie beam.*

Note : for all the beams on my project I used Single stirrup (épingle) because the closed stirrup is not used in the construction site with the most of the professional that's why I used single stirrup. And also, the verification of the shear stress is verified so no need to use the close stirrup .

Hamido Abd

GENERAL CONCLUSION

This end of study project, allowed us to put into practice all our knowledge acquired during our engineering training cycle, to deepen our knowledge based on technical and regulatory documents, to apply recent calculation methods, and put in our minds the basic principles that must be taken into the design of building structures.

According to the study carried out as part of this end-of-study project, it should be sure that for a good seismic design, it is very important that the civil engineer and the architect work in close collaboration from the start of the project in order to take care of all the stresses induced by the structure adopted compared to the proposed architecture and to achieve maximum security of the work without significant additional cost.

Finally, the main objective of the design engineer is to reduce the seismic risk to a minimum level and to facilitate the execution of the work by adopting an optimal design which satisfies the architectural and safety requirements.

At the same time, we have done as much as possible to have the main accepted criteria, to know: the operation, aesthetics and safety.

Hamido Abd

Note : One of the member of the jury asked me to add the difficulties of my project here in the conclusion general but in my opinion there's no need to add it because all the problems are solved.

REFERENCES

[1] : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.

[2] : Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[3] : Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

[4] : Boukendadkji Course (I mean by that, like we learned in our course, not a reference)

[5] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[6] : Précis de Calcul de Béton Arme « Auteur : H. Renaud.

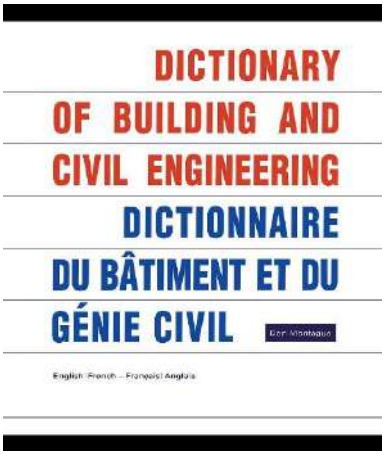
Programs

- Sap2000 Ver20.2.0.
- Auto CAD 2020.
- EXPERT BA 2010.

Hamido Abd

Note : And finally, the book which helped me to finish this work in English ,although I've studied Engineering in French.

- ✓ Dictionary of Building and Civil Engineering French–English and English–French . (Don Montague)



Annex 1

Caquot method: (for beams)

• Presentation of the method

This method is applicable for high loads and when the flat-rate method is not applicable.

It consists in calculating the moments at the supports under the effect of the loads (uniform and concentrated) applied to the spans near to the support, then determining the moments in the span.

•Fictitious span

For all spans, the fictitious length will be determined

$$L' = \begin{cases} L & for\ an\ edge\ span\ with\ simple\ edge\ support. \\ 0.8L & for\ an\ intermediate\ span. \end{cases}$$

• Rigidity coefficient

We denote by γ the stiffness coefficient which will be the ratio of the stiffnesses of the 2 spans to the left and to the right of a support considered.

Which give us :

$$\gamma = \frac{K_w}{K_e} K_e = \frac{I_e}{l'_e} K_w = \frac{I_w}{l'_w}$$

So :$\gamma = \frac{I_w l'_e}{I_e l'_w}$

• Particular case

For a continuous beam of the same height and width, therefore at constant inertia and in the absence of concentrated load; we have:

• The stiffness coefficient

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

• The moment of support

M_{app}=0,2M_0..... edge supports

$M_{app} = \frac{q_w l'^3_w + q_e l'^3_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$..... Intermediate support

Hamido Abd

• **The moment in span**

The Caquot method allows us to take the moment at half span (x = L / 2) as the maximum moment in span:

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Annex 2

Beam transverse reinforcement

The steel chosen for the transverse reinforcement is of type bars with high adhesion . $F_e E400$

The spacing between successive core reinforcements must be the lesser of the following values:

$$According\ to\ RPA2003:\ \begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \le Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] & nodal\ Zone \\ S' \le \dfrac{h}{2} & Current\ Zone \end{cases}$$

$$According\ to\ CBA93:\ \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \ge \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e (cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \le [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{b S_t} \ge 0.4\ MPa \end{cases}$$

Hamido Abd

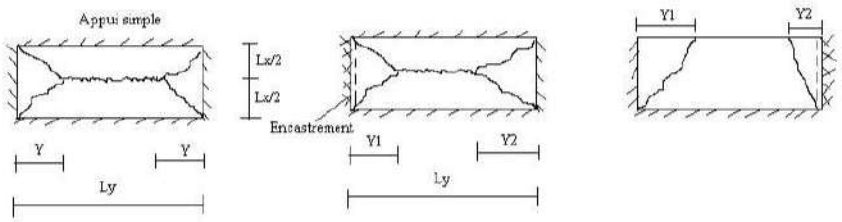
Annex 3

Yield line method

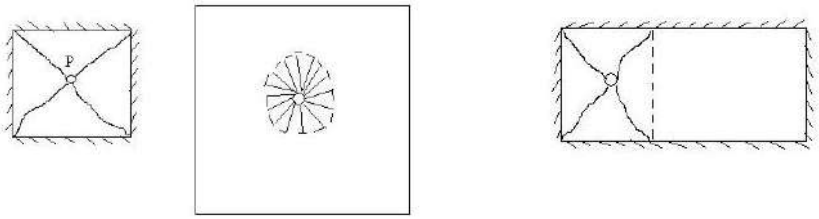
The Yield line method is a more powerful method and considers materials at their elastoplastic limit. This method, which only concerns the ultimate limit state, is based on the Crack Mechanism, it provides for damage to the slab. The cracks that appear on the slab are called breaking lines.

Examples of slab cracking

a) **Case of distributed charges**



b) **Case of concentrated distributed loads**



Calculation of moments (principle of virtual work)

$$\sum \textbf{External Works} - \sum \textbf{Internal Works} = 0$$

a) External Works

External work is equal to the product of the force concentrated by its displacement

$$T_{ext} = P.f$$

For the particular case of distributed load:

T_{ext} = distributed load x Surface x displacement of the center of gravity of the surface

b) Internal Works

The internal work is equal to the product of the moment by the projection of the breaking line on the axis of rotation by the angle of rotation of the rigid region on its axis.

$$T_{int} = M.l.\theta$$

The principle of virtual work allows us to evaluate the bending moment as a function of the external load applied to the slab.

Hamido Abd

Annex 4

Recommendations according to the regulations for Reinforcement of columns

According to CBA93

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 & \text{per meter of facing length} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Compressed concrete section} \end{cases}$$

$$\text{Condition of non} - \text{fragility: } A_{min} = \frac{B}{1000}$$

According to the RPA verion2003 Art 7.4.2.1:

- The longitudinal reinforcement must be of high adhesion, straight and without hooks.
- Their percentage is limited in zone III by:

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \qquad (Current\ Zone)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \qquad (Overlapping\ Zone)$$

- The minimum diameter is 12 mm.
- The minimum length of coverings is: 50 Ø in zone III.
- The maximum distance between two near bars on the same face must not exceed: 20 cm in zone III.

The nodal zone is bounded by the upper face of the floor and h '.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

h_e : floor height.

Extreme loads on the reinforcement

- To balance the normal force and the bending moment, we can have the following three extreme cases:
  1) $N_{max}\ et\ M_{x\ corresponding}\ et\ et\ M_{y\ corresponding}$
  2) $N_{min}\ et\ M_{x\ corresponding}\ et\ et\ M_{y\ corresponding}$
  3) $M_{max}\ et\ M_{corresponding}\ et\ N_{corresponding}$

Hamido Abd

Annex 5

Minimum and maximum section

- **According to RPA2003 Art 7.7.4.1**

$A_v = 0.2\%\ B_t$: The tensile horizontal section of shear wall.

$A_v = 0.15\%\ B$ B: The global section of shear wall.

$A_v = 0.1\%\ B_c$: The current horizontal section.

- **According to CBA93 Art B.6.4**

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\%$$

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * \left(\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K)\right)} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

a) According to CBA93

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35};\ \frac{a}{10}\ ;\ \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diameter of horizontal reinforcement.

$\emptyset_v$: Diameter of vertical reinforcements.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

b) According to RPA2003

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\ ; 30cm]$$

Annex 6

Lintel reinforcement

$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ First case

$\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$ Seconde case

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

Reinforcement of lintels in simple bending ($\boldsymbol{\tau_b \leq 0.06 f_{c28}}$) 1st

We should have

- Longitudinal Reinforcement A_l.
- Transversal Reinforcement A_t.
- • Partially common Reinforcement (skin Reinforcement) A_c.

a) Longitudinal Reinforcement

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

b) Transversal Reinforcement

We must know if our lintel is short or long with the following verification:

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{long lintel} \\ \lambda < 1 & \text{short lintel} \end{cases}$$

long lintel

$$S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$$

S : Spacing of transverse reinforcement

A_t : Section of a transverse reinforcement.

$Z = h - 2d'$

Hamido Abd

$\bar{V} = 1.4V_u$

Short lintel:

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 \, ; \, V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

With $M_{ci} and \, M_{cj}$ ultimate resulting moments of the standing sections to the left and right of the span of the lintel l_{ij} and calculated by:

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

Reinforcement of lintels in simple bending $(\tau_b \geq 0.06 f_{c28})$ 2ed

Diagonal Reinforcement:

The forces (M, V) are taken up according to diagonal connecting rods along the medium axis of the diagonal reinforcement A_Dà disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2 f_e sin\alpha}$$

$$\alpha = Arctg\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Minimum reinforcement (RPA v2003 Art.7.7.3.3)

a) Longitudinal reinforcement

$$(A_l, A_l{}') \geq 0.15\% \, (b * h)$$

b) Transverse reinforcement

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \, b * s$$
$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \, b * s$$

s : Spacing between frames

c) Skin reinforcement

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

Hamida Abd

My advices

To other student who going to read my thesis or going to take it as a reference:

1- Use this book “Dictionary of Building and Civil Engineering French–English” for the translation and don’t take my thesis as a perfect copy , I would like from you to make sure of it and to correct the mistakes if I have any .

2- Don’t believe the department if they told you that you have to stock into 100 page, because of that I didn’t put the plans of my project after that the jury judge me about that , so you have to put the plans of the project in the first chapter , so any one can understand your thesis.

3-Always explain your works under the table or the figure or under the results to make it clear to any one who going to read your thesis , that’s what the jury asked me to do .

4- Make sure that Dr. Khelladi (the teacher of the dynamic model) accept your disposition of the shear walls.

5- Don’t calculate the parapet reinforcement by robot expert because it gives the minimum of the BAEL 91 (not the same of minimum of CBA93), calculated by yourself or by another program which gives you the results directly not he minimum of the BAEL 91 .Also the calculation of the compound bending because of the same reason , if you are studying at the Benaissa office I think he has a program so you don’t need to calculated with robot expert .

6- Calculate the shorings of the slab beams like I did in the page 24 , because like I notice a lot of graduated student did it in the wrong way.

7- In the drawing of the reinforcement for the shear walls and the other elements I prefer to mention the axe of the plan to make it clear where is the place of this element in the plan .

8- Don’t forget that you can use a diameter 8 in the foundation reinforcement , also if you studied at Benaissa office make sure of the calculation of foundation because its not quit the same as we learned in the Boukendakdji course, I’m not telling that Mr, Benaissa is wrong, No but it’s not the same I mean by that you have to understand the method like we did in our course to make sure that Pr,boukendakdji will not judging you in your graduation

9- At the end I have some notes in my thesis you can read it , I hope I could benefit you even a little, and don’t forget I’m human so I have mistakes so check after me and I hope you will not fall in my mistakes :D
10- In the last , you have to believe in your self ☺

Hamido

Hamido Abd

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ YAHIA FARÈS DE MÉDÉA

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



A THESIS

CONCEPTION ET ANALYSE D'UN BÂTIMENT À PLUSIEURS ÉTAGES (RDC + 6 ETAGES) À USAGE HABITATION

POUR
MASTER EN GÉNIE CIVIL OPTION STRUCTURES

PRÉPARÉ ET PRÉSENTÉ PAR

ABU DAQQA ABDUL-HAMID

DIRIGÉ PAR

Pr. BOUKENDAKDJI Otmane

JUIN 2020



Hamido Abd

Remerciements

A la fin de ce travail, je voudrais féliciter "ALLAH" qui m'a donné la force de mener à bien cette réalisation.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mon promoteur: **Pr. Boukendakdji.O** pour ses Conseils et son aide précieuse.

Mes sincères remerciements vont également à tous les professeurs du département de génie civil qui nous ont offert toutes ces connaissances.

je remercie aussi **Mr. OULD TURKI Benaissa** Pour les diverses guides et conseils enrichissants.

Ma gratitude à tous les membres de jury qui nous ont font l'honneur de juger Mon travail.

Mes plus grands remerciements vont également à l'un de mes meilleurs amis **Mohammed Alhalmi** qui m'a donné le meilleur conseil qui soit pour faire ce travail en anglais je le remercie de tout mon cœur.

Je n'oublie pas nos parents et nos familles pour leur contribution, leur soutien et leur patience. Enfin, je remercie sincèrement tous mes parents et amis qui m'ont toujours soutenu et encouragé lors de la préparation de cette thèse.

ABUDAQQA ABDULHAMID

Hamido Abd

Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde pour leurs sacrifices :

ma chère mère et mon père vous m'avez accueilli à bras ouverts dans votre famille. En témoignage de l'attachement, de l'amour et de l'affection que je porte pour vous.

A mes frères: Firas, Omar, Mamdouh,Ahmad,Mohammed.

A mes sœurs: Ala'a, Noor, Ayda, Rania ,Doha ,imane.

A toute la famille "ABU DAQQA" sans exception.

A mes chers collègues: Ayoub, Azzedine, Oussama, Islam, Isam, Haitham, Khaled, Yousra ,

A mes amis qui ont emporté avec moi alienation : Amjad Asakra, Khatib, Ayham, Flora, Nezar, Firas, Ibrahim, Khaled, Ezzet, Ahmed Al Bitawi, Mohammed AL Qutati, Amjad Moulki, Mahran, Hasan, Majed, Mohammed Ramzi, Mujammel, Montaser, Zayd, Alhalmi, Karsoua, Basheer , Islam , swalhi, Ahmad yahia.

A mon cher frère ici en Algérie: **Chergui Mohammed** et sa famille je les remercie de tout cœur pour leur soutien.

A mes chers amis: Kayed, Ashraf, Jihad, Nofal, Mohamed shaker, Ali, Anas, Fadi, Noor, , Jalloul, Ismail, Mustafa,To All my friends.

ABUDAQQA ABDULHAMID

Homido Abd

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى هيكلة و دراسة إدارة تتألف من(طابق أرضي + ستة طوابق) .

و المقرر بناؤها بولاية (الجزائر) و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوية(III)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة+ الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل. (RPA99 version2003)
- قواعد الخرسانة المسلحة. (CBA93)

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج. (SAP2000 Version 20)

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

RESUME

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en RDC +6 étages, à usage habitation. Il est implanté à Alger. Cette région est classée en zone sismique **(III)** selon le **RPA99 version 2003**.

La résistance de la structure aux charges horizontales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement de tous les éléments résistants sont établis conformément aux Règlements Algériens en vigueur (**CBA93 et RPA99 version2003**).

L'analyse sismique de la structure a été menée par la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (**SAP2000V20)**

Finalement nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

ABSTRACT

This project deals with the study of a building with (Gr + 6 stories) in the state of Algiers**,** this is classified in a strong seismicity region(**III**) according to the Algerian seismic standard code **RPA99 version2003.**

The resistance of structure to horizontals loads ensured by a system (frame system with shear walls.).

The measurements and the design of reinforcement of all elements were according with the Algerian standards (**CBA93 and RPA99 version 2003).**

The seismic analysis has been realized by the numerical method based on finite elements method, using the program **(SAP2000 V 20).**

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Hamido Abd

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE:.....1
I.2. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUE DE L'OUVRAGE:.....1
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :.....1
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment:.....3
I.3.CARACTÉRISTIQUES STRUCTURELLES:.....4
I.3.1. Système de contreventement:.....4
I.3.2. Planchers:.....4
I.3.3. Maçonnerie:.....4
I.3.4. L'acrotère :.....4
I.3.5. Les escaliers:.....4
I.3.7. Infrastructure:.....4
I.4. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX:.....5
I.4.1. Le béton:.....5
I.4.2. Les aciers :.....6
I.4.2.1. Types d'acier:.....6

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments structurels

II.1. INTRODUCTION :.....7
II.2. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS (DALLE):.....7
II.2.1. Planchers à corps creux :.....7
II.2.1.1. Condition d'isolation acoustique :.....8
II.2.2. Planchers dalles pleines:.....9
II.3. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES:.....9
II.4. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :.....10
II.4.1. Etapes de pré dimensionnement :.....11
II.4.1.1. Calcul de la capacité portante N :.....12
II.4.1.2. Choix du poteau le plus sollicité:.....12
II.5. ÉVALUATION DES CHARGES:.....13
II.5.1. Charges permanentes :.....13
II.5.1.1. Maçonnerie :.....13
II.5.1.2. Plancher terrasse:.....14
II.5.1.3. Plancher courant :.....15

Hamido Abd

SOMMAIRE

II.5.2. Charges d'exploitation: 16
II.5.3. Charges permanentes totale : 16
II.5.4. Charges d'exploitation totale : 17
II.5.5. L'effort normal ultime Nu: 18
II.5.5. Vérification selon le (RPA99 v2003): 18
II.6. PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES: 19

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. ACROTÈRE: 20
III.1.1. Principe de calcul: 20
III.1.2. Evaluation des charges et surcharges: 20
III.1.3. Détermination des efforts: 20
III.1.4. Calcul de ferraillage: 21
III.1.4.1 Vérification à l'état limite de service (ELS): 21
III.1.4.2 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU: 21
III.2. PLANCHER À CORPS CREUX: 22
III.2.1. La dalle de compression: 22
III.2.2. Les poutrelles: 24
III.2.2.1 Avant coulage: 24
III.2.2.2 Après coulage: 25
III.3. LES ESCALIERS: 32
III.3.1. Escalier d'étage courant: 32
III.3.1.1 Dimensionnement: 32
III.3.1.2 Evaluation des charges et surcharges: 33
III.3.1.3 Détermination des sollicitations: [2] ART 7.2.1 34
III.3.1.4 Détermination des efforts: 34
III.3.1.5 Ferraillage : 35
III.3.1.6 Vérification à l'ELS: [1] ART A.4.1.5.3 36
III.3.1.7 Vérification de l'effort tranchant: [1] ART A.5.1.2.1.1 36
III.3.1.8 Vérification de la flèche: [1] ART B.6.5.3 36
III.4. CALCUL DE LA POUTRE PALIÈRE: 37
III.4.1. Prédimensionnement: 37

Hamido Abd

SOMMAIRE

III.4.2. Charges revenant à la poutre: 37
III.4.3. Calcul des efforts:....38
III.4.4. Calcul de ferraillage: 38
III.4.4.1 Armatures longitudinales:....38
III.4.4.2 Armatures transversales: Annexe 2 39
III.4.4.3 Vérification à l'ELS: 39
III.4.4.4 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU:....39
III.4.4.5 Vérification la section selon ([2] Art.7.5.2.1) et ([1] Art B.6.4): 39
III.4.4.6 Vérification de la flèche : 40
III.5. LES DALLES PLEINES:....41
III.5.1. Introduction:....41
III.5.2. Détermination des charges:....41
III.5.3. Ferraillage: 41
III.5.3.1 Principe de calcul: 41
III.5.3.2 Vérification à l'ELS: [1] 44
III.5.3.3 Vérification de l'effort tranchant: [1]....44
III.5.3.4 Vérification de la flèche: 44
III.6. DALLE MACHINE:....45
III.6.1. Introduction:....45
III.6.2. Détermination de l'épaisseur: 45
III.6.3. La charge permanente et la charge d'exploitation: 45
III.6.4. Ferraillage: 45
III.6.4.1 Principe de calcul: 46
III.6.4.2 Vérification à l'ELS: [1] 47
III.6.4.3 Vérification de l'effort tranchant: [1]....47
III.6.4.4 Vérification de la flèche: [1]....48
III.6.4.5 Vérification au poinçonnement: [1] Art A.5.2.4.2 48

Hamido Abd

SOMMAIRE

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. INTRODUCTION : 49
IV.2. CARACTÉRISTIQUE GÉOMÉTRIQUE DE LA STRUCTURE: 49
IV.2.1. Centre de masse: 49
IV.2.2. Centre de torsion: 49
IV.2.3. Excentricité : 51
IV.3. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL: 53
IV.3.1. Introduction : 53
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale: 53
IV.3.2.1 Principe de la méthode: 53
IV.3.2.2 Modélisation : 53
IV.3.2.3 Le spectre de réponse de calcul: 53
IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique: 56
IV.3.3.1 Analyse modale: 56
IV.3.3.2 Analyse statique et dynamique : 57
IV.4. CONCLUSION : 64

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1. INTRODUCTION : 65
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES: 65
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres : 65
V.2.1.1 Vérification des contraintes des poutres à l'ELS: 67
V.2.1.2 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU: 67
V.2.2. Ferraillage transversal des poutres: 68
V.2.3. Vérification de la flèche: 68
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX: 70
V.3.1. Armatures longitudinales : 70
V.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS : 72
V.3.3. Armatures transversales : 73
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES: 74
V.4.1. Ferraillage des trumeaux: 74
V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales : 74

Hamido Abd

SOMMAIRE

V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS :.....75
V.4.1.3 Armatures horizontales:.....75
V.4.2. Ferraillage des linteaux: 76

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

VI.1. INTRODUCTION :.....80
VI.2. TYPES DE FONDATIONS:.....80
VI.3. CARACTÉRISTIQUES DU SOL:.....80
VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS:.....81
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau:.....81
VI.4.1.1 Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles: 82
VI.4.2. Semelle filante: 83
VI.4.2.1 Ferraillage de semelle filante : 85
VI.4.2.2 Poutre de libage :.....87
VI.5. LES LONGRINES: 93

Hamido Abd

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Table I. 1. Autres caractéristiques du béton. 5
Table I. 2. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances. 6
Table I. 3. Autres caractéristiques de l'acier. 6

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments structurels

Table II. 1. Pre-sizing of beams 10
Table II. 2. Capacité portante *N* pour chaque section de poteau. 12
Table II. 3. Charge permanente du mur intérieur 13
Table II. 4. Charge permanente du mur extérieur 13
Table II. 5. Charge permanente du plancher terrasse a corps creux 14
Table II. 6. Charge permanente du plancher courant à corps creux 15
Table II. 7. Charge permanente du plancher courant à dalle pleine 15
Table II. 8. Charges permanentes cumulées des surfaces reprises 16
Table II. 9. Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises 17
Table II. 10. Vérification de l'effort normal des poteaux 18
Table II. 11. Vérification des sections selon le RPA99 version2003 18
Table II. 12. Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003 19

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Table III. 1. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère. 20
Table III. 2. Les efforts exercés sur l'acrotère. 20
Table III. 3. le ferraillage adopté. 21
Table III. 4. Vérification à ELS. 21
Table III. 5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ULS. 21
Table III. 6. Détermination le nombre des étaiements. 24
Table III. 7. les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle à l'ELU. 26
Table III. 8. Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle d'étage courant. 26
Table III. 9. les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle d'étage courant à l'ELS. 27
Table III. 10. vérification à l'ELS de la poutrelle d'étage courant. 27
Table III. 11. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 28
Table III. 12. les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle à l'ELU. 29
Table III. 13. Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle de la terrasse. 29
Table III. 14. les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle de la terrasse à l'ELS. 30
Table III. 15. Vérification à l'ELS de la poutrelle de la terrasse. 30
Table III. 16. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. 31
Table III. 17. Charge permanente de la paillasse 33
Table III. 18. Charge permanente du palier de repos 33
Table III. 19. Combinaisons des charges dans l'escalier d'étage courant. 34
Table III. 20. Détermination des efforts. 34

Hamido Abd

Liste des tableaux

Table III. 21. Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant. 35
Table III. 22. Vérification de la section d'armatures. 35
Table III. 23. Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant.....36
Table III. 24. Vérification de ferraillage de l'escalier d'étage courant à l'ELS.....36
Table III. 25. Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant. 36
Table III. 26. Vérification de la flèche. 37
Table III. 27. Prédimensionnement de la poutre palière.....37
Table III. 28. Sollicitations de la poutre palière. 38
Table III. 29. Armatures transversales de la poutre palière.....39
Table III. 30. Vérification de la poutre palière à l'ELS.....39
Table III. 31. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.....39
Table III. 32. Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003.....39
Table III. 33. Détermination des charges. 41
Table III. 34. Travail externe de dalle pleine (1.80X1.60) $m2$ 42
Table III. 35. Travail interne de dalle plaine (1.80X1.60)$m2$.....43
Table III. 36. Section d'armatures longitudinales dans la dalle pleine 43
Table III. 37. Condition de non fragilité des dalles pleines **[1]**.....43
Table III. 38. Vérification des dalles pleines à l'ELS. 44
Table III. 39. Vérification de l'effort tranchant. 44
Table III. 40. Les charges concentrées. 45
Table III. 41. Les charges de la dalle machine. 45
Table III. 42. Travail externe d'une dalle pleine (3.55X1.45)$m2$.....46
Table III. 43. Travail externe d'une dalle plaine (3.55X1.45)$m2$.....46
Table III. 44. Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine. **[1]**.....47
Table III. 45. Vérification de la section d'armatures dans la dalle machine. **[1]**.....47
Table III. 46. Vérification de ferraillage de la dalle machine à l'ELS.....47
Table III. 47. Vérification de l'effort tranchant de la dalles machine.....47
Table III. 48. Vérification au poinçonnement. 48

Hamido Abd

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Table IV. 1. Centre de masse et centre de torsion.....51
Table IV. 2. Excentricité suivant les deux directions. 52
Table IV. 3. Distribution des sollicitations suivant X.....54
Table IV. 4. Distribution des sollicitations suivant Y.....54
Table IV. 5. Facteur de qualité.....55
Table IV. 6. Comportement des trois premiers modes. 56
Table IV. 7. La participation massique.....56
Table IV. 8. Les valeurs de la force sismique.....58
Table IV. 9. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....58
Table IV. 10. Valeurs des moments de stabilité et de renversement. 59
Table IV. 11. Vérification de la stabilité au renversement. 59
Table IV. 12. Vérification des déplacements inter-étage suivant X. 60

Liste des tableaux

Table IV. 13. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. 60
Table IV. 14. Vérification de l'effet P-Δ. 61
Table IV. 15. Vérification de cisaillement des poutres. 62
Table IV. 16 Vérification de cisaillement des voiles. 62
Table IV. 17. Vérification de l'effort normal réduit. 63
Table IV. 18. Dimensions finales des éléments. 64

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Table V. 1 La section calculée et la section choisie d'armatures des poutres. 66
Table V. 2 Vérification de section d'armatures. 66
Table V. 3 Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. 67
Table V. 4 Vérification des contraintes de cisaillement. 67
Table V. 5 La section d'armatures transversales. 68
Table V. 6 Vérification de la flèche des poutres. 68
Table V. 7 Vérification de la flèche des poutres. 68
Table V. 8 La section d'armatures des poteaux. 70
Table V. 9 Vérification des contraintes à l'ELS. 72
Table V. 10 La section d'armatures transversales des poteaux 73
Table V. 11. La section calculée d'armatures verticales des voiles. 74
Table V. 12. Vérification des contraintes à l'ELS. 75
Table V. 13. Vérification des contraintes à l'ELU. **[1]** 75
Table V. 14. La section calculée d'armatures horizontal des voiles. 76
Table V. 15. Choix de la méthode de calcul. 76
Table V. 16. La section choisie et calculée d'armatures des linteaux. 77

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

Table VI. 1. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 81
Table VI. 2. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 84
Table VI. 3. Les Sections choisie et calculée des semelles filantes. 84
Table VI. 4. Vérification de $\sum \sigma ser < \sigma sol$ 85
Table VI. 5. Ferraillage de semelles filante sous plusieurs poteaux. 86
Table VI. 6. Ferraillage de semelles filante sous voile. 86
Table VI. 7. Dimensionnement de la poutre de libage. 87
Table VI. 8. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage. 87
Table VI. 9. Détermination des sollicitations de la poutre de libage. 88
Table VI. 10. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU. 88
Table VI. 11. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS 88
Table VI. 12. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. 89
Table VI. 13. Vérification au poinçonnement. 89
Table VI. 14. Ferraillage longitudinal des longrines. 93
Table VI. 15. Vérification de contrainte à L'ELS des longrines. 93
Table VI. 16. Calcul des armatures transversales des longrines. 94

Hamida Abd

Listes des Figures

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Figure I. 1. Plan R.D.C 1
Figure I. 2. Plan Etage Courant.....2
Figure I. 3. Plan Terrasse.....2
Figure I. 4. Plan Toiture.....3
Figure I. 5. Coupe A-A 3

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments structurels

Figure II. 1. coupe de dalle en plancher corps creux. 8
Figure II. 2. Sens des poutrelles en plancher corps creux (dalles pleines -carré noir-). 8
Figure II. 3. Surface reprise par le poteau le plus sollicité. 12

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III. 1. L'acrotère (dimensions et charges exercées). 20
Figure III. 2. Section de béton armé dans l'acrotère. 21
Figure III. 3. Ferraillage de l'acrotère. 22
Figure III. 4. Disposition des armatures de la dalle de compression. 23
Figure III. 5. Chargement dans la poutrelle d'étage courant 25
Figure III. 6. Digramme des moments d'encastrement de la poutrelle d'étage courant à ELU. ...26
Figure III. 7. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle d'étage courant à ELU. 26
Figure III. 8. Diagramme des moments dans la poutrelle d'étage courant l'ELS. 27
Figure III. 9. ferraillage des poutrelles**(étage courant)**. 28
Figure III. 10. Digramme des moments d'encastrement de la poutrelle de la terrasse à l'ELU. ..29
Figure III. 11. Diagramme des moments dans la poutrelle de la terrasse à l'ELS. 30
Figure III. 12. ferraillage des poutrelles**(plancher terrasse).** 31
Figure III. 13. Schéma statique d'une volée d'escalier d'étage courant. 32
Figure III. 14. Chargement dans l'escalier d'étage courant. 34
Figure III. 15. Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU. 35
Figure III. 16. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU. 35
Figure III. 17. Chargement dans la poutre palière. 37
Figure III. 18. Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU. 38
Figure III. 19. Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'ELU. 38
Figure III. 20. Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS. 38
Figure III. 21. Ferraillage de la poutre palière. 40
Figure III. 22. Dalle plaine (1.40X3.60)$m2$ 41
Figure III. 23. Travail externe de dalle pleine (1.80X1.60) $m2$ 42
Figure III. 24. Travail interne de dalle pleine (1.80X1.60)$m2$. 42
Figure III. 25. Travail externe d'une dalle pleine (3.55X1.45)$m2$. 45
Figure III. 26. Travail interne d'une dalle plaine (3.55X1.45)$m2$ 46

Hamida Abd

Listes des Figures

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure IV. 1. disposition des voiles. 50
Figure IV. 2. position of center of mass and center of torsion. 52

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Figure V. 1. As1 et As2 selon le calcul.....65
Figure V. 2 Dessin de ferraillage des poutres principales 01.....69
Figure V. 3 Dessin de ferraillage des poutres principales 02.....69
Figure V. 4 Dessin de ferraillage des poutres secondaire 01. 69
Figure V. 5 Dessin de ferraillage des poutres secondaire 02. 70
Figure V. 6 Dessin de ferraillage des poutres secondaire courte 02. 70
Figure V. 7 Dessin de ferraillage des Poteaux. 73
Figure V. 8. Schéma du ferraillage du linteau.(sens longitudinal). 77
Figure V. 9. Disposition des armatures dans les voiles suivante X. 78
Figure V. 10. Disposition des armatures dans les voiles suivante Y. 79

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

Figure VI. 1. chevauchement des bulles de pression sous la semelle.....82
Figure VI. 2. Semelle filante et poutre de libage. 83
Figure VI. 3. Ferraillage des semelles filante -A=1.7 m.....90
Figure VI. 4. Ferraillage des semelles filante -A=1.6 m.....91
Figure VI. 5. Ferraillage des semelles filante -A=1.2m.....92
Figure VI. 6. Ferraillage de la longrine. 94

Hamido Abd

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale et minimale.

A : Section d'un cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d'armatures horizontales.

A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau).

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

ELS : Etat Limite de Service.

ELU : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'ELU.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'ELS service.

N_u : Effort normal à l'ELU.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

Hamido Abd

NOTATIONS

E : Charge sismique.

W : poids.

Minuscules romaines

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c,c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

l_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

MAJUSCULES GRECQUES

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

Minuscules grecques

α : Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

Hamido Abd

Notations

ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

Hamido Abd

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil.

La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution.

Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

1) Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés ;
2) Pré dimensionnement des éléments structuraux ;
3) Calcul des éléments secondaires (acrotère, plancher, escalier, dalle pleine, dalle machine) ;
4) Etude dynamique et sismique, on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis (SAP2000 version 21.0.2) ;
5) Etude la structure sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure ;
6) Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de Fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure ;
7) Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.

Hamido Abd

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

Hamido Abd

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

Le projet réalisant est un bâtiment en béton armé de type ((RDC + 6 étages) à usage (habitation) avec terrasse accessible.

Cette structure, située dans la ville d'Alger (Wilaya d'Alger), région classée par RPA 99 version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III).

Mon étude est conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003. **[2]**
- Le règlement de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93. **[1]**
- Le règlement charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C.2.2. **[3]**

I.2. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUE DE L'OUVRAGE:

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment: L_x= 26.90 m.
- Largeur totale du bâtiment : L_y = 25.60 m.

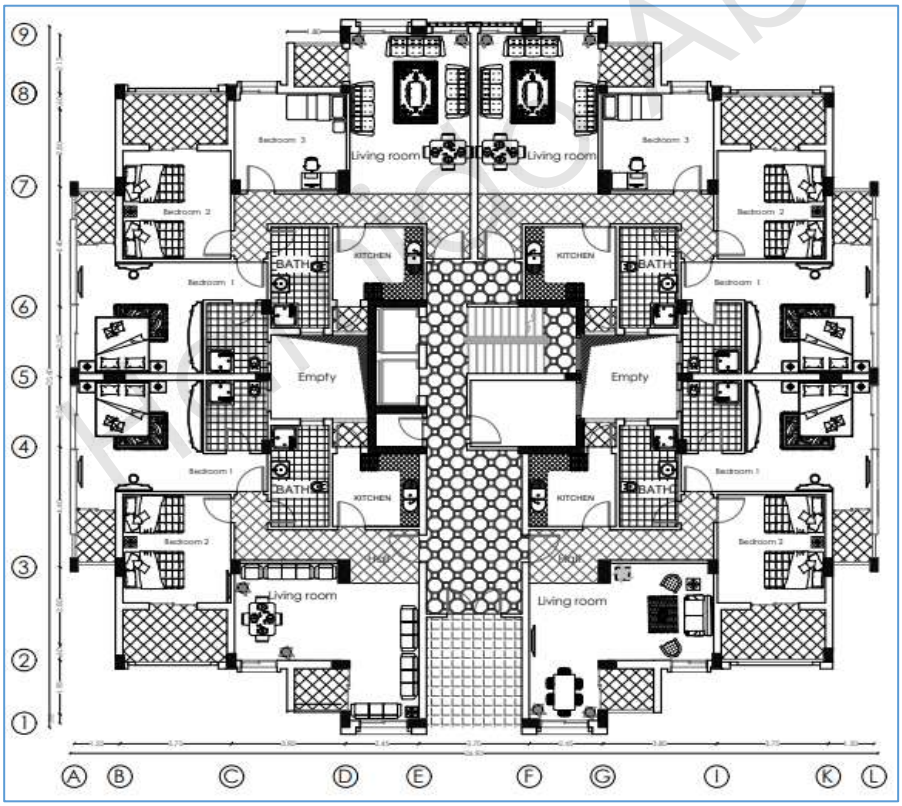


Figure I. 1. Plan R.D.C

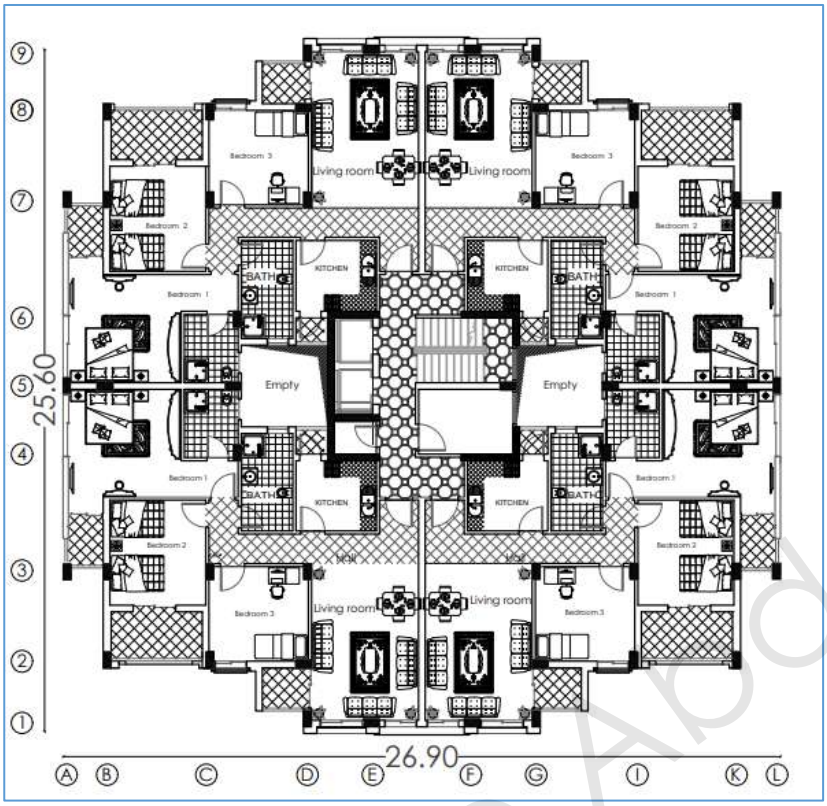


Figure I. 2. Plan Etage Courant.

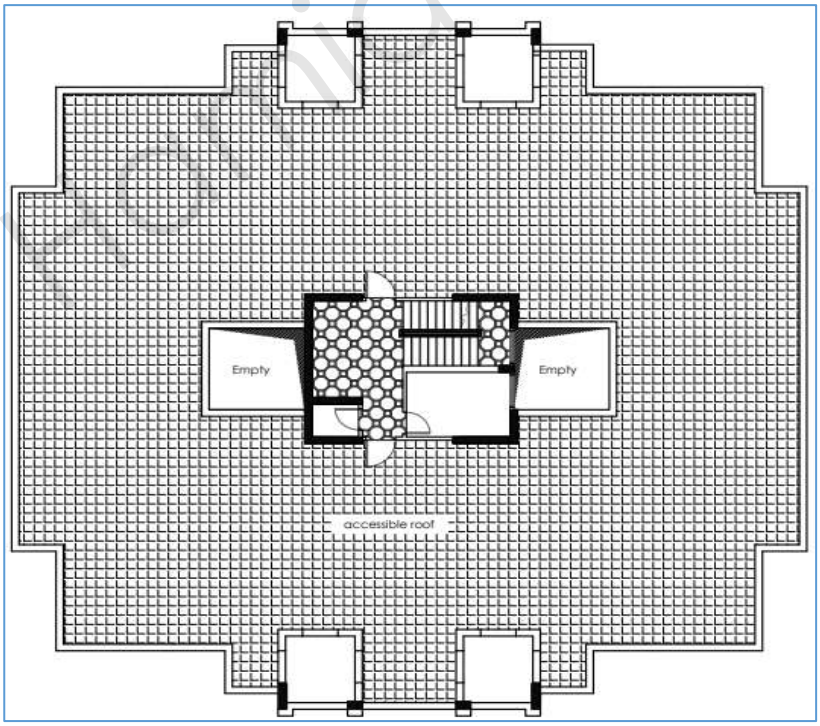


Figure I. 3. Plan Terrasse.

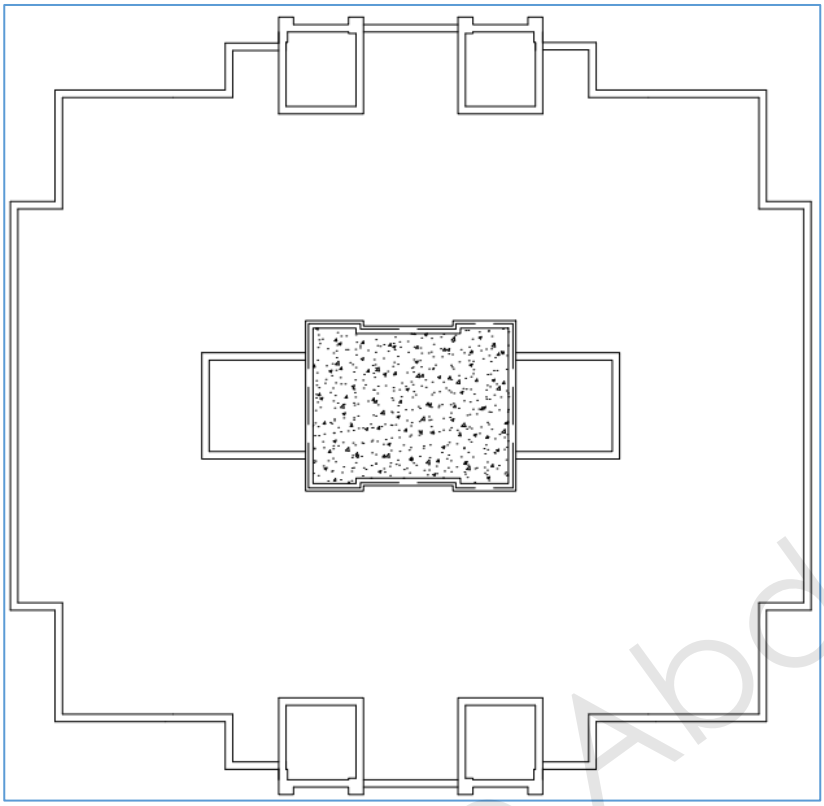


Figure I. 4. Plan Toiture.

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment:

- Hauteur du R.D.C et étages courant: 3.20 m.
- Hauteur totale du bâtiment: 25.65 m.

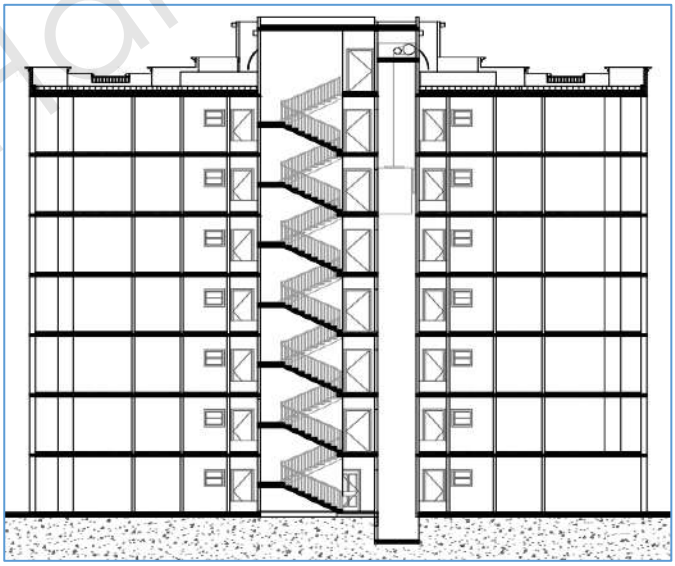


Figure I. 5. Coupe A-A

Hamido Abd

I.3.CARACTÉRISTIQUES STRUCTURELLES:

I.3.1. Système de contreventement:

Mon bâtiment comporte 7 niveaux y compris le rez-de-chaussée qui font une hauteur de 25.65 m, le RPA99 Version 2003 limite les structures en portiques auto stables dans la zone III en 8m, ce qui nous oblige d'insérer des voiles de contreventement et d'obtenir par conséquence un système de contreventement assuré par des portiques et des voiles.

I.3.2. Planchers:

J'ai utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces dernières aux éléments verticaux de la structure :

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.3.3. Maçonnerie:

Le remplissage en maçonnerie du bâtiment sera assuré par la brique creuse.

- Murs extérieurs (en double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 10 cm pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment.
- Murs intérieurs (en simple cloison) : ce sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.3.4. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée par un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est protégé l'étanchéité, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.5. Les escaliers:

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à deux volets.

I.3.7. Infrastructure:

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des charges apportées par la structure au bon sol.

Hamido Abd

I.4. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX:

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.4.1. Le béton:

J'ai utilisé du béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42,5 de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à $f_{c28} = 25\ MPa$ (ce qui est un minimum).

- **Résistance du béton à la traction:**

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tu} = 0.6 + 0.06 f_{cu}$$

$$f_{c28} = 25MPa \quad Donc: \quad f_{t28} = 2.1MPa$$

Table I. 1. Autres caractéristiques du béton.

Module d'élasticité instantané E_{ij}		*32164.20 MPa*
Module d'élasticité différé E_{vj}		*10818.86 MPa*
Coefficient de poisson (υ)	***ELU***	*0*
	ELS	*0.2*
Contrainte de cisaillement (τ_u)	***Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable***	*2.50 MPa*
	Fissuration peu nuisible	*3.33 MPa*
Contrainte en compression (σ_{bc})	***Situation durable***	*14.20 MPa*
	Situation accidentelle	*18.50 MPa*

Hamido Abd

I.4.2. Les aciers :

I.4.2.1. Types d'acier:

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Table I. 2. *Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.*

Type d'acier	*Grades*	*Limite d'élasticité (MPa)*	*Utilisations*
Rond lisse	F_eE220	215	Cadres, étiers des poteaux et des poutres, pièces préfabriqués
	F_eE240	235	
Acier HA	F_eE400	400	Tous les travaux en béton armé
	F_eE500	500	
Treillis soudés	$TLE520$	520	Emplois courant pour : Radier, Voile, Planchers, Dallage
	$TLE500$	500	

Table I. 3. *Autres caractéristiques de l'acier.*

Module d'élasticité longitudinale (E_s)				*200000 MPa*
Contraintes limites (σ_s)	***ELU***	***Situation durable*** σ_s		*348 MPa*
		Situation accidentelle σ_s		*400 MPa*
	ELS	***Fissuration préjudiciable***	***Armatures à haute adhérence*** $\overline{\sigma_s}$	*201.63 MPa*
			Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$	*159.40 MPa*
		Fissuration très préjudiciable	***Armatures à haute adhérence*** $\overline{\sigma_s}$	*165 MPa*
			Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$	*130.42 MPa*
		Fissuration peu nuisible		*Aucune vérification à faire*

Hamido Abd

CHAPITRE II

Pré dimensionnement

Hamido Aba

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement s'agit de déterminer des dimensions prévisionnelles des éléments de l'ossature tels que les planchers, les dalles pleines, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS (DALLE):

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de:

- Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).
- Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux :

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher, et elle est calculée à l'aide des deux formules suivantes : **[1] ART B.6.8.4.2.4**

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{\mathrm{L}}{20}$$

$$h_t \geq \frac{\mathrm{L}}{22.5}$$

h_t : l'épaisseur du plancher.

L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée à nu d'appuis).

In our Project : L= 350 (cm)

$$\frac{350}{25} \leq h_t \leq \frac{350}{20} \quad \Rightarrow \quad 14.00 \text{ cm} \leq h_t \leq 17.5 \text{ cm}$$

On adopte : h_t = 20 cm **[3] ART C.3.**

$h_t = d + e \Rightarrow h_t$=16+4 cm.

Avec :

d : l'épaisseur du corps creux;

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

Hamido Abd

II.2.1.1. Condition d'isolation acoustique : [5]

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

h ≥ 16 cm d'où on a 20 cm > 16 cm

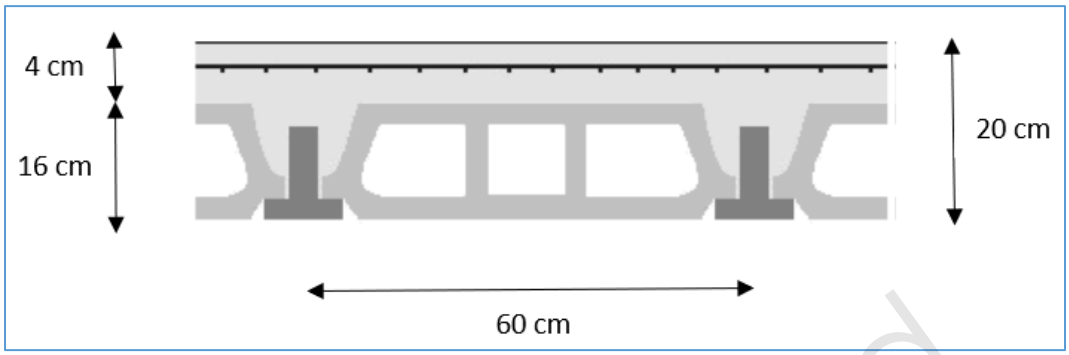


Figure II. 1*. coupe de dalle en plancher corps creux.*

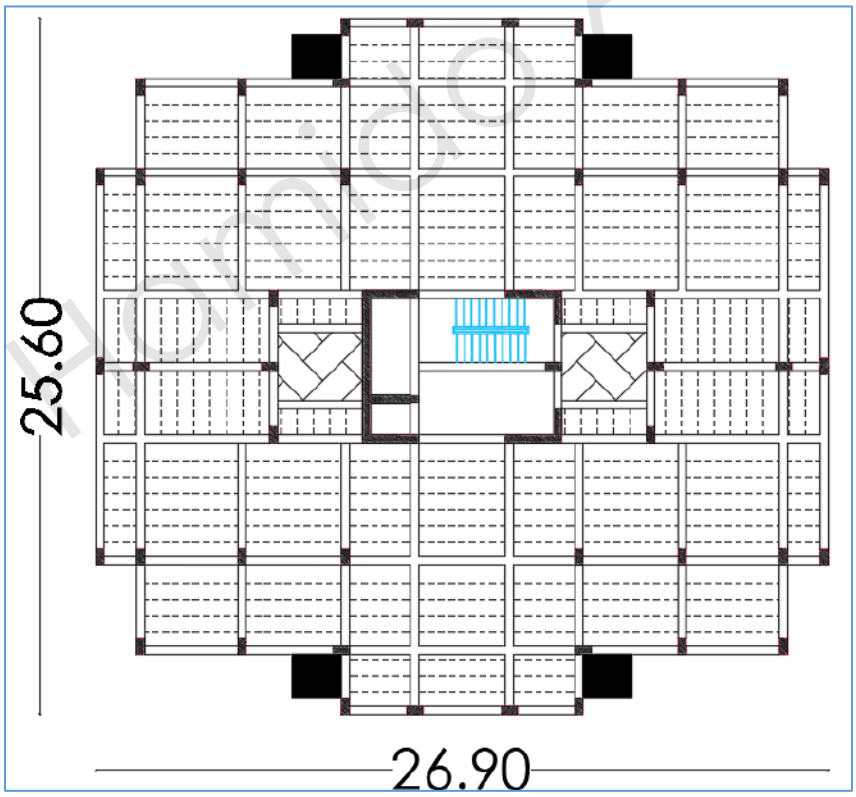


Figure II. 2. *Sens des poutrelles en plancher corps creux (dalles pleines -carré noir-).*

II.2.2. Planchers dalles pleines:

On va utiliser ce type de plancher pour les panneaux qui ont une forme triangulaire, l'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur deux appuis

a) Critère de résistance: [1]

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40} \quad , \quad \frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

e : épaisseur de la dalle.

Pour le cas de notre structure, on a: L = 160

$$\frac{160}{35} \leq e \leq \frac{160}{30} \Rightarrow 4.57\ cm \leq e \leq 5.33\ cm$$

b) Sécurité contre l'incendie: [1]

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

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

e = 15cm: isolation acoustique.

On choisit: e = 15 cm. **[1] ART A.5.2.3.**

II.3. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Elles sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments verticaux (poteaux, voiles), Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche.

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16} \quad , \quad 0.27h \leq b \leq 0.36h \qquad \textbf{[6]}$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui ;

h : la hauteur de la poutre;

b : la largeur de la poutre.

Hamido Abd

Table II. 1. *Pre-sizing of beams .*

	Main beam 1	Main beam 2	Secondary beams 1	Secondary beams 2
Conditions de Résistance	L= 970 cm 48.50 cm ≤ h ≤ 60.62 cm On adopte: **h = 60 cm** ⇒ 18 cm ≤ b ≤ 21.60 cm On adopte: **b = 30 cm**	L= 655 cm 32.75 cm ≤ h ≤ 40.9 cm On adopte: **h = 45 cm** ⇒ 13.50 cm ≤ b ≤16.20 cm On adopte: **b = 30 cm**	L= 830 cm 41.50 cm ≤ h ≤51.88 cm On adopte: **h = 50 cm** ⇒15.00 cm ≤ b ≤ 18.00 cm On adopte: **b = 30 cm**	L= 350 cm 17.50 cm ≤ h ≤ 21.88 cm On adopte: **h = 35 cm** ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤12.60 cm On adopte: **b = 30 cm**
Vérification selon le (RPA99 v2003 Art.7.5)	b = 30 cm ≥ 20 cm h = 65 cm ≥ 30cm h/b = 1.67 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30 cm ≥ 20 cm h = 45 cm ≥ 30cm h/b = 1.16≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30 cm ≥ 20 cm h = 55 cm ≥ 30cm h/b = 1.5 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30 cm ≥ 20 cm h = 35 cm ≥ 30cm h/b = 1.16 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**

Conclusion :

- Pour les poutres principals de type 1 , on adopte la section: $(b \times h) = 30{\times}60$ cm².
- Pour les poutres principals de type 2 , on adopte la section: $(b \times h) = 30{\times}45$ cm².
- Pour les poutres secondaires de type 1, on adopte la section: $(b \times h) = 30 \times 50$ cm².
- Pour les poutres secondaires de type 2, on adopte la section: $(b \times h) = 30 \times 35$ cm².

Hamido Abd

II.4. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : [2] Art [7.4.1]

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, son rôle est de transmettre les charges verticales aux points d'appuis (fondations). Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la capacité portante, $(N_u \leq \bar{N})$ et la descente des charges permanentes et des charges d'exploitations à l'état limite ultime. Selon l'Article B.8.11 du CBA93, cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. Donc, dans notre cas, cette charge devienne:

$$N_u{}^{*} = 1.1 N_u$$

II.4.1. Etapes de pré dimensionnement : [1] ART B.8.4.1

- Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ du poteau.
- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Evaluation des charges.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du (RPA99 v2003 Art 7.4.1).

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante: **[1] ART B.8.4.1**

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha\left(\frac{B_r . f_{c28}}{0.9\,.\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000 ;

B_r : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2} \quad Si\ \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.30\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad Si \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad . \quad l_f = 0.7 l_0$$

λ : l'élancement mécanique;

i : rayon de giration ;

l_0 : longueur du poteau;

l_f: longueur de flambement;

$$i = \sqrt{I/b^2} \quad , \quad I = \frac{hb^3}{12}$$

I : moment d'inertie du poteau;

b : largeur du poteau.

f_{c28}=25 MPa ;f_e=400 MPa ; Situation durabl : (γ_b=1.5 ; γ_s=1.15)

Hamida Abd

II.4.1.1. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$:

Table II. 2. *Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau.*

N°	B(mm²)	$B_r(cm^2)$	$l_f(m)$	i (m)	λ	α	$A_s(cm^2)$	$\bar{N}$(Kn)
6	300x300	784	2.24	0.087	25.87	0.766	0.9	1136.54
5	300x400	1064	2.24	0.133	16.80	0.813	1.2	1634.95
4	300x400	1064	2.24	0.133	16.80	0.813	1.2	1634.95
3	300x500	1344	2.24	0.186	12.02	0.830	1.5	2110.12
2	300x500	1344	2.24	0.186	12.02	0.830	1.5	2110.12
1	300x600	1624	2.24	0.245	9.14	0.839	1.8	2574.37
Gr.	300x600	1624	2.24	0.245	9.14	0.839	1.8	2574.37

II.4.1.2. Choix du poteau le plus sollicité:

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau de rive.

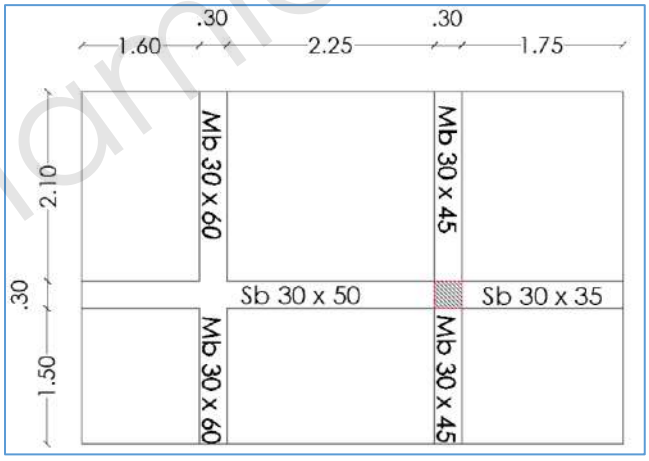


Figure II. 3. *Surface reprise par le poteau le plus sollicité.*

Calcul de la surface reprise par le poteau:

$$Col_{30\times60}\begin{cases} S_{total} = (1.75 + 0.30\times2 + 2.25 + 1.6)\times(2.1 + 0.3 + 1.5) \Rightarrow S_{total} = 24.18\,m^2 \\ S_{floor} = (1.75 + 2.25 + 1.6)\times(2.1 + 1.5) \Rightarrow S_{floor} = 20.16\,m^2 \end{cases}$$

Hamido Abd

II.5. ÉVALUATION DES CHARGES: [3] [DTR B.C 2.2]

II.5.1. Charges permanentes :

II.5.1.1. Maçonnerie :

a) Murs intérieurs (simple cloison):

Table II. 3. *Charge permanente du mur intérieur*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids Surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	[3] DTR B.C. 2.2 C.2-Enduits
2	*Brique creuse*	0.10	9	0.90	[3] DTR B.C. 2.2 C.1 maçonnerie
3	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	[3] DTR B.C. 2.2 C.2- Enduits
TOTAL				**1.62**	

b) Murs extérieurs (double cloison):

Table II. 4. *Charge permanente du mur extérieur*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids Surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	[3] DTR B.C. 2.2 C.2- Enduits
2	*Brique creuse*	0.10	90	0.90	[3] DTR B.C. 2.2 C.1 maçonnerie
3	*Lame d'air*	0.05	/	/	/
4	*Brique creuse*	0.10	90	0.90	[3] DTR B.C. 2.2 C.1 maçonnerie
5	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	[3] DTR B.C. 2.2 C.2- Enduits
TOTAL				**2.52**	

Hamida Abd

II.5.1.2. Plancher terrasse:

Table II. 5. *Charge permanente du plancher terrasse a corps creux*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids Surfacique (kN/m^2)	Article de référence
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.80	[3] DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
2	Etanchéité multicouche	0 .02	6	0.12	[3] DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
3	Papier Kraft	/	/	0.05	[3] DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
4	Forme de pente	0.10	22	2.20	[3] DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
5	Film polyane	/	/	0.01	[3] DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16	[3] DTR B.C 2.2 B- TOITURES
7	Pare vapeur	/	/	0.06	[3] DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
8	Plancher corps creux (16+4)	0.16+0.04	/	2.80	[3] DTR B.C. 2.2 C.3-PLANCHERS
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20	[3] DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				**6.40**	

Hamido Abd

II.5.1.3. Plancher courant :

Table II. 6. *Charge permanente du plancher courant à corps creux*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids Surfacique (kN/m^2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	[3] DTR B.C. 2.2 C.4-Revetement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	[3] DTR B.C. 2.2 C.4-Revetement du plancher
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	[3] DTR B.C. 2.2 ANNEXE VI-A
4	Plancher corps creux (16+4)	0.20	/	2.80	[3] DTR B.C. 2.2 C.3-PLANCHERS
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20	[3] DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
6	Cloison simple	0.10	/	1.62	[3] DTR B.C. 2.2 C.1-MACONNERIE
TOTAL				**5.96**	

Table II. 7. *Charge permanente du plancher courant à dalle pleine*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids Surfacique (kN/m^2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	[3] DTR B.C. 2.2 C.4-Revetement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	[3] DTR B.C. 2.2 C.4-Revetement du plancher
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	[3] DTR B.C. 2.2 ANNEXE VI-A
4	Plancher corps creux (16+4)	0.15	25	3.75	[3] DTR B.C. 2.2 C.3-PLANCHERS
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20	[3] DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
6	Cloison simple	0.10	/	1.62	[3] DTR B.C. 2.2 C.1-MACONNERIE
TOTAL				**6.91**	

Hamido Abd

II.5.2. Charges d'exploitation:

- Terrasse accessible : Q= 1.5 kN/m² **[3] ART 7.5**
- Terrasse inaccessible: Q= 1 kN/m² **[3] ART 7.5**
- Habitation: Q=1.5 kN/m² **[3] ART 7.1**

II.5.3. Charges permanentes totale :

$G_{level} = G_{floor} + G_{mb} + G_{sb} + G_{col}$

Avec :

$$G_{floor} = \text{charge permanente du plancher} \times S_{floor}$$

$$G_{(mb)or(sb)} = b \times h \times L \times \gamma_b$$

$$G_{col} = b \times h_{str} \times L \times \gamma_b$$

γ_b: densité du béton , $\gamma_b = 25kN/m^3$.

Table II. 8. *Charges permanentes cumulées des surfaces reprises*

Étages	$G_{floor}(kN)$	$G_{mb}(kN)$	$G_{sb}(kN)$	$G_{col}(kN)$	$G_{level}(kN)$	$G_{cum}(kN)$
6	120.15	28.35	19.50	7.20	175.20	175.20
5	120.15	24.08	18.60	9.60	177.60	352.81
4	120.15	24.08	18.60	9.60	177.60	530.41
3	120.15	24.08	18.60	12.00	180.00	710.41
2	120.15	24.08	18.60	12.00	180.00	890.42
1	120.15	24.08	18.60	14.40	182.40	1072.82
RDC	120.15	24.08	18.60	14.40	182.40	1255.23

Hamido Abd

II.5.4. Charges d'exploitation totale :

our déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression: **[3]**

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

$\left(\text{Le coefficient } \frac{3+n}{2n} \text{ étant valable pour ça } n \geq 5\right)$.

$Q_0 = 1.5\ kN/m^2$ (terrasse accessible) ;

$Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5 = 1.5\ kN/m^2$ (Plancher à usage résidentiel);

6th storey : Q_0

5th storey : $Q_0 + Q_1$

4th storey : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

3ed storey : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

2nd storey : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

1st storey : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Ground : $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

$$Q = S_{total} * Q_i$$

Table II. 9. *Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises*

Étages	***Q (kN)***	***3+n/2n***	$Q_{cum}(kN)$
6	36.270	/	36.27
5	36.270	1	72.54
4	36.270	0.95	105.18
3	36.270	0.90	134.20
2	36.270	0.85	159.59
1	36.270	0.80	181.35
RDC	36.270	0.75	199.49

Hamido Abd

II.5.5. L'effort normal ultime N_u:

- $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- $Nu^* = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

Table II. 10. *Vérification de l'effort normal des poteaux*

Étages	*B (mm²)*	*G (kN)*	*Q (kN)*	N_u *(kN)*	*Nu* (kN)*	$\bar{N}$ *(kN)*	*Nu* ≤* $\bar{N}$
6	300x300	175.20	36.27	290.93	320.02	1136.54	Verified
5	300x400	352.81	72.54	585.10	643.61	1634.95	Verified
4	300x400	530.41	105.18	873.83	961.21	1634.95	Verified
3	300x500	710.41	134.20	1160.36	1276.39	2110.12	Verified
2	300x500	890.42	159.59	1441.45	1585.59	2110.12	Verified
1	300x600	1072.82	181.35	1720.33	1892.37	2574.37	Verified
RDC	300x600	1255.23	199.49	1993.78	2193.16	2574.37	Verified

II.5.5. Vérification selon le (RPA99 v2003):

a) Vérification des sections :(RPA99 v2003 Art.7.4.1)

Table II. 11. *Vérification des sections selon le RPA99 version2003*

Condition à vérifier	*Application de condition*	*Vérification*
Zone III ***Min (b, h) ≥ 30 cm*** ***Min (b, h) ≥ h_e /20*** ***0.25 ≤ (b/h) ≤ 4***	Min (b, h) = 30cm h_e /20 = (320-h_{mb}) /20 = 13 cm 0.25 ≤ (b/h) = 1 ≤ 4	Oui

Hamido Abd

b) Vérification aux zones nodales (RPA 99 v 2003 Art.7.5)

Il nous reste à vérifier

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$
- $d \leq Max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$

Table II. 12. *Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003*

Section des poteaux (cm)	$b_{max}(cm)$	$b_1(cm)$	$h_1(cm)$	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	$d\ (cm)$	$Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$	$d \leq Max\ (\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$
30x30	30	30	30	Yes	0	15	Yes
30x40	30	30	40	Yes	0	20	Yes
30x50	30	30	50	Yes	0	25	Yes
30x60	30	30	60	Yes	0	30	Yes

Conclusion :

Les sections de prédimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes (dus aux charges statiques), et ont satisfait aux conditions de la RPA99 version 2003.

II.6. PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES:

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le (RPA99 v2003 Art7.7.1) exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage *he*et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour les RDC et étages courant :

$$a \geq Max\left[15cm, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq Max[15cm, 12.50cm, 11.81cm, 13cm]$$

On adopte $\boldsymbol{a}$ **=15** cm.

Conclusion :

On peut adopter une épaisseur de 15cm pour les RDC et étages courant de calcul (zone III, bâtiment en 7 niveaux).

Hamido Abd

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

Hamido Abd

III.1. ACROTÈRE:

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de protéger l'étanchéité, empêcher les eaux de ruissellement de s'introduire derrière les relevés d'étanchéité, protéger les enduit et revêtements des façades.

III.1.1. Principe de calcul:

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

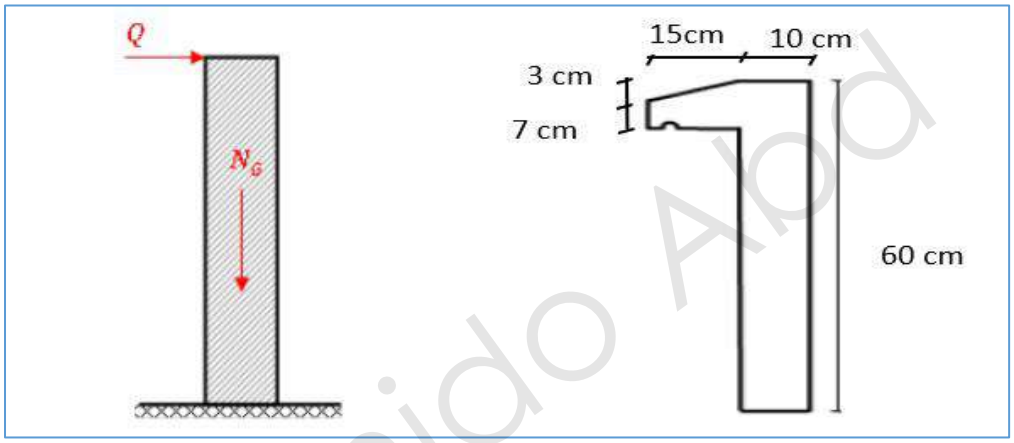


Figure III. 1. *L'acrotère (dimensions et charges exercées).*

Hamido Abd

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges:

Table III. 1. *Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.*

Charges permanents	G = 1.82 kN/ml
Charges d'exploitation	Q=1 kN/ml

III.1.3. Détermination des efforts:

Table III. 2. *Les efforts exercés sur l'acrotère.*

	ULS	***SLS***
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.46kN$	$N_u = G = 1.82\ kN$
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9\ kN.m$	$M_{ser} = Q.h = 0.6\ kN.m$
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5\ kN$	-

III.1.4. Calcul de ferraillage:

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

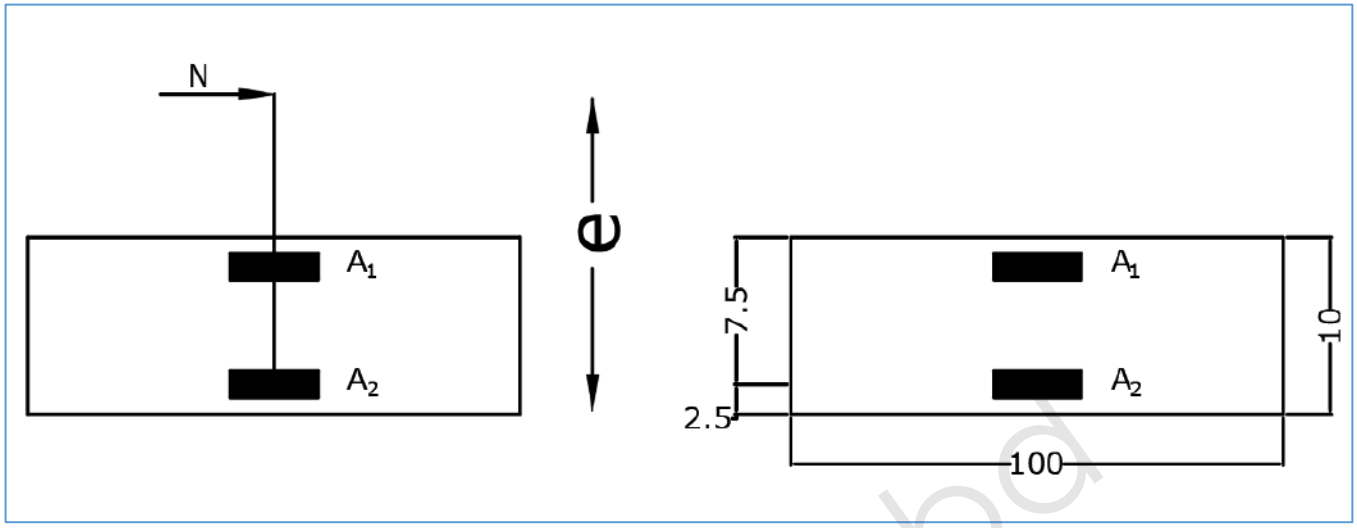


Figure III. 2. *Section de béton armé dans l'acrotère.*

Table III. 3. *le ferraillage adopté.*

Section (cm²)	A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	A_{min} (cm²)	A_1 Chosen (cm²)	A_2 Chosen (cm²)	A_{dis} (cm²)	St (cm)	St_{min} (cm)	St_{dis} (cm)	$St_{dis(min)}$ (cm)
100x10	0.26	0	1	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01	25	30	15	40

III.1.4.1 Vérification à l'état limite de service (ELS):

Table III. 4. *Vérification à ELS.*

Section(cm²)	A(cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma'_s(MPa)$	$\overline{\sigma_s}(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$Vérification$
100x10	2.01	0.6	0.36	2.33	2.84	201.63	15	Vérifie

III.1.4.2 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU:

Il faut vérifier cette condition: $\tau \leq \tau_{adm}$

Table III. 5. *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ULS.*

Section (cm²)	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(kN)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X10	1.5	0.02	2.5	Yes

Hamido Abd

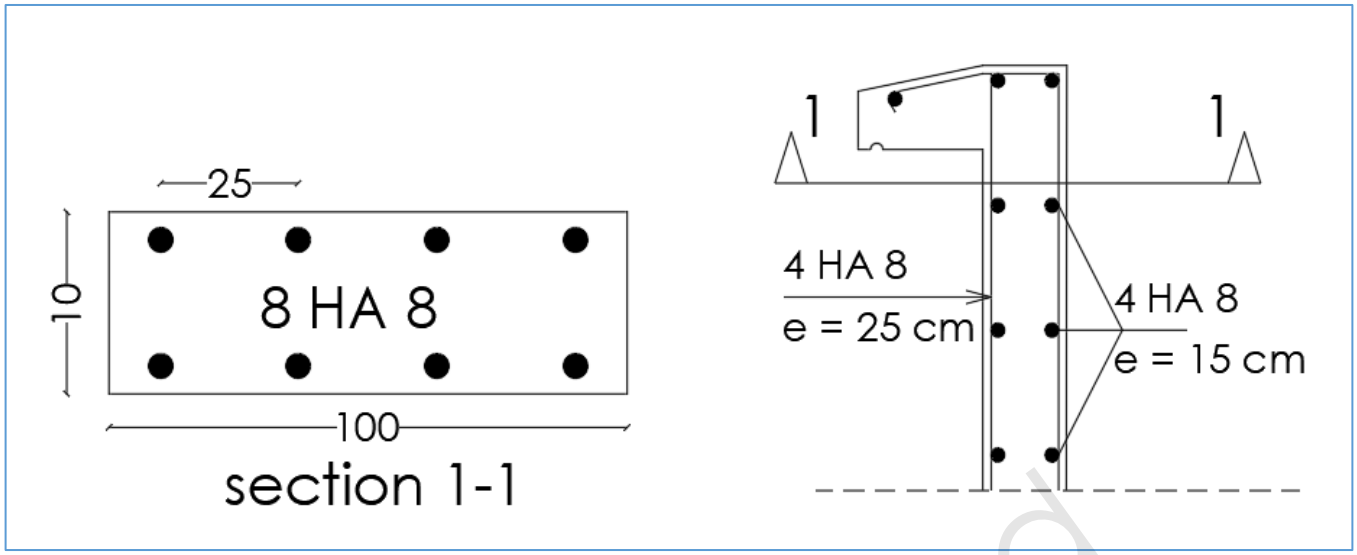


Figure III. 3. *Ferraillage de l'acrotère.*

III.2. PLANCHER À CORPS CREUX:

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments:

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression:

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm **[1]**;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm **[1]**;
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par **[1]**:

Hamido Abd

$$50cm \leq L \leq 80cm \Rightarrow A_t \geq 0.02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}$$

Avec;

L: espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : nuance de l'acier FeE520 ($F_e = 520$).

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 25cm

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures. ⇒ $A_{t1} \geq 0.46cm^2/ml$

A_{t2}: Section d'armatures parallèle aux nervures. $A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23cm^2/ml$

$$On\ a : A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98cm^2\ avec\ un\ espacement\ of\ 20\ cm.$$

$$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0.78cm^2\ avec\ un\ espacement\ of\ 25\ cm.$$

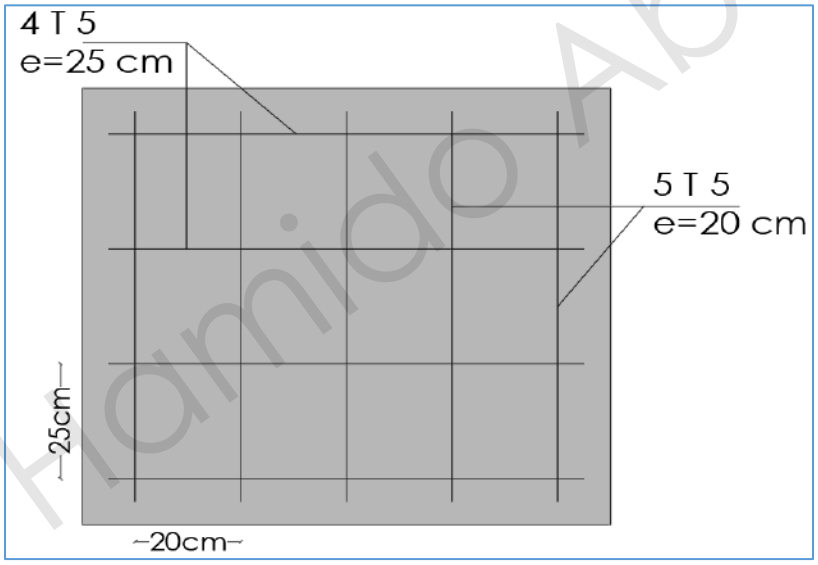


Figure III. 4. *Disposition des armatures de la dalle de compression.*

Hamido Abd

III.2.2. Les poutrelles:

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes:

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.2.1 Avant coulage:

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes:

- Son poids propre,
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5∗L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

Cette valeur de $\mu = 5.55$ sort du domaine de la flexion simple , en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

Le calcul des Etaiements se fait pour que ces derniers supportent la poutre après coulage du

béton et non pas uniquement avant le coulage du béton.

✓ Vérification de la flèche: selon **[1]**

$$f_{max} < \bar{f} \quad avec: \ \bar{f} = \begin{cases} \dfrac{L(cm)}{500} & si\ L \leq 5m \\ 0.5 + \dfrac{L(cm)}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$$

$$f = \frac{2.05 \times P \times L^4}{384 \times E \times I} \ , pour\ la\ poutre\ continue$$

Table III. 6. *Détermination le nombre des étaiements.*

N°	$L\ (m)$	$G\ (kN/ml)$	$Q\ (kN)$	$f\ (mm)$	$\bar{f}\ (mm)$	$f \leq \bar{f}$
0	3.50	1.68	0.6	30.4	7.00	Non vérifié
1	1.75	1.68	0.6	1.90	7.00	Vérifié

⟹ On place un étaiement.



Hamido Abd

III.2.2.2 Après coulage:

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Dans notre bâtiment, on doit calculer deux types des poutres continues qui sont:

- Poutrelle à 7 travées (étage courante).
- Poutrelle à 2 travées (Terrasse).

Le calcul des armatures se fera soit par la méthode forfaitaire, soit par la méthode Caquot.

Conditions d'application de la méthode forfaitaire:

$1 - Q \leq Min\,[2G\,;5\,kN/m^2] \Longrightarrow$ Je n'ai pas pu faire cette vérification car je n'ai pas de charge concentrée.

$2 - 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \quad \Rightarrow \quad non\ vérifié$

$3 - \ The\ cracking\ must\ be\ little\ harmful \quad \Rightarrow \quad vérifié$

- Le calcul de ferraillage se fera soit par la **méthode de Caquot. ⟹ Annexe 1**

Type 1: La fil de poutrelles (étage courant).

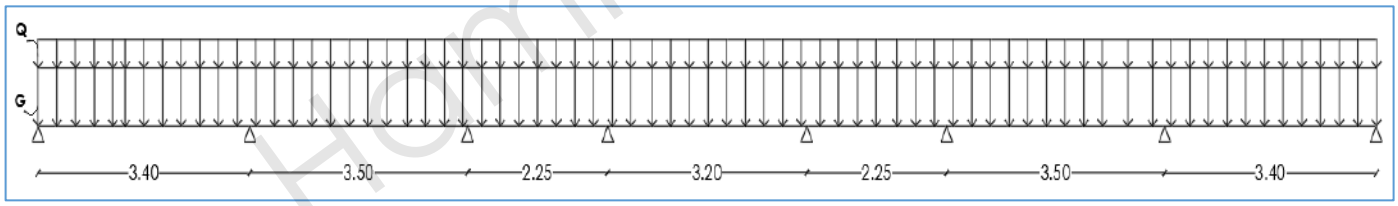


Figure III. 5. *Chargement dans la poutrelle d'étage courant*

$$G = 3.58\ kN/ml\ ,\ \ Q = 0.90\ kN/ml \quad \Rightarrow \quad P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow\ P_u = 6.18kN$$

Hamido Abd

Table III. 7. *les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle à l'ELU.*

Span	$M_t\ (kN.m)$	$M_W\ (kN.m)$	$M_e\ (kN.m)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$
A-B	4.2	-1.05	-8.15	-8.10	12.90
B-C	2.79	-8.15	-4.00	-12.00	9.62
C-D	0	-4.00	-4.2	-6.86	7.04
D-E	2.84	-4.2	-4.2	-9.88	9.88
E-F	0	-4.2	-4.00	-7.04	6.86
F-G	2.79	-4.00	-8.15	-9.62	12.00
G-H	4.2	-8.15	-1.05	-12.90	8.10

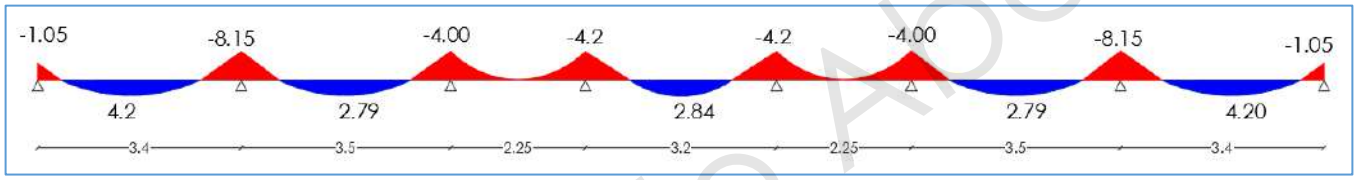


Figure III. 6. *Digramme des moments d'encastrement de la poutrelle d'étage courant à ELU.*

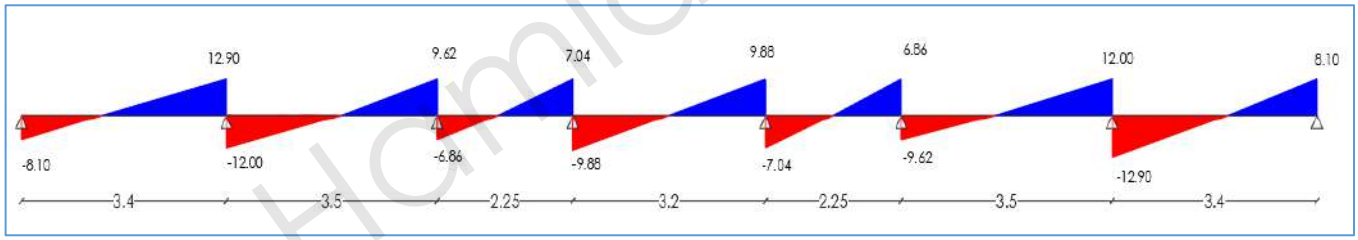


Figure III. 7. *Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle d'étage courant à ELU.*

Table III. 8. *Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle d'étage courant.*

Poutrelles	$M_{t\,max}\ (kN.m)$	$M_{a\,max}\ (kN.m)$	$A_1\ (cm^2)$	$A_2\ (cm^2)$	$A_{1_{ch}}\ (cm^2)$	$A_{2_{ch}}\ (cm^2)$
travée A-B/G-H	4.2	- 8.15	0.86	**0**	2HA10=1.57	1HA10 = 0.79

Poutrelles	$A'_1\ (cm^2)$	$A'_2\ (cm^2)$	$A'_{1_{ch}}\ (cm^2)$	$A'_{2_{ch}}\ (cm^2)$
travée A-B/G-H	0	1.64	2HA10=1.57	1HA10+1_{ch}HA12= 1.92

Hamido Abd

- **Vérification des contraintes à l'ELS.**

G=3.58 kN/ml, Q= 0.9 kN/ml ⇒ $P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 4.48kN$

Table III. 9. *les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle d'étage courant à l'ELS.*

Span	$M_t\ (kN.m)$	$M_W\ (kN.m)$	$M_e\ (kN.m)$
A-B	3.05	-0.76	-5.91
B-C	2.02	-5.91	-2.90
C-D	0	-2.90	-3.04
D-E	2.06	-3.04	-3.04
E-F	0	-3.04	-2.90
F-G	2.02	-2.90	-5.91
G-H	3.05	-5.91	-0.76

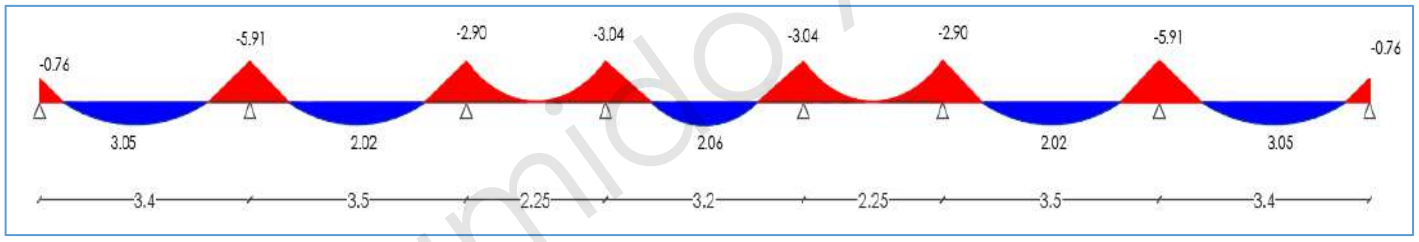


Figure III. 8. *Diagramme des moments dans la poutrelle d'étage courant l'ELS.*

Hamido Abd

La fissuration est peu nuisible, Donc il suffit de vérifier: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ **[1] ART A.4.5.3**

Table III. 10. *vérification à l'ELS de la poutrelle d'étage courant.*

Longueur	**Sollicitation à *L'ELS***		***Contraintes***		**Contraintes admissible**	**Vérification**
	M_t	M_a	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
3.40	3.05	-5.91	1.79	8.45	15	Yes

- **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU: [1] ART A5.1.2.1.1**

Table III. 11. *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.*

Longueur	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	**Vérification**	$Z_N(cm)$	$Z_C(cm)$	$\emptyset(mm)$	$A_t(cm^2)$
3.40	12.90	0.90	3.33	Vérifie	15	15	4	2HA4=0.25

- **Vérification de la flèche : [1] ART B6.8.4.2.4**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées:

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \dfrac{20}{340} = 0.058 \geq \dfrac{3.05}{15 \times 3.81} = 0.053 \quad Condition\ vérifié \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3.6}{f_e} \Rightarrow \dfrac{1.57}{80 \times 180} = 0.0001 \leq \dfrac{3.6}{400} = 0.009 \quad Condition\ vérifié \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Hamido Abd

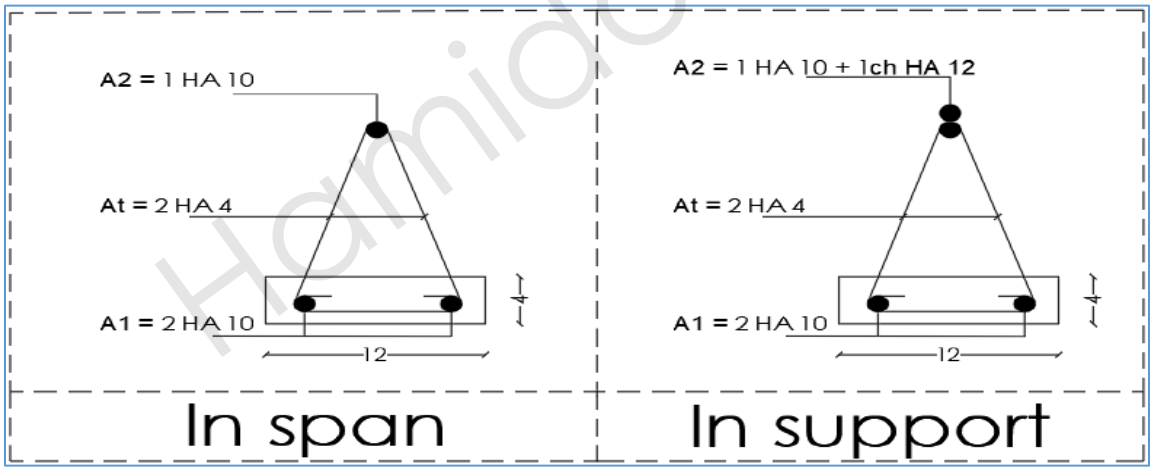


Figure III. 9. *ferraillage des poutrelles****(étage courant)****.*

Type 2: La fil de poutrelles (plancher terrasse).

$$G = 3.84\ kN/ml \quad , \ Q = 0.6\ kN/ml \quad \Rightarrow \quad P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 6.08kN$$

Table III. 12. *les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle à l'ELU.*

	AB		***BC***	
$M_t\ (kN.m)$	4.98		0	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C
$M_a\ (kN.m)$	−1.24	−7.37	−7.37	−0.56

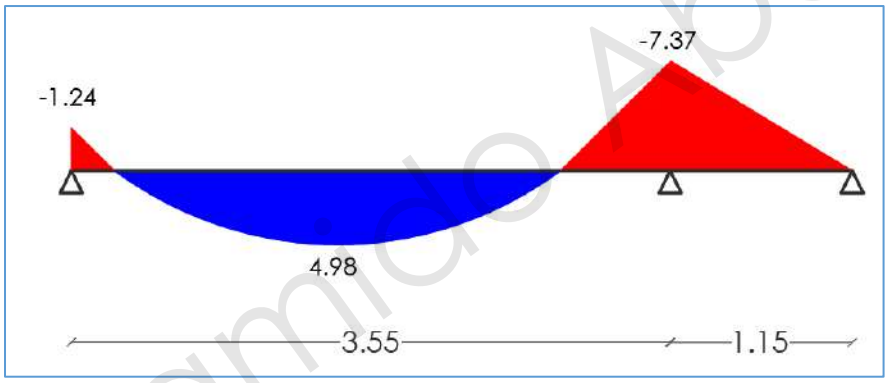


Figure III. 10. *Digramme des moments d'encastrement de la poutrelle de la terrasse à l'ELU.*

Hamida Abd

Table III. 13. *Section d'armatures longitudinales dans la poutrelle de la terrasse.*

	$M_{t\,max}\ (kN.m)$	$M_{a\,max}\ (kN.m)$	$A_1\ (cm^2)$	$A_2\ (cm^2)$	$A_{1_{ch}}\ (cm^2)$	$A_{2_{ch}}\ (cm^2)$
Span 1	4.98	-7.37	0.80	0	2HA10 = 1.57	1HA10 = 0.79

Poutrelle	$A'_1\ (cm^2)$	$A'_2\ (cm^2)$	$A'_{1_{ch}}\ (cm^2)$	$A'_{2_{ch}}\ (cm^2)$
Span A-B/G-H	0	1.46	2HA10=1.57	1HA10+1_{ch}HA10 = 1.57

- **Vérification des contraintes à l'ELS.**

Type 1: $G = 3.48\ kN/ml\ ,\ Q = 0.6kN/ml \Rightarrow P_{ser} = G + Q \Rightarrow\ P_{ser} = 4.08kN.$

Table III. 14. *les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle de la terrasse à l'ELS.*

Span	***AB***		***BC***	
$\boldsymbol{M_t\ (kN.m)}$	3.63		0	
$\boldsymbol{M_a\ (kN.m)}$	$\boldsymbol{M_A}$	$\boldsymbol{M_B}$	$\boldsymbol{M_B}$	$\boldsymbol{M_C}$
$\boldsymbol{M_a\ (kN.m)}$	-0.91	-5.38	-5.38	-0.41

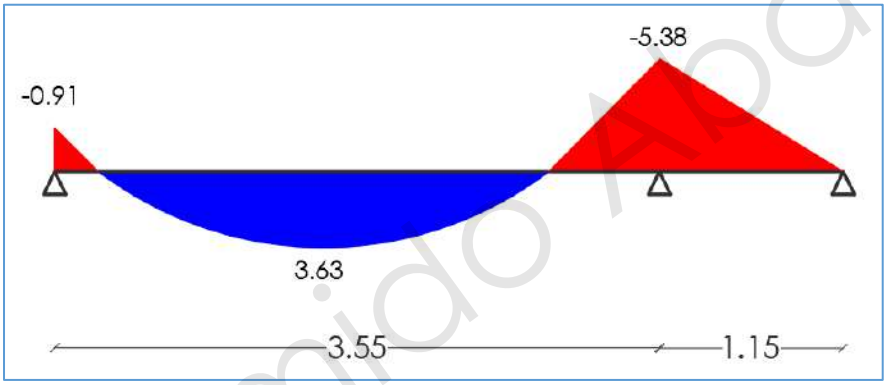


Figure III. 11*. Diagramme des moments dans la poutrelle de la terrasse à l'ELS.*

Hamido Abd

La fissuration est peu nuisible, Donc il suffit de vérifier: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Table III. 15. *Vérification à l'ELS de la poutrelle de la terrasse.*

Poutrelles	***Sollicitation à l'ELS***		***Contraintes***		***Contraintes admissible***	***Vérification***
	$\boldsymbol{M_t}$	$\boldsymbol{M_a}$	$\boldsymbol{\sigma_{b\ travée}}$	$\boldsymbol{\sigma_{b\ appui}}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma_b}}$	
3.55	3.63	-5.38	2.13	8.18	15	Yes

- **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.**

Table III. 16. *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.*

Longueur	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	***Vérification***	Z_N	Z_C	$\emptyset$	A_t
3.55	9.4	0.65	3.33	vérifie	15	15	4	2HA4=0.25

- **Vérification de la flèche:**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées:

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \dfrac{20}{355} = 0.056 \geq \dfrac{3.63}{15 \times 4.54} = 0.053 \quad Condition\ vérifié \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3.6}{f_e} \Rightarrow \dfrac{1.57}{80 \times 180} = 0.0001 \leq \dfrac{3.6}{400} = 0.009 \quad Condition\ vérifié \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

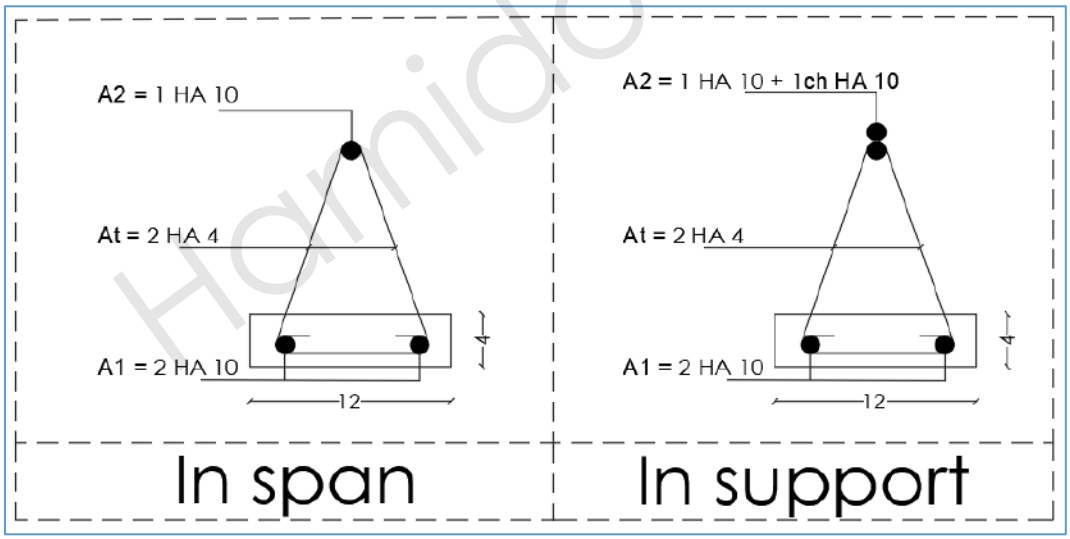


Figure III. 12. *ferraillage des poutrelles****(plancher terrasse).***

Hamido Abd

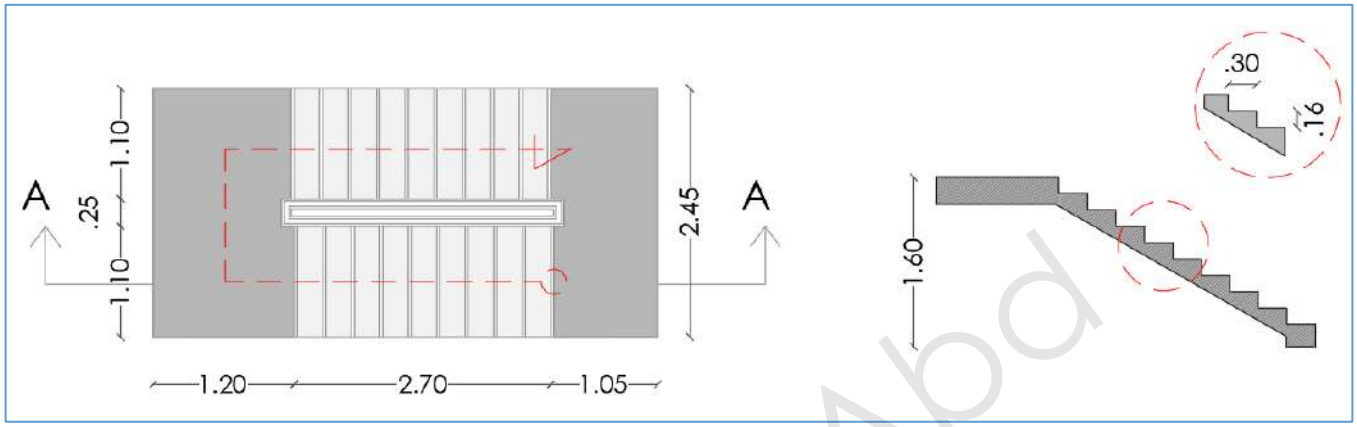
III.3. LES ESCALIERS:

Un escalier est une suite des plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer d'un niveau à un autre.

III.3.1. Escalier d'étage courant:

III.3.1.1 Dimensionnement:

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure suivante:



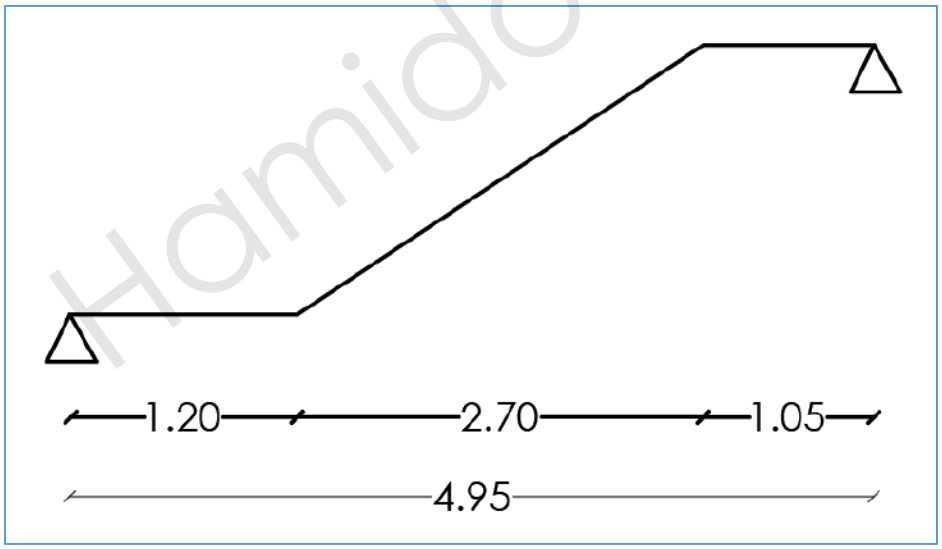


Figure III. 13. *Schéma statique d'une volée d'escalier d'étage courant.*

- Calcul d'épaisseur de la paillasse **[6] chapitre 18.1.3**

Les deux volées ont la même longueur de paillasse . $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow$

$15.21\ cm \leq e \leq 17.745\ cm \quad \Rightarrow$ On prendra: **e = 18 cm.**

Hamido Abd

III.3.1.2 Evaluation des charges et surcharges:

III.3.1.2.1 Charges permanentes:

Table III. 17. *Charge permanente de la paillasse*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4- Revêtement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANEXES VI -A
4	Poids propre de la paillasse	0.18/cosα	25	5.17	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
5	Poids propre de la marche	0.16/2	25	2	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				8.87	

Table III. 18. *Charge permanente du palier de repos*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4- Revêtement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANEXES VI -A
4	Poids propre du palier	0.18	25	4.5	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				6.20	

Hamido Abd

III.3.1.2.2 Charges d'exploitation:

- Pour le palier de repos et la paillasse: Q=2.5 kN/m2

Note: Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

III.3.1.3 Détermination des sollicitations: [2] ART 7.2.1

$\boldsymbol{ELU}: P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

$\boldsymbol{ELS}: P_{ser} = G + Q$

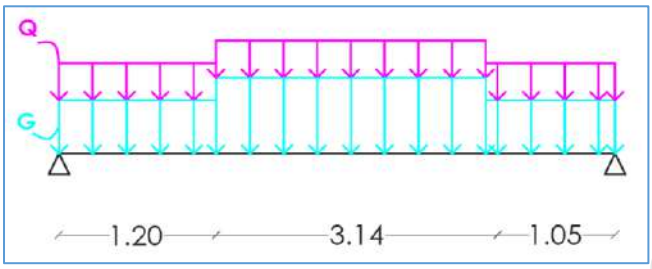


Figure III. 14. *Chargement dans l'escalier d'étage courant.*

Table III. 19. *Combinaisons des charges dans l'escalier d'étage courant.*

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	8.87	2.5	15.72	11.37
Palier	6.20	2.5	12.12	8.70

III.3.1.4 Détermination des efforts:

Table III. 20. *Détermination des efforts.*

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)$
ULS	46.40	-27.30	38.47
SLS	33.52	-19.72	/

Hamido Abd

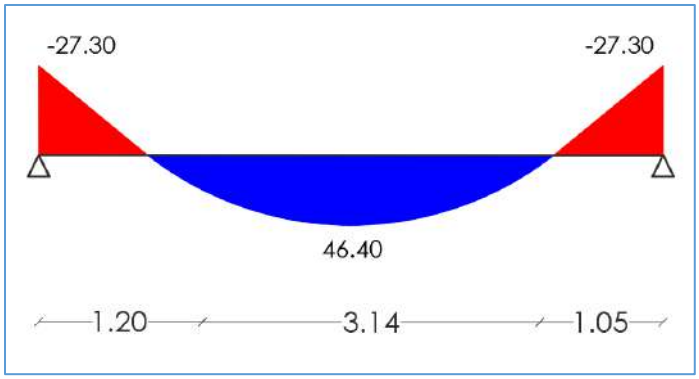


Figure III. 15. *Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU.*

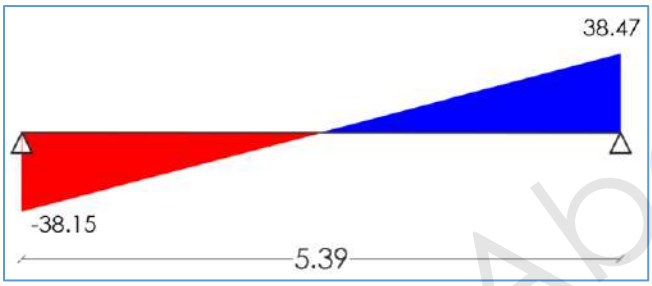


Figure III. 16. *Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU.*

III.3.1.5 Ferraillage :

III.3.1.2.1 Armatures longitudinales:

Le calcul de ferraillage se fera par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m. **[4]**

Table III. 21. *Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant.*

	$M_{max}\ (kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\bar{S_t}(cm)$	$S_t \leq \bar{S_t}$
Travée	46.40	9.29	7HA14=10.78	15	33	Yes
Appuis	-27.30	5.28	7HA14=10.78	15	33	Yes

- Condition de non fragilité $(A \geq A_{min} = \frac{B}{1000})$ **[1]**

Table III. 22. *Vérification de la section d'armatures.*

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min} \leq A$
Travée	10.78	1.70	Yes
Appuis	10.78	1.70	Yes

Hamido Abd

III.3.1.2.2 Armatures de répartition:

Table III. 23. *Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant.*

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
En travée	2.70	5HA10=3.93	20	33	Yes
En appuis	2.70	5HA10=3.93	20	33	Yes

III.3.1.6 Vérification à l'ELS: [1] ART A.4.1.5.3

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma_b} = 15MPa$$

Table III. 24. *Vérification de ferraillage de l'escalier d'étage courant à l'ELS.*

	A(cm²)	M_{ser}(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	10.78	33.52	7.36	15	Yes
En appuis	10.78	-19.72	4.33	15	Yes

III.3.1.7 Vérification de l'effort tranchant: [1] ART A.5.1.2.1.1

Table III. 25. *Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant.*

Section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X18	38.47	0.25	1.16	Yes

III.3.1.8 Vérification de la flèche: [1] ART B.6.5.3

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées:

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \dfrac{18}{539} = 0.033 \geq \dfrac{33.52}{20 \times 39.43} = 0.042 \quad Condition\ non\ vérifié \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

les conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Hamido Abd

Combinaison *à* L'ELS:

$f_{adm} = \frac{1}{500}$ si $L \leq 5m$ Ou $F_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5cm$ si $L > 5m$

Table III. 26. *Vérification de la flèche.*

Escalier		***Sollicitations à l'ELS***	***Armatures principales***	***flèche***		***vérification***
b(cm)	***e(cm)***	$M_t(KN.m)$	$A_1(cm^2)$	$[f]_t(mm)$	$[f]_{adm}(mm)$	
100	18	32.39	10.78	*10.20*	*10.32*	*Yes*

III.4. CALCUL DE LA POUTRE PALIÈRE:

III.4.1. Prédimensionnement:

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$; $0.6h \leq b \leq h$ **[1]**

Table III. 27. *Prédimensionnement de la poutre palière.*

Poutre palière				
Conditions de résistance	L = 1.40 m $9.33cm \leq h \leq 14cm$ *We adpot* $h = 30cm$ $21cm \leq b \leq 35cm$ *We adopt* $b = 30cm$	*Vérification RPA*	$b = 30\ cm \geq 20\ cm$ $h = 35\ cm \geq 30\ cm$ $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4.0$	**conditions Vérifié**

III.4.2. Charges revenant à la poutre:

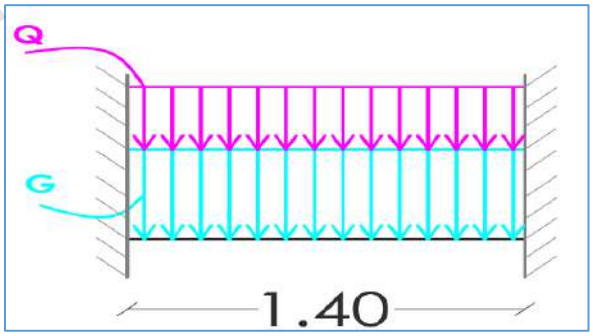


Figure III. 17. *Chargement dans la poutre palière.*

$$P_u = 1.35(W_{mur} + W_{poutre}) + R_u$$
$$P_{ser} = W_{mur} + W_{poutre} + R_{ser}$$

Les réactions des escaliers

Hamido Abd

- $P_u = 61.77\ kN/ml \Rightarrow Les\ réactions\ des\ escaliers: R_A = 43.24\ kN/ml \quad ; \ R_B = -43.24\ kN/ml$
- $P_{ser} = 44.70\ kN/ml \Rightarrow Les\ réactions\ des\ escaliers: R_A = 31.29\ kN/ml \ ; R_B = -31.29\ kN/ml$

III.4.3. Calcul des efforts:

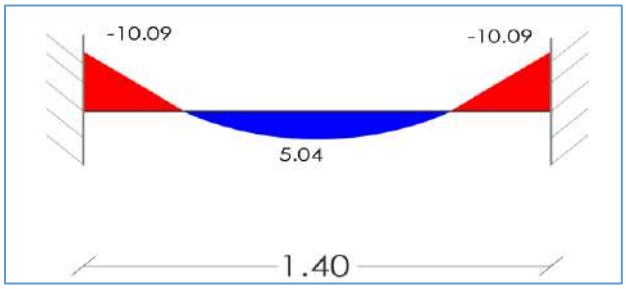


Figure III. 18. *Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU.*

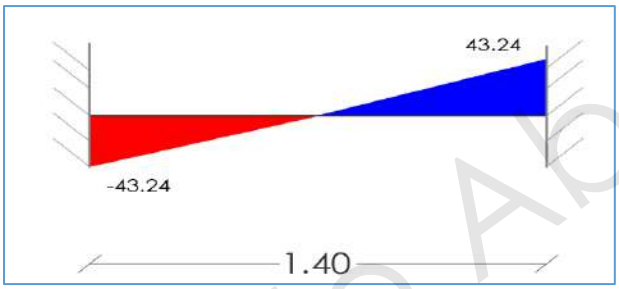


Figure III. 19. *Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'ELU.*

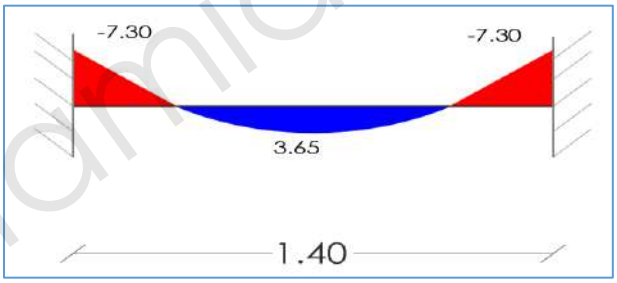


Figure III. 20. *Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS.*

III.4.4. Calcul de ferraillage:

III.4.4.1 Armatures longitudinales:

Table III. 28. *Sollicitations de la poutre palière.*

	M_{max} $(kN.m)$	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A'_1 (cm^2)	A'_2 (cm^2)	A_{1ch} (cm^2)	A_{2ch} (cm^2)	A'_{1ch} (cm^2)	A'_{2ch} (cm^2)
Travée	5.04	0.95	0	/		3HA12=3.39	3HA12=3.39	3HA12=3.39	3HA12=3.39
Appuis	-10.09	/		0	1.07	3HA12=3.39	3HA12=3.39	3HA12=3.39	3HA12=3.39

Hamido Abd

III.4.4.2 Armatures transversales: Annexe 2

Table III. 29. *Armatures transversales de la poutre palière*

Espacements		Armatures	
Zone nodale (cm)	***Zone courante (cm)***	$\emptyset(mm)$	$A_t(cm^2)$
10	15	8	3HA8 = 1.51

III.4.4.3 Vérification à l'ELS:

Table III. 30. *Vérification de la poutre palière à l'ELS*

	A(cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma'_s(MPa)$	$\overline{\sigma_s}(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$Vérification$
En travée	3.39	3.65	3.09	8.21	8.21	201.63	15	Oui
En appuis	3.39	-7.30	1.31	16.41	16.41	201.63	15	Oui

III.4.4.4 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU:

Table III. 31. *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.*

Section	T(kN)	$\tau(kN)$	$\bar{\tau}(kN)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30X30	43.24	0.52	2.5	Yes

III.4.4.5 Vérification la section selon ([2] Art.7.5.2.1) et ([1] Art B.6.4):

- $A_{min} = 0.5\%b.h$ [2]
- $A_{tmin} = 0.1\%b.h$ [1]

Table III. 32. *Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003*

	$A_{tot}\ (cm^2)$	$A_{ch}\ (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	$A_{tot} > A_{min}$	$A_{ch} > A_{tmin}$
En travée	6.78	3.39	4.50	0.9	vérifié	vérifié
En appuis	6.78	3.39	4.50	0.9	vérifié	vérifié

Hamido Abd

III.4.4.6 Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées:

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{140} = 0.21 \geq \frac{8.76}{10 \times 10.95} = 0.08 & Condition\ verified \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 27.5} = 0.0041 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 & Condition\ verified \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

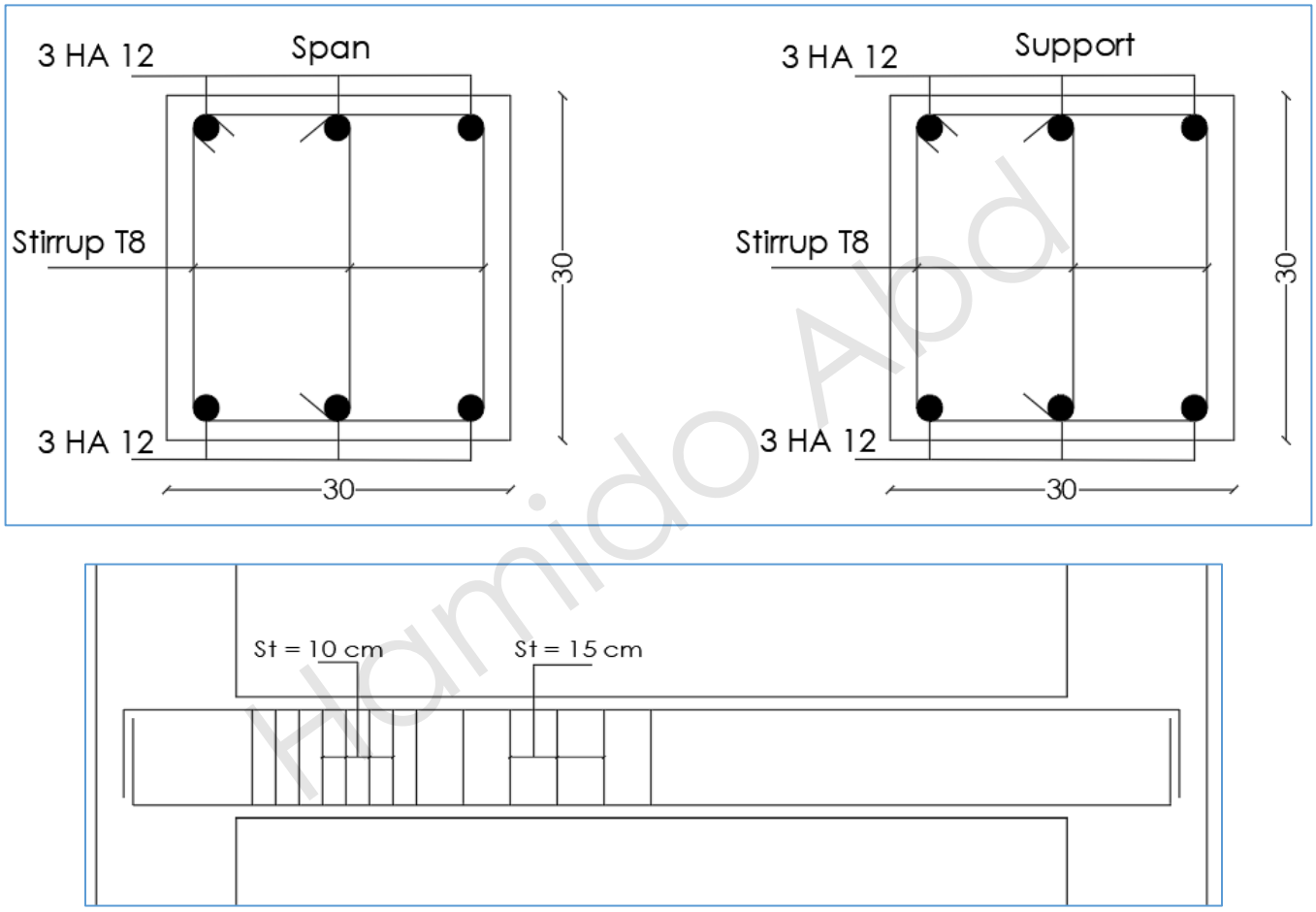


Figure III. 21. *Ferraillage de la poutre palière.*

Hamido Abd

III.5. LES DALLES PLEINES:

III.5.1. Introduction:

Les dalles pleines sont des pierres minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

$$\frac{L_{max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{max}}{30} \Rightarrow 4.57 \leq e \leq 5.33$$

On prend **e = 15cm**

III.5.2. Détermination des charges:

Table III. 33. *Détermination des charges.*

	G(kN/m)	***Q(kN/m)***	***P(kN/m)***
ULS	6.91	3.50	14.58
SLS			10.41

III.5.3. Ferraillage:

Dans notre calcul on a dalle pleine rectangulaires encastrée sur 2 côtés de (1.80X1.60) m².

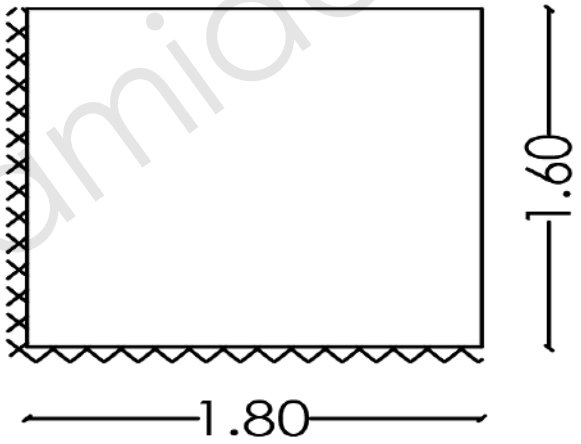


Figure III. 22. *Dalle plaine (1.40X3.60)m^2*

III.5.3.1 Principe de calcul:

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\Sigma\ travaux = 0$, voir **annexe 3**.

Hamido Abd

- **Travail externe.**

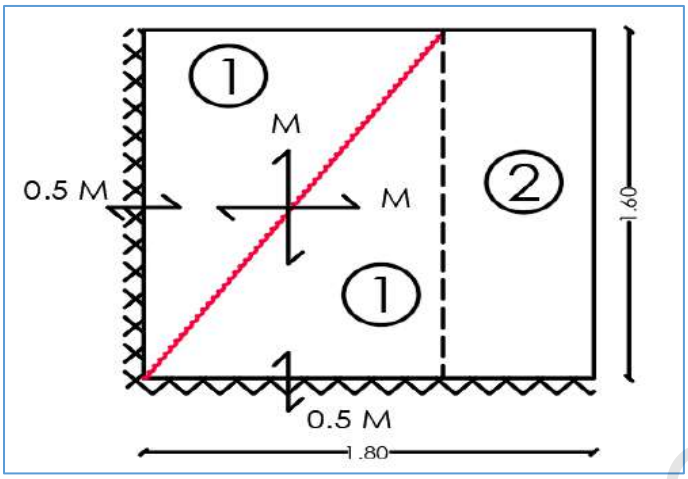


Figure III. 23. *Travail externe de dalle pleine (1.80X1.60)* m^2

Table III. 34. *Travail externe de dalle pleine (1.80X1.60)* m^2

Eléments	Travail externe
1	q.f(0.27y)
2	q.f(1.44-0.8y)
∑	q.f(1.44-0.27y)

- **Travail interne.**

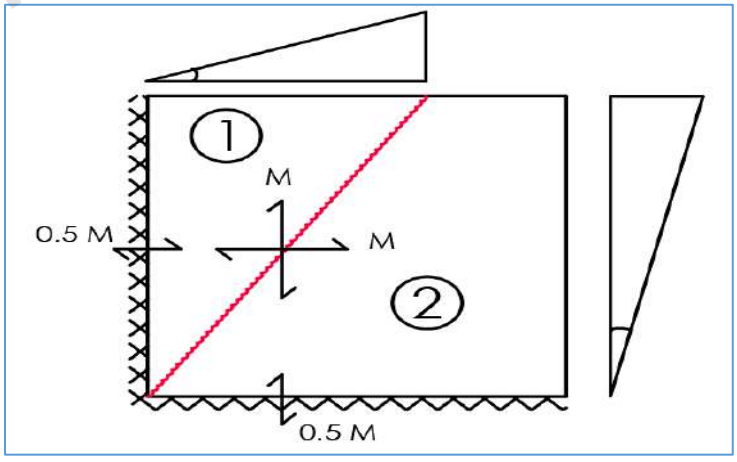


Figure III. 24. *Travail interne de dalle pleine (1.80X1.60)*m^2.

Hamido Abd

Table III. 35. *Travail interne de dalle plaine (1.80X1.60)m^2*

Eléments	Travail interne
1	$2.40\frac{M.f}{y}$
2	$M.f\ (\frac{y}{1.60}+0.56)$
∑	$M.f\ (\frac{2.40}{y}+\frac{y}{1.60}+0.56)$

Σ Travaux externes = Σ Travaux internes

$$q = \frac{M(\frac{2.40}{y}+\frac{y}{1.60}+0.56)}{(1.44-0.27y)}\frac{dM}{dy} = 0 \Rightarrow y=1.298m$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 6.33kN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 3.17kN.m$$

Table III. 36. *Section d'armatures longitudinales dans la dalle pleine*

	$M_x = M_y$ $(kN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$ $A_x = A_y$	$A_{choisie}(cm^2)$ $A_x = A_y$	$S_t(cm)$	$\bar{S_t}(cm)$	$S_t \leq \bar{S_t}$
Travée	4.96	1.75	3HA12=3.39	25	33	Yes
Appuis	-2.48	1.75	3HA12=3.39	25	33	Yes

Table III. 37. *Condition de non fragilité des dalles pleines* ***[1]***

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min} \leq A$
Travée	3.39	1.50	Yes
Appuis	3.39	1.50	Yes

Hamido Abd

III.5.3.2 Vérification à l'ELS: [1]

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc on doit vérifier que:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \overline{\sigma_b} = 15$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63$$

Table III. 38. *Vérification des dalles pleines à l'ELS.*

	A(cm²)	M_{ser}(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s = \sigma_s'(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En travée	3.39	1.566	0.38	3.83	Yes	Yes
En appuis	3.39	-0.553	0.13	1.30	Yes	Yes

III.5.3.3 Vérification de l'effort tranchant: [1]

$$T_e = -\frac{qL_xL_y}{2L_y+L_x} \quad , \quad T_w = \frac{PL_x}{3} \quad , \quad \tau = \frac{T_{max}}{bXd}$$

Table III. 39. *Vérification de l'effort tranchant.*

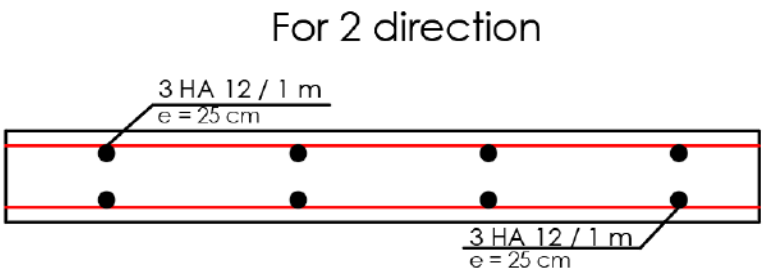
Section(cm)	T_{max}(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X15	-8.08	0.064	1.16	Yes

III.5.3.4 Vérification de la flèche:

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées:

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \dfrac{15}{160} = 0.093 \geq \dfrac{1.566}{20 \times 1.842} = 0.042 \quad Condition\ verified \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \Rightarrow \dfrac{3.39}{100 \times 125} = 0.0003 \leq \dfrac{2}{400} = 0.005 \quad Condition\ verified \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



Hamido Abd

III.6. DALLE MACHINE:

III.6.1. Introduction:

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.6.2. Détermination de l'épaisseur:

- **Dalle encastrée sur quatre cotés [1]**

$$\frac{L_{max}}{45} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow 3.22 \leq e \leq 3.63$$

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit: e ≥ 25 cm. On prend: e = 25cm.

III.6.3. La charge permanente et la charge d'exploitation:

Table III. 40. *Les charges concentrées.*

P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7
4.5	3.5	7	9	12.5	10	2.3

$$q = \frac{2 \times \sum P}{S} = 18.96 kN/m^2$$

Table III. 41. *Les charges de la dalle machine.*

	G(kN/m)	*Q(kN/m)*	*P(kN/m)*
ELU	$0.25 \times 25 + 18.96$	4.5	41.53
ELS	$= 25.21$		30.21

III.6.4. Ferraillage:

- **Travail externe :**

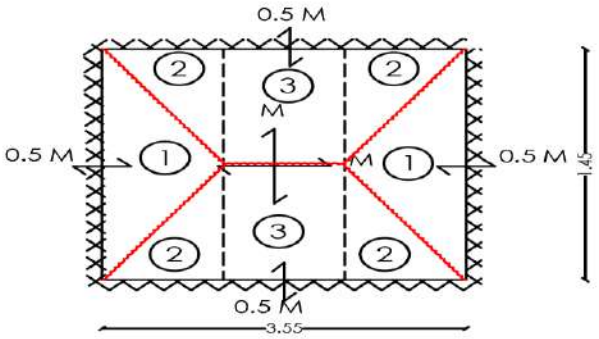


Figure III. 25. Travail externe d'une dalle pleine (3.55X1.45)m^2.

Hamido Abd

III.6.4.1 Principe de calcul:

Table III. 42. *Travail externe d'une dalle pleine (3.55X1.45)m^2*

Eléments	1	2	3	∑
Travail externe	q.f.y(0.242)	q.f.y(0.121)	q.f(1.287-0.725y)	q.f(2.574-0.483y)

- **Travail interne :**

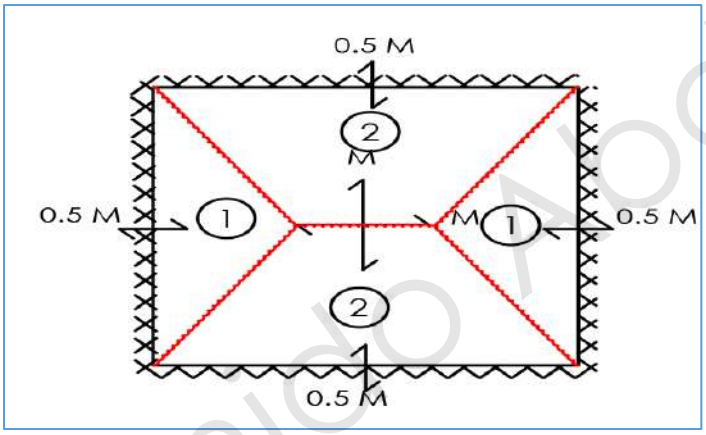


Figure III. 26. *Travail interne d'une dalle plaine (3.55X1.45)m^2*

Hamido Abd

Table III. 43. *Travail externe d'une dalle plaine (3.55X1.45)m^2*

Eléments	1	2	∑
Travail interne	$2.175(\frac{M.f}{y})$	7.345M.f	$M.f(\frac{4.35}{y} + 14.69)$

Σ Travaux externes = Σ Travaux internes

$$q=M\frac{(\frac{4.35}{y}+14.69)}{(2.574-0.483y)}\frac{dM}{dy}=0 \Rightarrow \ y=0.994m$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 4.56kN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 2.28kN.m$$

Table III. 44. *Section d'armatures longitudinales dans la dalle machine.* ***[1]***

	$M_x = M_y$ (kN. m)	$A_{cal}(cm^2)$ $A_x = A_y$	$A_{choisie}(cm^2)$ $A_x = A_y$	$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
Travée	4.56	2.70	4HA12=4.52	20	25	Yes
Appuis	-2.28	2.70	4HA12=4.52	20	25	Yes

Table III. 45. *Vérification de la section d'armatures dans la dalle machine.* ***[1]***

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min} \leq A$
Travée	4.52	2.50	Yes
Appuis	4.52	2.50	Yes

Hamido Abd

III.6.4.2 Vérification à l'ELS: [1]

Table III. 46. *Vérification de ferraillage de la dalle machine à l'ELS.*

	A(cm²)	M_{ser}(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s = \sigma_s'(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	4.52	6.052	0.53	6.31	Yes	Yes
Appuis	4.52	-1.727	0.15	1.80	Yes	Yes

III.6.4.3 Vérification de l'effort tranchant: [1]

$$T_e = -\frac{qL_xL_y}{2L_y+L_x} \quad , \quad T_w = \frac{PL_x}{3} \quad , \quad \tau = \frac{T_{max}}{bXd}$$

Table III. 47. *Vérification de l'effort tranchant de la dalles machine.*

Section(cm)	T_{max}(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X25	-25	0.11	1.16	Yes

III.6.4.4 Vérification de la flèche: [1]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées:

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{25}{355} = 0.070 \geq \frac{6.052}{20 \times 7.12} = 0.042 & Condition\ vérifiée \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{100 \times 125} = 0.0003 \leq \frac{2}{400} = 0.005 & Condition\ vérifiée \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.4.5 Vérification au poinçonnement: [1] Art A.5.2.4.2

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Q_u \leq F_{limite} = 0.045\ U_c\ h\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$U_c = (a + b + 2h) \times 2$

Avec:

h: La hauteur totale de la dalle.

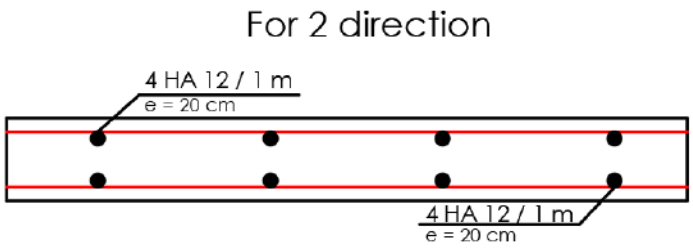
a, b: Dimension de la surface d'application de la charge concentrée.

Le calcul sera effectué uniquement pour la force concentrée maximale.

Table III. 48. *Vérification au poinçonnement.*

Q_u (kN)	h (cm)	f_{c28} (Mpa)	γ_b	a (cm)	b (cm)	U_c (cm)	F_{limite} (kN)	$Q_u \leq F_{limit}$
2×12.5	25	25	1.5	0	0	100	187.5	Yes

Remarque: ici je dois 2 ascenseurs sous 2 dalles différentes c'est pourquoi j'ai pris $Q_u = 2 \times 12.5$.



Hamido Abd

CHAPITRE IV

Etude sismique

Hamido Abd

IV.1. INTRODUCTION :

L'étude sismique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2. CARACTÉRISTIQUE GÉOMÉTRIQUE DE LA STRUCTURE:

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont:

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV.2.1. Centre de masse:

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante:

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec:

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i, Y_i: Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion:

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante:

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} . Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec:

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

Hamido Abd

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h \times b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b \times h^3}{12}$

Pour les voiles : $I_i = \frac{L \times e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e \times L^3}{12}$

Avec:

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R, Y_R : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

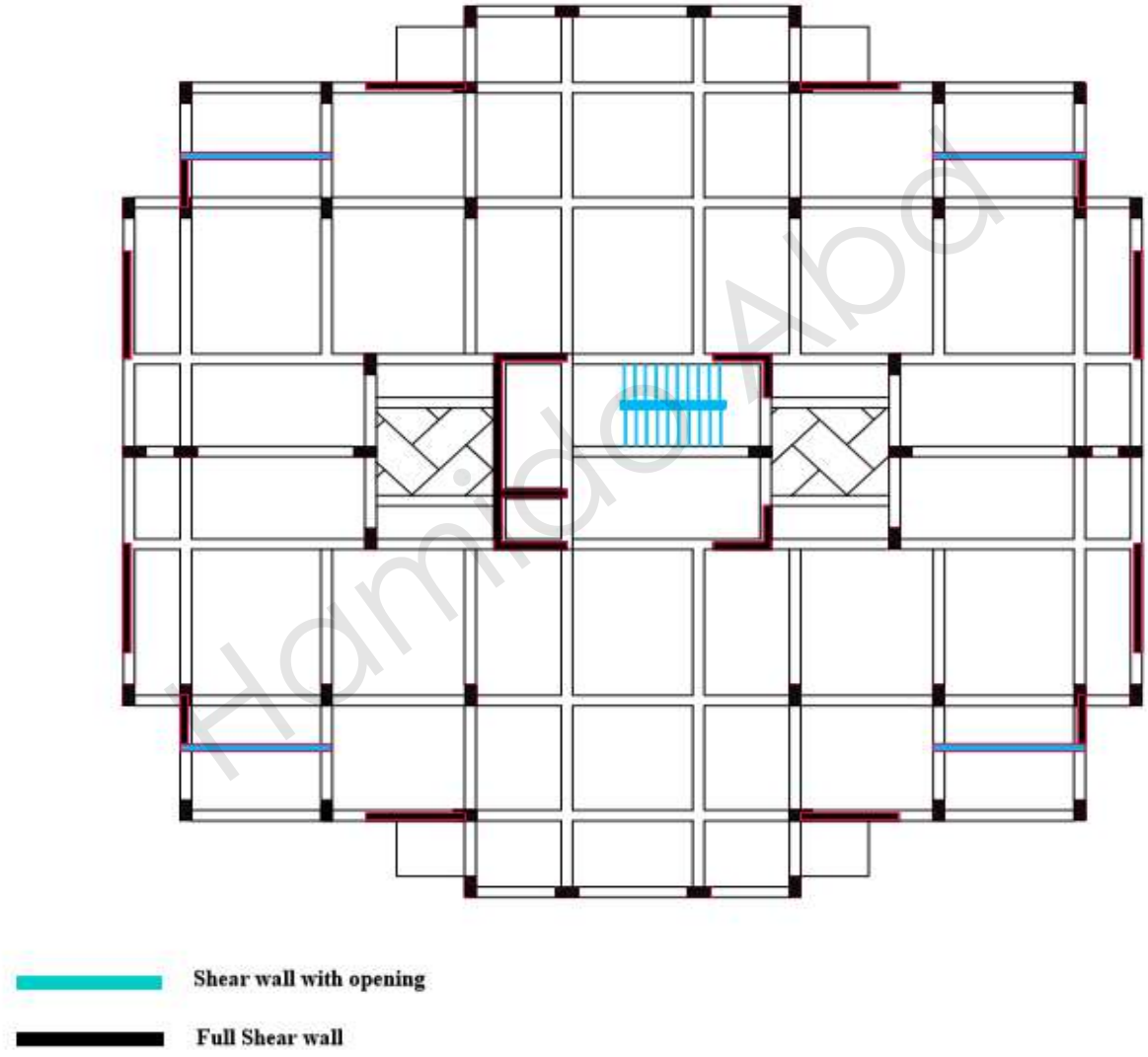


Figure IV. 1. *disposition des voiles.*

Table IV. 1. *Centre de masse et centre de torsion.*

Niveau		Inertie et centre de torsion				Masse et centre de Masse		
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	$\sum I_x\ (m^4)$	$\sum I_y\ (m^4)$	X_R (m)	Y_R (m)	**W (kN)**	X_G (m)	Y_G (m)
DIAPH1	3.20	1.089E+004	8.005E+003	14.780	11.510	7311.631	13.260	12.639
DIAPH2	6.40	1.089E+004	8.005E+003	14.678	11.597	7223.960	13.259	12.639
DIAPH3	9.60	1.089E+004	8.005E+003	14.680	11.665	7136.288	13.258	12.638
DIAPH4	12.80	1.089E+004	8.005E+003	14.730	11.721	7081.567	13.258	12.638
DIAPH5	16.00	1.089E+004	8.005E+003	14.806	11.771	7026.846	13.257	12.638
DIAPH6	19.20	1.089E+004	8.005E+003	14.896	11.815	7026.846	13.257	12.638
DIAPH7	22.40	1.089E+004	8.005E+003	14.989	11.855	5592.303	13.264	12.617
DIAPH8	25.60	1.089E+004	8.005E+003	15.165	11.881	517.392	13.197	12.537

Hamido Abd

IV.2.3. Excentricité :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit: **[2] Art 4.2.7 and Art 4.3.7**

$$E_{X\,theo} = |X_G - X_R| \quad , \quad E_{Y\,theo} = |Y_G - Y_R|$$

En suivant l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité dans les deux direction une excentricité additionnelle qui est égale à:

$$E_{X\,add} = 5\% \times L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% \times L_Y$$

Avec :

L: La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,theo} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,theo} + E_{Y\,add}$$

Table IV. 2. *Excentricité suivant les deux directions.*

Niveau (m)	*Excentricité selon X*			*Excentricité selon Y*		
	$E_X\ (m)$	15 %. L_x	Vérification	$E_Y\ (m)$	15 %. L_y	Vérification
3.20	2.850	3.99	Oui	2.394	3.80	Oui
6.40	2.749	3.99	Oui	2.307	3.80	Oui
9.60	2.752	3.99	Oui	2.238	3.80	Oui
12.80	2.802	3.99	Oui	2.182	3.80	Oui
16.00	2.879	3.99	Oui	2.132	3.80	Oui
19.20	2.969	3.99	Oui	2.088	3.80	Oui
22.40	3.055	3.99	Oui	2.027	3.80	Oui
25.60	3.298	3.99	Oui	1.921	3.80	Oui

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. **[2] Art 4.2.7 and Art 4.3.7**

La position du centre de gravité et du centre de torsion et la distance entre eux sépare sont affichées dans la figure suivante:

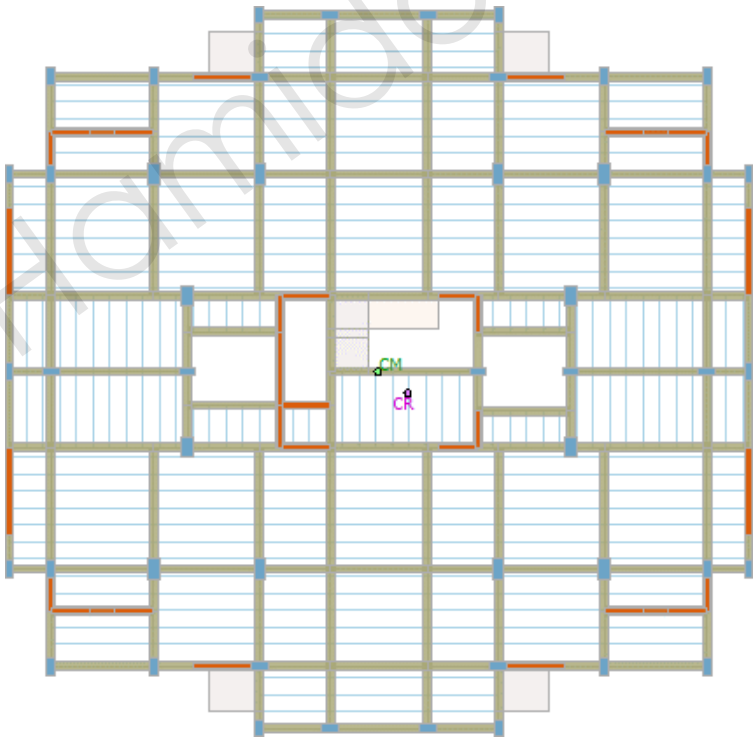


Figure IV. 2. *position of center of mass and center of torsion.*

Hamido Abd

IV.3. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL:

IV.3.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes:

- Méthode statique équivalente;
- Méthode d'analyse modale spectrale;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (forme régulière, Zone III, Usage group 2, et la hauteur de mon bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec **la méthode d'analyse modale spectrale**.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000.v20.2.0"

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale:

IV.3.2.1 Principe de la méthode:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des 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.

IV.3.2.2 Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20.2.0" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse, son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3 Le spectre de réponse de calcul:

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & pour: 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & pour: T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & pour: T > 3\,sec \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A: [2] Art 4.2.3 Tab 4.1

A: est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a:

(Zone III, use group 2) ⇒ A = 0.25

Hamido Abd

b) Facteur de correction d'amortissement η : [2] Art 4.2.3 Tab 4.2

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

c) Coefficient de comportement R : [2] Art 4.2.3 Tab 4.3

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles.

Donc : R = 3.5

Table IV. 3. *Distribution des sollicitations suivant X.*

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges verticales		Sollicitation dues aux charges horizontal	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{x\,(poteaux)}$ (%)	$T_{x\,(voiles)}$ (%)
25.60	12.902	87.098	0.000	100.000
22.40	56.477	43.523	0.000	100.000
19.20	57.723	42.277	0.000	100.000
16.00	59.384	40.616	0.000	100.000
12.80	61.255	38.745	0.000	100.000
9.60	62.426	37.574	0.000	100.000
6.40	64.036	35.964	0.000	100.000
3.20	65.108	34.892	0.000	100.000

Table IV. 4. *Distribution des sollicitations suivant Y.*

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges verticales		Sollicitation dues aux charges horizontal	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{x\,(poteaux)}$ (%)	$T_{x\,(voiles)}$ (%)
25.60	13.313	86.687	0.000	100.000
22.40	61.140	38.860	0.000	100.000
19.20	63.570	36.430	0.000	100.000
16.00	65.110	34.890	0.000	100.000
12.80	66.868	33.132	0.000	100.000
9.60	67.836	32.164	0.000	100.000
6.40	69.267	30.733	0.000	100.000
3.20	71.166	28.834	0.000	100.000

Hamido Abd

d) Facteur de qualité Q: [2] Art 4.2.3 Tab 4.4

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante: $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_qEst la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Table IV. 5. *Facteur de qualité.*

Critère (q)	***Suivant X***		***Suivant Y***	
	Observé	***Valeur***	***Observé***	***Valeur***
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Total	0		0	
Q	1.00		1.00	

Le contrôle de la qualité des matériaux est toujours observé pour les constructions d'Etat (il peut ne pas l'être pour les constructions privées)

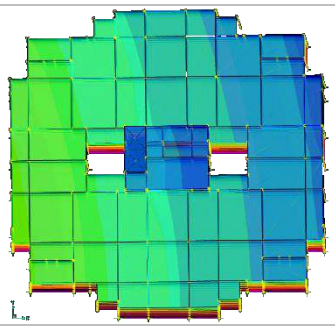
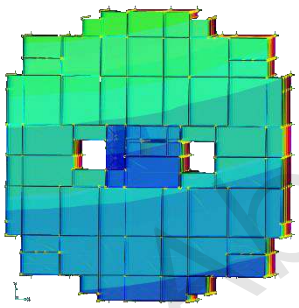
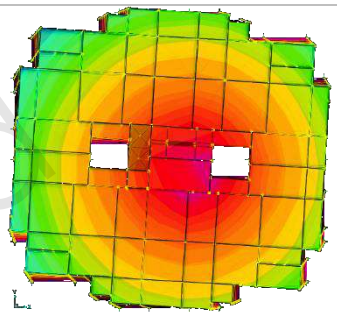
Hamido Abd

IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique:

IV.3.3.1 Analyse modale:

IV.3.3.1.1 Comportement modal :

Table IV. 6. *Comportement des trois premiers modes.*

Modes	**Mode 1 / T1 = 0.553 s**	**Mode 2 / T2 = 0.495 s**	**Mode 3 / T3 = 0.395 s**
Le sens	*Participation massique %*	*Participation massique %*	*Participation massique %*
Suivante X	2.12	69.11	0.52
Suivante Y	66.72	1.84	1.61
Autour de Z	1.40	0.80	68.92
Figure			
Comportement	Translation suivante l'axe Y	Translation suivante l'axe X	Rotation autour de l'axe Z

IV.3.3.1.2 Participation massique (dissipation d'énergie):

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après **(RPA99 v2003 Art.4.3.4.a).**

Table IV. 7. *La participation massique.*

Mode N°	***Période (s)***	***Cumule des périodes (s)***	***Cumule des masses modales effectives (%)***		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0.553	0.553	2.117	66.721	1.399
2	0.495	1.048	71.231	68.557	2.195
3	0.395	1.443	71.747	70.17	71.112
.	.	.	.	.	.
27	0.067	3.663	92.238	88.115	87.712
28	0.067	3.730	92.394	93.299	87.869
83	0.048	6.760	93.51	93.899	90.272

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 83 avec un temps égal à "T = 6.76 sec".

IV.3.3.2 Analyse statique et dynamique :

IV.3.3.2.1 Stabilité de la structure :

a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ([2] Art.4.3.6)

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

Donc, il faut vérifier que:

$$\frac{V_t}{V} \geq 80\%$$

- **Calcul de la force sismique totale V ([2] Art.4.2.3)**

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

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W$$

Avec :

D: Facteur d'amplification dynamique moyen,

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & Pour: 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & Pour: T_2 \leq T \leq 3\ sec \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & Pour: T \geq 3\ \text{sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site 3) $\Rightarrow$ $T_2 = 0.5\ sec$

T: Période fondamentale suivant les deux directions. $\Rightarrow$ $T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$ **[2] Art 4.2.4.4**

- **Vérification de la période :**

Les valeurs de T, calculées à partir de **Sap2000** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. **[RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]**

	$T_{empirique}$	$T_{numérique}$	$1.3\times T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3\times T_{emp}$
X	0.447	0.569	0.581	Verified
Y	0.458	0.569	0.595	Verified

W: Poids total de la structure.

Hamido Abd

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$, $W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i}$, $\beta = 0.2$ **[2] tableau 4.5**

Table IV. 8. *Les valeurs de la force sismique.*

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.25	2.205	2.205	1.00	1.00	3.5	48916.834	7728.860	7728.860

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel "SAP2000 V.20.2.0" sont:

$$E_{tx} = 6661.476\ kN \quad , \quad E_{ty} = 6219.769\ kN$$

Table IV. 9. *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.*

	$V(kN)$	$E_t(kN)$	E_t/V	$E_t/V \geq 0.8$
X	7728.860	6661.476	0.862	Oui
Y	7728.860	6219.769	0.805	Oui

b) Vérification de la stabilité au renversement: [2] Art 4.2.5

Le **moment de renversement** égale à:

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

Avec:

F_{ix}, F_{iy}: Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le **moment de stabilité** égale à:

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

Avec:

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher du chaque niveau.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}(E_t - F_t)$$

Hamido Abd

$$F_t = \begin{cases} 0.07\,T\,V_t \leq 0.25V_t & Si: T \geq 0.7\ sec \\ 0 & Si: T < 0.7\ sec \end{cases}$$

On a : $T_x = 0.447\ sec$, $T_y = 0.458\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} E_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} E_{ty}$$

Table IV. 10. *Valeurs des moments de stabilité et de renversement.*

$h_i(m)$	$W_i(kN)$	$W_i h_i$	$F_{ix}(kN)$	$F_{iy}(kN)$	$M_{Rxi}(kN.m)$	$M_{Ryi}(kN.m)$	$M_{Sxi}(kN.m)$	$M_{Syi}(kN.m)$
3.20	7311.63	23397.22	253.58	236.76	811.45	757.65	96952.21	92411.69
6.40	7223.96	46233.34	501.08	467.85	3206.89	2994.25	95782.49	91303.63
9.60	7136.29	68508.38	742.49	693.26	7127.94	6655.30	94612.93	90188.43
12.80	7081.57	90644.10	982.40	917.26	12574.73	11740.93	93887.46	89496.88
16.00	7026.85	112429.60	1218.51	1137.72	19496.19	18203.44	93154.95	88805.33
19.20	7026.85	134915.52	1462.21	1365.26	28074.51	26212.95	93154.95	88805.33
22.40	5592.30	125267.52	1357.65	1267.63	30411.34	28394.83	74176.27	70558.05
25.60	517.39	13245.18	143.55	134.03	3674.91	3431.24	6828.00	6486.52
Somme		**614640.86**	/	/	**105377.96**	**98390.59**	**648549.25**	**618055.86**

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante:

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

Table IV. 11. *Vérification de la stabilité au renversement.*

	M_S	M_R	M_S/M_R	*Vérification*
X	648549.25	105377.96	**6.16**	*Oui*
Y	618055.86	98390.59	**6.28**	*Oui*

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

c) Vérification des déplacements inter-étage ([2] Art.4.4.3)

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

Hamido Abd

Avec:

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

Le déplacement relatif au niveau ki par rapport au niveau $ki-1$ (inter-étage) est égal à:

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

le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui est adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible $\Delta_{adm} = 0.01 h_e$ **([2] Art.5.10)**.

Table IV. 12. *Vérification des déplacements inter-étage suivant X.*

Niveau *(m)*	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$	ε	ε_{adm}
25.60	3.20	1.701	5.954	0.374	3.20	Vérifie	0.820	3.50
22.40	3.20	1.808	6.328	0.903	3.20	Vérifie	1.980	3.50
19.20	3.20	1.550	5.425	1.008	3.20	Vérifie	2.210	3.50
16.00	3.20	1.262	4.417	1.085	3.20	Vérifie	2.370	3.50
12.80	3.20	0.952	3.332	1.102	3.20	Vérifie	2.410	3.50
9.60	3.20	0.637	2.230	1.026	3.20	Vérifie	2.240	3.50
6.40	3.20	0.344	1.204	0.815	3.20	Vérifie	1.780	3.50
3.20	3.20	0.111	0.389	0.389	3.20	Vérifie	0.850	3.50

Table IV. 13. *Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.*

Niveau *(m)*	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$	ε	ε_{adm}
25.60	3.20	2.189	7.662	0.287	3.20	Vérifie	0.630	3.50
22.40	3.20	2.271	7.949	1.197	3.20	Vérifie	2.620	3.50
19.20	3.20	1.929	6.752	1.306	3.20	Vérifie	2.860	3.50
16.00	3.20	1.556	5.446	1.379	3.20	Vérifie	3.020	3.50
12.80	3.20	1.162	4.067	1.372	3.20	Vérifie	3.000	3.50
9.60	3.20	0.770	2.695	1.256	3.20	Vérifie	2.750	3.50
6.40	3.20	0.411	1.439	0.984	3.20	Vérifie	2.150	3.50
3.20	3.20	0.130	0.455	0.455	3.20	Vérifie	1.000	3.50

Hamido Abd

d) Vérification de l'effet P-Δ ([2] Art.5.9)

Les effets du 2eme ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau;

V_k : Effort tranchant de l'étage au niveau "k";

Δ_k: Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau "k-1";

h_k : Hauteur de l'étage "k".

Table IV. 14. *Vérification de l'effet P-Δ.*

Niveau (m)	P_k (kN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
25.60	517.39	0.380	0.290	143.550	134.030	320	0.004	0.003	Vérifie
22.40	5592.3	0.910	1.200	1357.650	1267.630	320	0.012	0.017	Vérifie
19.20	7026.85	1.000	1.300	1462.210	1365.260	320	0.015	0.021	Vérifie
16.00	7026.85	1.090	1.380	1218.510	1137.720	320	0.020	0.027	Vérifie
12.80	7081.57	1.100	1.380	982.400	917.260	320	0.025	0.033	Vérifie
9.60	7136.29	1.020	1.250	742.490	693.260	320	0.031	0.040	Vérifie
6.40	7223.96	0.820	0.980	501.080	467.850	320	0.037	0.047	Vérifie
3.20	7311.63	0.390	0.460	253.580	236.760	320	0.035	0.044	Vérifie

Hamida Abd

IV.3.3.2.2 Résistance des éléments: [1]

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres**

On doit vérifier que : : $\tau \leq \bar{\tau} \quad \Longrightarrow \quad \tau = \frac{V_u}{b_0.d}$

Table IV. 15. *Vérification de cisaillement des poutres.*

Eléments	*Section(cm²)*	$V_u(kN)$	*Combinaison*	$\tau\ (MPa)$	*Type de fissuration*	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales 1	30X60	164.01	1.35G+1.5Q	0.95	Peu nuisible	3.33	Oui
Poutres principales 2	30X45	280.99	G+Q-Edx	2.20	préjudiciable	3.26	Oui
Poutres secondaires 1	30X50	165.46	G+Q+Edx	1.16	préjudiciable	3.26	Oui
Poutres secondaires 1	30X35	179.44	G+Q-Edx	1.84	préjudiciable	3.26	Oui
Longrines	30X30	27.62	1.35G+1.5Q	0.33	préjudiciable	2.50	Oui
Poutre palière	30X30	49.15	G+Q+Edy	0.60	préjudiciable	3.26	Oui

- **Les voiles:**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1.4|V_u|}{b.d} \quad , \quad \bar{\tau} = 0.2.f_{c28}$$

Table IV. 16 *Vérification de cisaillement des voiles.*

Direction	Voile	*b(cm)*	*L(m)*	$\lvert V_u \rvert$	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
X	1	20	1.4	515.63	$G+Q-Ed_x$	2.865	5	Oui
	2	20	2.7	593.68	$G+Q+Ed_x$	1.710	5	Oui
	3	20	1.8	419.88	$G+Q+Ed_x$	1.814	5	Oui
Y	1	20	5.4	2015.3	$G+Q+Ed_y$	2.903	5	Oui
	2	20	1.8	434.53	$G+Q-Ed_y$	1.877	5	Oui
	3	20	3.1	817.45	$G+Q+Ed_y$	2.051	5	Oui
	4	20	1.3	206.33	$G+Q-Ed_y$	1.234	5	Oui

Hamido Abd

- **Les poteaux :**

L'effort tranchant dans les poteaux est nul vu qu'on a, considéré que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles (R = 3.5).

b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux : [1]

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d: Effort normal réduit;

B_c: Section brute du béton.

Table IV. 17. *Vérification de l'effort normal réduit.*

Niveau	*b(cm)*	*h(cm)*	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	*Combinaison*	ν	$\nu \leq 0.3$
Gr.	60	30	1018.86	1624.00	$G+Q-Ed_x$	0.251	Oui
	40	70	1569.51	2584.00	$G+Q-Ed_y$	0.243	Oui
1st	60	30	897.19	1624.00	$G+Q-Ed_x$	0.221	Oui
	40	70	1318.04	2584.00	$G+Q-Ed_y$	0.204	Oui
2nd	30	60	1061.69	1624.00	$G+Q-Ed_x$	0.262	Oui
	30	60	1073.26	1624.00	$G+Q-Ed_y$	0.264	Oui
3rd	30	60	823.83	1624.00	$G+Q-Ed_x$	0.203	Oui
	30	60	836.76	1624.00	$G+Q-Ed_y$	0.206	Oui
4th	30	50	598.44	1344.00	$G+Q-Ed_x$	0.178	Oui
	30	50	611.04	1344.00	$G+Q-Ed_y$	0.182	Oui
5th	30	50	384.19	1344.00	$G+Q-Ed_x$	0.114	Oui
	30	50	394.52	1344.00	$G+Q-Ed_y$	0.117	Oui
6th	40	30	165.30	1064.00	$G+Q-Ed_x$	0.062	Oui
	30	50	186.66	1344.00	$G+Q-Ed_y$	0.056	Oui

Et ici j'ai augmenté la section des 12 poteaux au centre de la structure pour faire vérifier la charge normale réduite.

Hamido Abd

IV.4. CONCLUSION :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants:

Table IV. 18. *Dimensions finales des éléments.*

Eléments		Section
Poutres principales 1		30x60
Poutres principales 2		30x45
Poutres secondaires 1		30x50
Poutres secondaires 2		30x35
Poutre palière		30x30
Longrines		30x30
Voile de contreventement		20xL
Poteaux	***4th, 5th , 6th***	50x30 , 40x30 , 30x40
	2nd, 3rd	60x30 , 50x30 , 30x50
	Gr.*, 1st*	70x40 , 60x30 , 30x60

Hamido Abd

Avec ce système de contreventement constitué de voiles de contreventement en béton armé (R = 3,5), nous avons assuré :

1- Bon comportement modal.

2- Stabilité globale suffisante de la structure.

3- Bonne résistance de l'élément structurel ($\tau < \tau_{adm}$) and ($\sigma < \sigma_{adm}$).

4- Bonne ductilité de la structure accompagnée d'une grande dissipation d'énergie.

5- Un travail économique.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments structuraux

HamidaAbd

V.1. INTRODUCTION :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

a) Combinaisons données par le CBA93

- SLS : G + Q
- ULS : 1.35G + 1.5Q et G+Q±E

b) Combinaisons données par le RPA99 version 2003

- G+Q±E
- 0.8G±E

Avec:

G: charges permanentes.

Q: charges d'exploitation.

E: charges sismiques.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES:

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires). **[1] and [2]** .

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

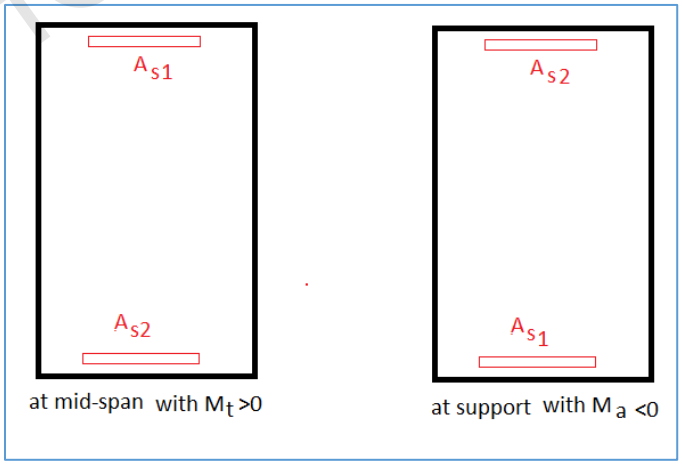


Figure V. 1. *As1 et As2 selon le calcul.*

Hamido Abd

Table V. 1 *La section calculée et la section choisie d'armatures des poutres.*

Elément	(bxh)	$M(kN.m)$	*Combinaison*	A_{S1} (cm^2)	$A_{S1\ choisie}$ (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	$A_{min}CBA$ (cm^2)	$A_{S2\ choisie}$ (cm^2)
Poutres principales 1	30x60	Mt=125.28	$G+Q+E_y$	0	3HA16 = 6.03	5.65	1.80	3HA16 = 6.03
		Ma=-245.90	$G+Q-E_y$	0	3HA16 = 6.03	11.52	1.80	$3HA16 + 3_{CH}HA16$ = 12.06
Poutres principales 2	30x45	Mt=78.33	1.35G+1.5Q	0	3HA14 = 4.62	5.60	1.35	$3HA14 + 1_{CH}HA14 = 6.16$
		Ma=-109.62	$G+Q-E_y$	0	3HA14 = 4.62	6.85	1.35	$3HA14 + 2_{CH}HA14 = 7.70$
Poutres principales 1	30x50	Mt=155.62	1.35G+1.5Q	0	3HA16 = 6.03	10.34	1.50	$3HA16 + 3_{CH}HA16 = 12.06$
		Ma=-232.08	$G+Q-E_x$	0	3HA16 = 6.03	13.62	1.50	$3HA16 + 4_{CH}HA16 = 14.07$
Poutres principales 2	30x35	42.92	$G+Q+E_x$	0	3HA14 = 4.62	3.43	1.05	3HA14 = 4.62
		-47.40	$G+Q-E_y$	0	3HA14 = 4.62	3.81	1.05	3HA14 = 4.62
Poutres secondaires courtes 2	30x35	/	/	/	3HA14 = 4.62	/	1.05	3HA14 = 4.62
		101.39	$G+Q+E_y$	0	3HA14 = 4.62	8.63	1.05	$3HA14 + 2_{CH}HA16 = 8.64$

Section minimale

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $(RPA99\ v2003\ Art.7.5.2.1)$.

$Section\ tendue: A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $(CBA93\ Art\ B.6.4)$.

Table V. 2 *Vérification de section d'armatures.*

Elément	$A_{total}(cm^2)$	$A_{min}RPA(cm^2)$	*Vérification*
Poutres principales 1	30.15	8.25	Oui
Poutres principales 2	23.10	6.75	Oui
Poutres secondaires 1	38.19	7.50	Oui
Poutres secondaires 2	18.48	5.25	Oui
Poutres secondaires courtes 2	22.50	5.25	Oui

Hamido Abd

V.2.1.1 Vérification des contraintes des poutres à l'ELS: [1]

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Table V. 3 *Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.*

Elément	Sollicitation à l'ELS		Type de fissuration	Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$		σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales 1	82.64	-150.54	peu nuisible	5.47	/	/	7.95	/	/	15	400	Oui
Poutres principales 2	56.35	-60.54	Préjudiciable	6.24	201.63	74.09	5.32	176.12	64.73	15	201.63	Oui
Poutres secondaires 1	113.55	-129.39	peu nuisible	8.09	/	/	8.81	/	/	15	400	Oui
Poutres secondaires 2	31.05	-34.23	Préjudiciable	5.71	201.63	61.67	6.29	201.63	67.89	15	201.63	Oui

V.2.1.2 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU: [1]

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Table V. 4 *Vérification des contraintes de cisaillement.*

Elément	Section	$V_{max}(kN)$	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales 1	30x60	-164.00	$1.35G + 1.5Q$	0.81	3.33	Oui
Poutres principales 2	30x45	134.53	$1.35G + 1.5Q$	1.05	3.33	Oui
Poutres secondaires 1	30x50	165.45	$G + Q - E_x$	1.16	4.35	Oui
Poutres secondaires 2	30x35	96.07	$G + Q + E_x$	0.98	4.35	Oui

Hamida Abd

V.2.2. Ferraillage transversal des poutres: [1]

Table V. 5 *La section d'armatures transversales.*

Elément	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}\ (cm^2)$
		$S(ZN)(cm)$	$S'(ZC)\ (cm)$	
Poutres principales 1	0.95	10	15	$3HA8 = 1.51$
Poutres principales 2	1.05	10	15	$3HA8 = 1.51$
Poutres secondaires 1	1.16	10	15	$3HA8 = 1.51$
Poutres secondaires 2	0.98	10	15	$3HA8 = 1.51$

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées, voir (**annexe 2**).

V.2.3. Vérification de la flèche: [1]

La vérification de la déformation n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées :

Table V. 6 *Vérification de la flèche des poutres.*

	1st Condition			2nd Condition		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres principales 1	0.06	0.08	Non	/	/	/
Poutres principales 2	0.07	0.08	Non	/	/	/
Poutres secondaires 1	0.06	0.08	Non	/	/	/
Poutres secondaires 2	0.09	0.08	Oui	0.004	0.01	Oui

Puisque les conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Table V. 7 *Vérification de la flèche des poutres.*

Elément	***L(m)***	$M_{tser}(KN.m)$	$f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$f \leq \bar{f}$
Poutres principales 1	*9.7*	82.69	*6.80*	*14.70*	*Oui*
Poutres principales 2	*6.4*	56.93	*9.00*	*11.40*	*Oui*
Poutres secondaires 1	*8.3*	113.54	*10.80*	*13.30*	*Oui*

Hamida Abd

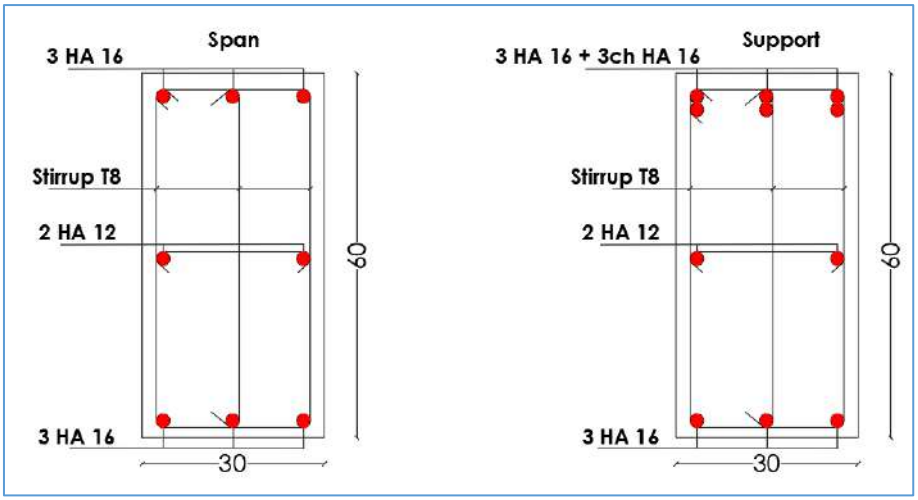


Figure V. 2 *Dessin de ferraillage des poutres principales 01.*

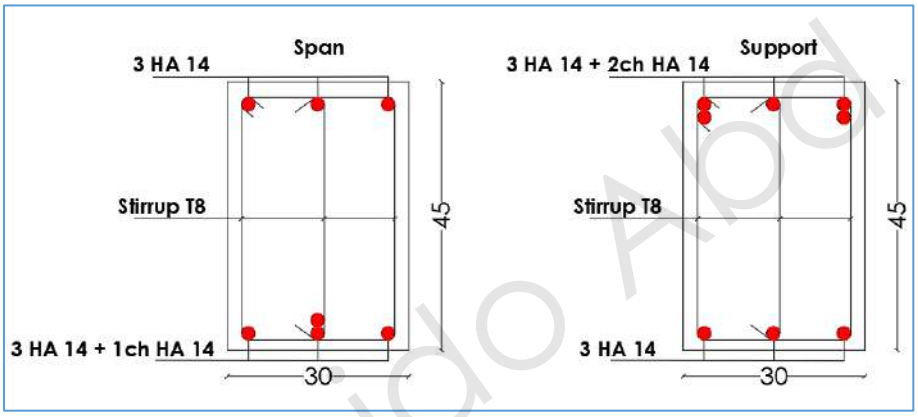


Figure V. 3 *Dessin de ferraillage des poutres principales 02.*

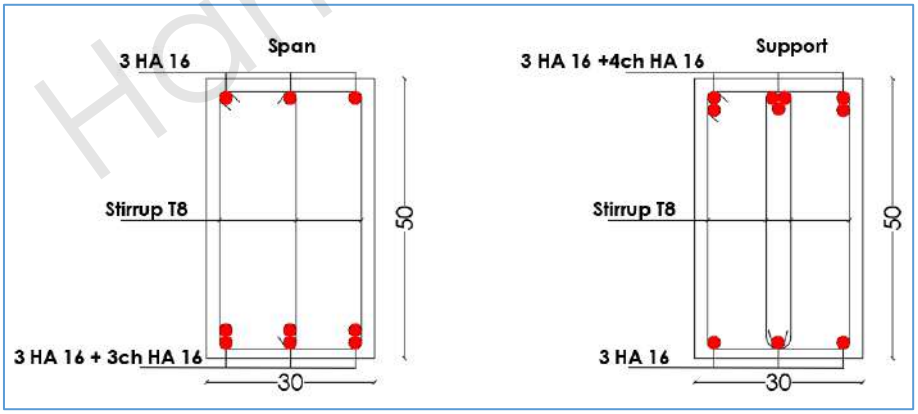


Figure V. 4 *Dessin de ferraillage des poutres secondaire 01.*

Hamido Abd

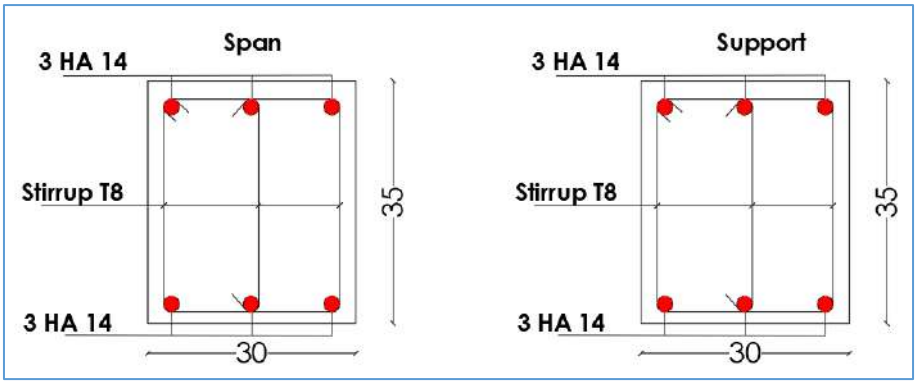


Figure V. 5 *Dessin de ferraillage des poutres secondaire 02.*

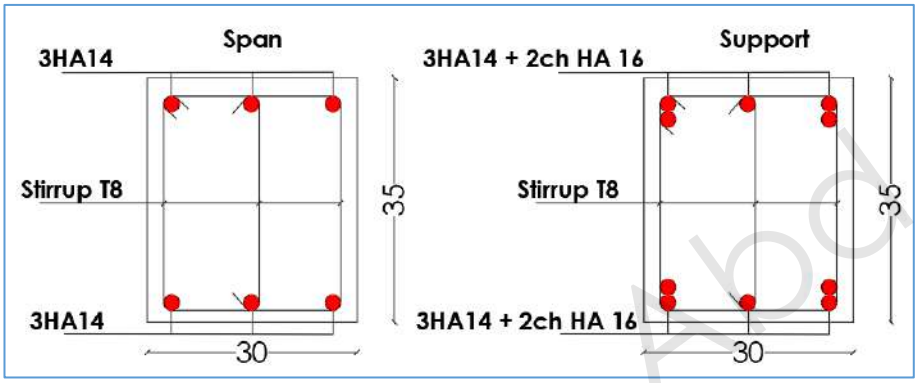


Figure V. 6 *Dessin de ferraillage des poutres secondaire courte 02.*

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX:

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée(N, M_x, M_y).

V.3.1. Armatures longitudinales :

Recommandation Selon le **CBA93** et **RPA v2003 Art.7.4.2.1**, Voir **annexe 4**.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans le tableau suivant:

Remarque :

Les contraintes sont calculées avec la combinaison 1.35G + 1.5Q car les charges horizontales ne sont reprises que par le voile de contreventement. Et aussi, voici tout le résultat je l'ai trouvé inférieur au minimum de **CBA** j'ai pris le minimum de CBA directement.

Table V. 8 *La section d'armatures des poteaux.*

Etage	Section	Sollicitations						$A_{min}CBA$ (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
Gr.	70x40	N_{max}	1910.69	$M_{x\,corr}$	3.86	$M_{y\,corr}$	24.54	8.80	25.20	14HA16 = 28.15
		N_{min}	985.60	$M_{x\,corr}$	20.93	$M_{y\,corr}$	-5.06	8.80		

Hamido Abd

		M_{max}	-51.55	N_{corr}	1872.77	M_{corr}	8.47	8.80		
Gr.	30x60 60x30	N_{max}	1077.33	$M_{x\,corr}$	-0.05	$M_{y\,corr}$	-11.26	7.20	16.20	6HA14+4HA16 = 17.28
		N_{min}	332.91	$M_{x\,corr}$	3.16	$M_{y\,corr}$	0.43	7.20		
		M_{max}	32.92	N_{corr}	1044.94	M_{corr}	0.05	7.20		
1	70x40	N_{max}	1587.07	$M_{x\,corr}$	14.98	$M_{y\,corr}$	79.14	8.80	25.20	14HA16 = 28.15
		N_{min}	799.84	$M_{x\,corr}$	36.80	$M_{y\,corr}$	-10.12	8.80		
		M_{max}	-82.27	N_{corr}	1557.41	M_{corr}	-17.57	8.80		
1	30x60 60x30	N_{max}	917.20	$M_{x\,corr}$	-0.17	$M_{y\,corr}$	-34.50	7.20	16.20	6HA14+4HA16 = 17.28
		N_{min}	288.04	$M_{x\,corr}$	7.94	$M_{y\,corr}$	1.48	7.20		
		M_{max}	-56.94	N_{corr}	834.97	M_{corr}	0.05	7.20		
2	60x30	N_{max}	1275.25	$M_{x\,corr}$	11.94	$M_{y\,corr}$	35.02	7.20	16.20	6HA14+4HA16 = 17.28
		N_{min}	632.44	$M_{x\,corr}$	30.09	$M_{y\,corr}$	-6.69	7.20		
		M_{max}	-38.48	N_{corr}	1256.19	M_{corr}	-14.26	7.20		
2	30x50 50x30	N_{max}	760.72	$M_{x\,corr}$	-0.21	$M_{y\,corr}$	-22.16	6.40	13.50	6HA14+4HA12 = 13.76
		N_{min}	233.39	$M_{x\,corr}$	6.79	$M_{y\,corr}$	2.06	6.40		
		M_{max}	-45.47	N_{corr}	669.04	M_{corr}	0.01	6.40		
3	60x30	N_{max}	993.81	$M_{x\,corr}$	18.40	$M_{y\,corr}$	42.04	7.20	16.20	6HA14+4HA16 = 17.28
		N_{min}	482.80	$M_{x\,corr}$	43.13	$M_{y\,corr}$	-8.76	7.20		
		M_{max}	43.13	N_{corr}	482.80	M_{corr}	-8.76	7.20		
3	30x50 50x30	N_{max}	604.88	$M_{x\,corr}$	-0.24	$M_{y\,corr}$	-27.68	6.40	13.50	6HA14+4HA12 = 13.76
		N_{min}	176.99	$M_{x\,corr}$	8.83	$M_{y\,corr}$	2.79	6.40		
		M_{max}	-58.89	N_{corr}	503.18	M_{corr}	-0.05	6.40		
4	50x30	N_{max}	726.22	$M_{x\,corr}$	14.83	$M_{y\,corr}$	35.48	6.40	13.50	6HA14+4HA12 = 13.76
		N_{min}	347.722	$M_{x\,corr}$	34.95	$M_{y\,corr}$	-8.66	6.40		
		M_{max}	-35.81	N_{corr}	710.33	M_{corr}	-16.42	6.40		
4	30x40 40x30	N_{max}	447.32	$M_{x\,corr}$	-0.21	$M_{y\,corr}$	-17.83	5.60	10.80	10HA12 = 11.31
		N_{min}	122.56	$M_{x\,corr}$	5.59	$M_{y\,corr}$	2.68	5.60		
		M_{max}	-39.31	N_{corr}	362.44	M_{corr}	-0.09	5.60		
5	50x30	N_{max}	473.81	$M_{x\,corr}$	18.04	$M_{y\,corr}$	35.93	6.40	13.50	

Hamida Abd

		N_{min}	222.19	$M_{x\,corr}$	39.60	$M_{y\,corr}$	-9.08	6.40		6HA14+4HA12 = 13.76
		M_{max}	39.60	N_{corr}	222.93	M_{corr}	-9.08	6.40		
5	30x40 40x30	N_{max}	288.12	$M_{x\,corr}$	-0.22	$M_{y\,corr}$	-20.75	5.60	10.80	10HA12 = 11.31
		N_{min}	73.26	$M_{x\,corr}$	5.62	$M_{y\,corr}$	2.71	5.60		
		M_{max}	-43.43	N_{corr}	226.96	M_{corr}	-0.13	5.60		
6	50x30	N_{max}	231.47	$M_{x\,corr}$	21.41	$M_{y\,corr}$	36.92	6.40	13.50	6HA14+4HA12 = 13.76
		N_{min}	106.66	$M_{x\,corr}$	51.23	$M_{y\,corr}$	-12.39	6.40		
		M_{max}	51.23	N_{corr}	106.66	M_{corr}	-12.39	6.40		
6	30x40 40x30	N_{max}	161.28	$M_{x\,corr}$	-0.29	$M_{y\,corr}$	19.91	5.60	10.80	10HA12 = 11.31
		N_{min}	23.50	$M_{x\,corr}$	6.72	$M_{y\,corr}$	3.66	5.60		
		M_{max}	-51.08	N_{corr}	106.79	M_{corr}	-0.24	8.20>5.60		

V.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS : [1]

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_s} = 201.63MPa$

Table V. 9 *Vérification des contraintes à l'ELS.*

Etage	Section	Sollicitations			Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
		N	M_x	M_y							
Gr. 1st	70x40	1394.00	2.80	17.91	peu nuisible	5.27	/	/	15	400	Vérifié
		583.78	26.69	-7.37	peu nuisible	2.82	/	/	15	400	Vérifié
		1135.87	-12.77	-60.04	peu nuisible	6.55	/	/	15	400	Vérifié
Gr 1st ,2nd 3ed	30x60 60x30	930.25	8.68	25.56	peu nuisible	7.48	/	/	15	400	Vérifié
		211.16	5.80	1.08	Préjudiciable	1.42	/	20.00	15	201.63	Vérifié
		610.59	0.04	-41.52	peu nuisible	7.52	/	/	15	400	Vérifié
2nd , 3ed 4th , 5th 6th	30x50 50x30	556.35	-0.15	-16.16	peu nuisible	5.23	/	/	15	400	Vérifié
		77.63	37.96	-9.02	peu nuisible	6.65	/	/	15	400	Vérifié
		367.82	-0.04	-42.93	peu nuisible	9.12	/	/	15	400	Vérifié
4th , 5th 6th	30x40 40x30	326.94	-0.16	2.66	peu nuisible	2.82	/	/	15	400	Vérifié
		17.17	4.91	-0.17	Préjudiciable	0.95	18.25	9.86	15	201.63	Vérifié
		77.64	-0.17	-37.19	peu nuisible	11.10	/	/	15	400	Vérifié

Hamido Abd

V.3.3. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le (CBA 93 and RPA99 v2003 Art.7.4.2.2), même calcul que j'ai fait dans les poutres, Voir **Annex 2**.

Table V. 10 *La section d'armatures transversales des poteaux*

Etage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Gr+1	70x40	Nodale	10	3HA8 = 1.51
		Courante	15	3HA8 = 1.51
Gr+1+2+3	30x60 60x30	Nodale	10	3HA8 = 1.51
		Courante	15	3HA8 = 1.51
2+3+4+5+6	30x50 50x30	Nodale	10	3HA8 = 1.51
		Courante	15	3HA8 = 1.51
4+5+6	30x40 40x30	Nodale	10	3HA8 = 1.51
		Courante	15	3HA8 = 1.51

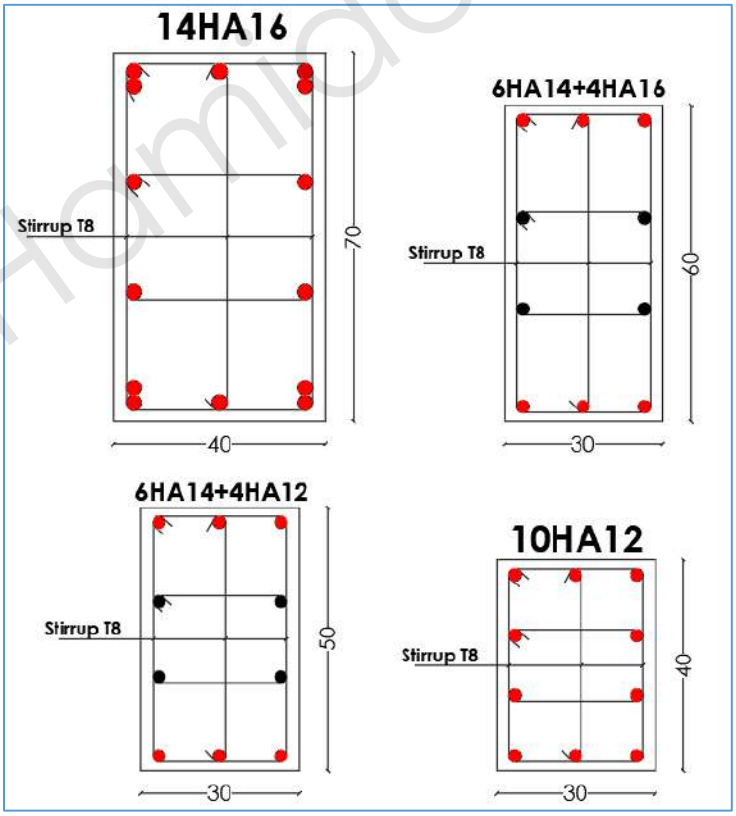


Figure V. 7 *Dessin de ferraillage des Poteaux.*

Hamido Abd

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES:

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple. **[4]**

V.4.1. Ferraillage des trumeaux:

V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales :

Table V. 11. *La section calculée d'armatures verticales des voiles.*

	Section [cm²]	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	T	Type de section	As1 [cm²]	A`s1 [cm²]
X	270x20	G+Q+Edx	2122.34	2131.45	593.67	SPC	-1.56	0
	140x20	G+Q-Edx	710.14	-633.588	-515.50	SPC	-14.20	0
	180x20	G+Q+Edx	1687.53	1093.56	419.58	SPC	-0.79	0
Y	310x20	G+Q-Edy	1955.80	4510.77	-816.43	SPC	2.13	0
	180x20	G+Q-Edy	1250.69	969.14	-434.47	SPC	1.01	0
	540x20	G+Q+Edy	3753.16	12229.83	2015.30	SPC	-78.42	0
	130x20	G+Q-Edy	829.66	540.20	-206.33	SPC	-3.93	0

Voir **Annex 5**

	Section [cm²]	A_{min}(CBA)	$A_{ch}[cm^2]$	$A_{global}[cm^2]$	E(D/2)≤ 15[cm]
X	270x20	5.40	(4HA14)=6.16	(24HA14)=36.95	13.50
	140x20	2.80	(4HA10)=3.14	(24HA10)= 18.85	7.00
	180x20	3.60	(4HA12)= 4.52	(24HA12)=27.14	9.00
Y	310x20	6.20	(6HA12)=6.79	(36HA12)=40.72	10.33
	180x20	3.60	(4HA12)= 4.52	(24HA12)= 27.14	9.00
	540x20	10.80	(8HA14)=12.32	(48HA14)=73.89	13.50
	130x20	2.60	(4HA10)=3.14	(24HA10)=18.85	6.50

Hamida Abd

V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS: [1]

Table V. 12. *Vérification des contraintes à l'ELS.*

Direction	Section [cm²]	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	*Type de fissuration*	$\sigma_b(MPa$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s'(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\overline{\sigma_s}(MPa)$	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
X	270x20	1767.00	51.11	Préjudiciable	3.36	0	50.20	15	201.63	Vérifié
	140x20	1328.94	-95.16	peu nuisible	5.81	/	/	15	400	Vérifié
	180x20	1077.51	50.70	peu nuisible	6.52	/	/	15	400	Vérifié
Y	310x20	1154.94	-17.82	Préjudiciable	2.50	0	31.28	15	201.63	Vérifié
	180x20	962.37	-6.73	Préjudiciable	2.63	0	39.45	15	201.63	Vérifié
	540x20	2959.37	1.04	peu nuisible	2.51	/	/	15	400	Vérifié
	130x20	1183.60	21.84	peu nuisible	6.30	/	/	15	400	Vérifié

Table V. 13. *Vérification des contraintes à l'ELU.* **[1]**

Direction	Section [cm²]	T (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
X	270x20	593.67	1.71	5	Vérifié
	140x20	-515.50	2.86	5	Vérifié
	180x20	419.58	1.81	5	Vérifié
Y	310x20	-816.43	2.05	5	Vérifié
	180x20	-434.47	1.88	5	Vérifié
	540x20	2015.30	2.90	5	Vérifié
	130x20	-206.33	1.23	5	Vérifié

Hamida Abd

V.4.1.3 Armatures horizontales:

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et placés dans le voile pour équilibrer la force de cisaillement. Avec: At = 2. at **[1]**

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante: **[CBA: A.5.1.2.3]** Voir **Annexe 5**

$$s_t \leq \frac{0.9\, A_t\, \frac{F_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3\, F_{t28} K)}$$

Dans le cas de flexion composée:

K= $1+3\frac{N_u}{B\ F_{c28}}$ (compression) , K= $1-10\frac{N_u}{B\ F_{c28}}$ (traction)

Table V. 14. *La section calculée d'armatures horizontal des voiles.*

Direction	Section [cm²]	St CBA (cm)	St RPA (cm)	St_{ch} (cm)	At
X	270x20	70.80	30	20	2HA14
	140x20	13.84	30	10	2HA10
	180x20	49.09	30	20	2HA12
Y	310x20	34.48	30	20	2HA12
	180x20	41.31	30	20	2HA12
	540x20	27.58	30	20	2HA14
	130x20	77.81	30	20	2HA10

Remarque: ici j'ai utilisé le même diamètre des barres verticales pour faciliter l'exécution.

V.4.2. Ferraillage des linteaux:

Sur calculer le $\alpha = w\ h_0$ avec $\Longrightarrow w^2 = \frac{3\times i\times I\times c}{I_0\times m\times a_0^3\times H}$, $m = \frac{2c\times B_1\times B_2}{B_1+B_2}$

Je l'ai trouvé $1 < \alpha < 10$. parce que nous avons une porte qui s'ouvre dans le voile.

Donc, dans ce cas, nous considérons que le linteau fonctionne comme la poutre dans le voile. Comme nous l'avons appris dans notre cours **[4].**

Voir **Annexe 6**

Table V. 15. *Choix de la méthode de calcul.*

Niveau	e(cm)	L (cm)	h(cm)	comb	*V*(KN)	τ_b(MPa)	$0.06F_{c28}$	Cas
6	20	90	100	G+Q+Edx	135.18	1.05	1.5	Premier cas
5	20	90	100	G+Q+Edx	310.51	2.42	1.5	Deuxième cas
4	20	90	100	G+Q+Edx	507.35	3.95	1.5	Deuxième cas
3	20	90	100	G+Q+Edx	695.13	5.41	1.5	Deuxième cas
2	20	90	100	G+Q+Edx	849.93	6.61	1.5	Deuxième cas
1	20	90	100	G+Q+Edx	959.25	7.46	1.5	Deuxième cas
Gr.	20	90	100	G+Q+Edx	879.97	6.84	1.5	Deuxième cas

Hamido Abd

Table V. 16. La section choisie et calculée d'armatures des linteaux.

	$A_{cal}(cm^2)$				$A_{min}(cm^2)$				A_{ch} (cm^2)			
Niveau	A_d	A_l	S_{cal}	S_{ch}	A_d	A_l	A_t	A_p	A_d	$A_l = A'_l$	A_t	A_p
6	/	2.30	43.88	30	/	3	1.5	4	/	2HA14	2HA10	2x[2HA12]
5	5.34	/	26.11	20	3	3	1	4	2x[4AH8]	2HA14	2HA10	2x[2HA12]
4	8.73	/	17.95	15	3	3	0.75	4	2x[4AH10]	2HA14	2HA10	2x[2HA12]
3	11.96	/	13.82	10	3	3	0.5	4	2x[4AH12]	2HA14	2HA10	2x[2HA12]
2	14.63	/	11.62	10	3	3	0.5	4	2x[4AH14]	2HA14	2HA10	2x[2HA12]
1	16.51	/	10.45	10	3	3	0.5	4	2x[6AH16]	2HA14	2HA10	2x[2HA12]
Gr.	15.15	/	11.27	10	3	3	0.5	4	2x[4AH16]	2HA14	2HA10	2x[2HA12]

Hamido Abd

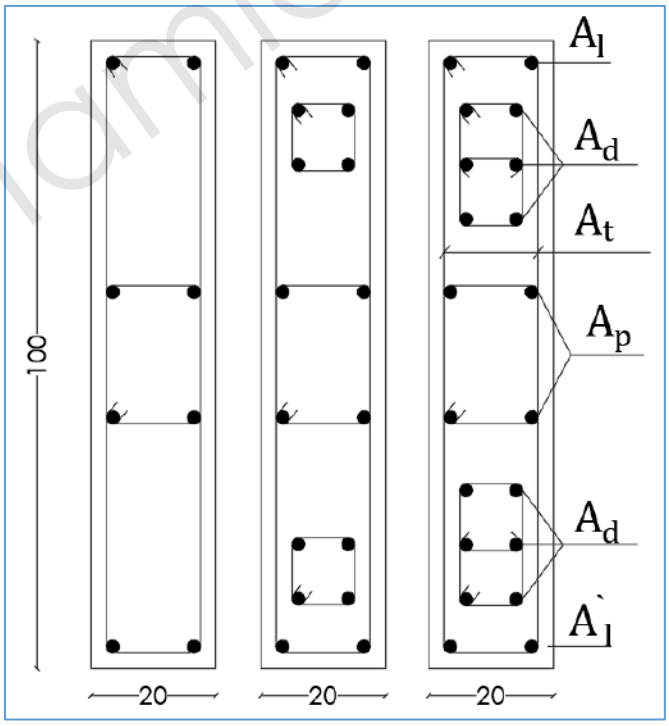
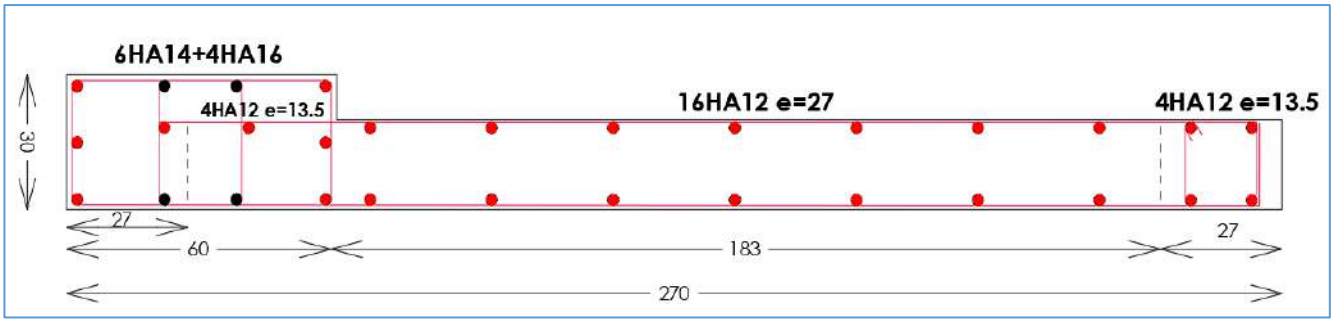
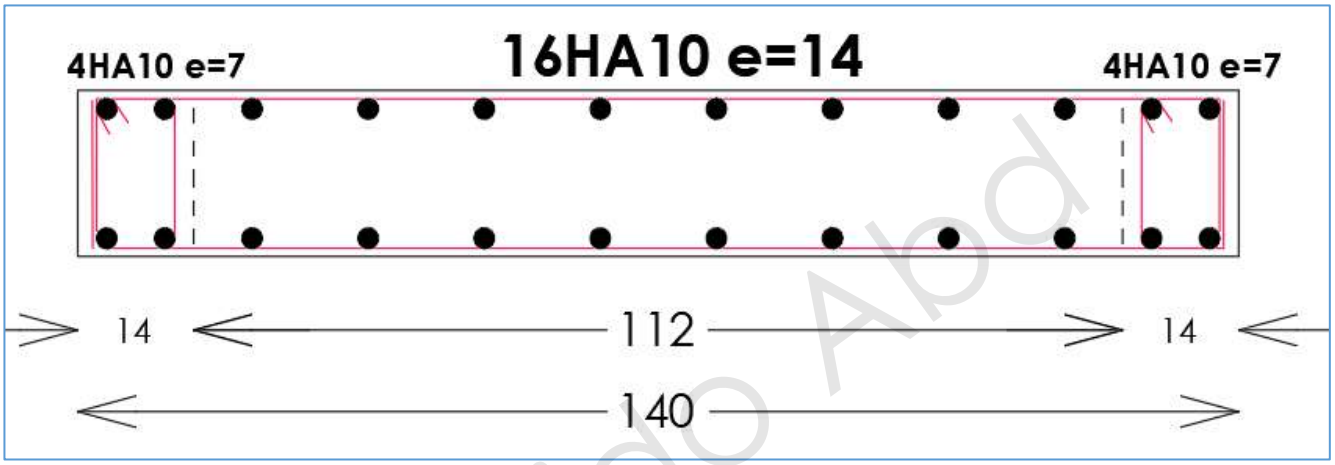
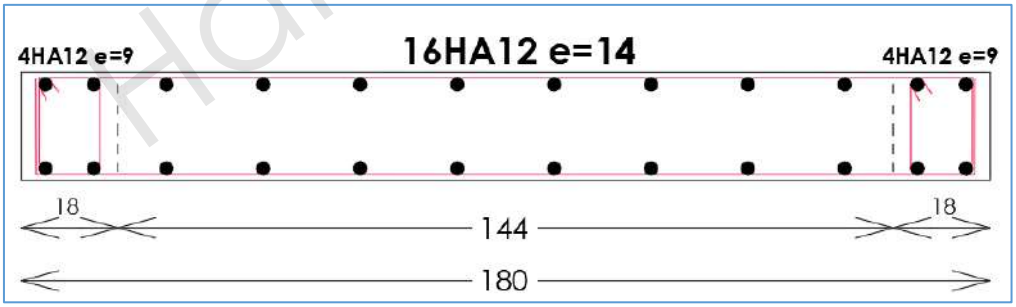


Figure V. 8. Schéma du ferraillage du linteau.(sens longitudinal).

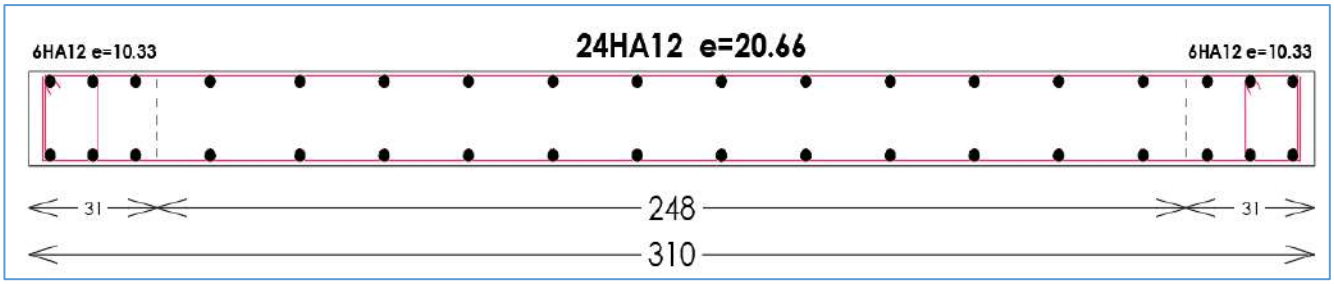


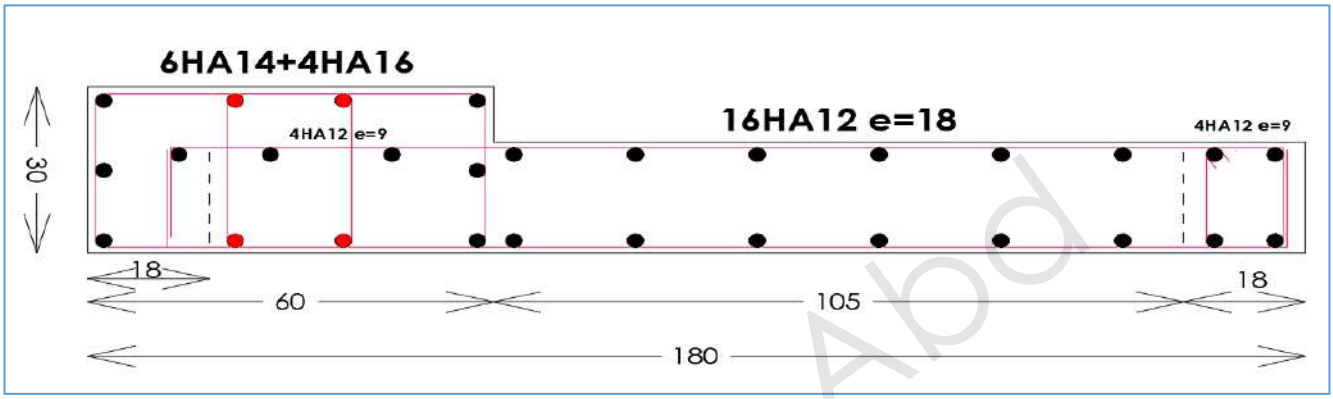


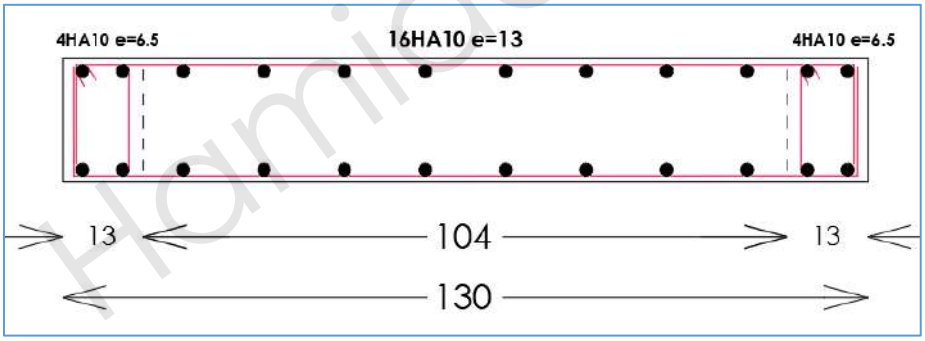


Hamido Abd

Figure V. 9. *Disposition des armatures dans les voiles suivante X.*







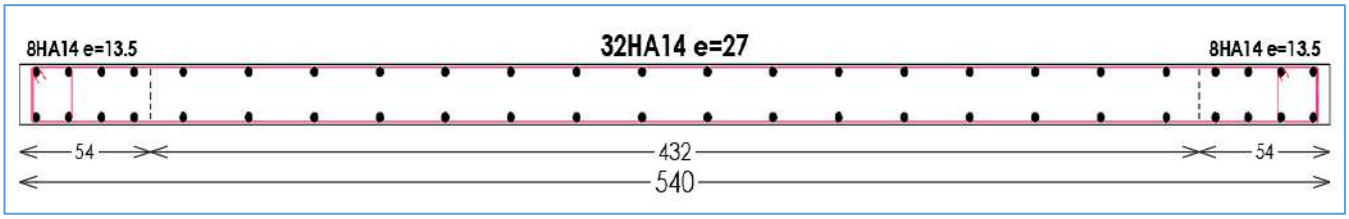


Figure V. 10. *Disposition des armatures dans les voiles suivante Y.*

Hamido Abd

CHAPITRE VI

Calcul des fondations

HamidaAbd

VI.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles:

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. TYPES DE FONDATIONS:

Les fondations peuvent être classées en 3 types:

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3. CARACTÉRISTIQUES DU SOL:

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre « L.H.C.C ». Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a : $\overline{\sigma_{soil}} = 2.50\ bar$.

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol, Les résultats du rapport géotechnique nous exige de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 2.00\ m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_s = 18.00\ kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 25° \quad , \quad C = 0.50\ bar$$

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (TVO + ciment + eau).

Hamido Abd

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS:

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

✓ **Méthode de calcul: (pour semelles isolées et filante)**

a) Pour le prédimensionnement de la semelle, j'ai utilisé la distribution trapézoïdale: (parce que la distribution triangulaire ne correspondait pas à moi. **[4]**

b) Pour le ferraillage, j'ai utilisé la méthode bielle car la méthode du moment ne me correspondait à moi. **[4]**

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau:

J'ai 3 groupes :

$$\overline{\sigma_{soil}} = 2.50bar = 0.25MPa \ , le\ sol\ n'est\ pas\ agressif \quad c = 3cm$$

Table VI. 1. *Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.*

Semelle	$N(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$A(m)$	$e_{0a}(mm)$	$^{A}/_{6}\,(mm)$	Distribution
Semelle 1	1371.90	6.47	-37.33	1.80	27.2	300.07	trapézoïdale
Semelle 2	1051.53	1.90	15.07	1.56	14.33	261.11	trapézoïdale
Semelle 3	771.66	-0.05	17.38	2.51	22.52	418.39	trapézoïdale

Semelle	a(cm)	b(cm)	$A(m)$	$B(m)$	$h(m)$	$A_{ch}(m)$	$B_{ch}(m)$	$h_{ch}(cm)$
Semelle 1	40	70	1.81	3.33	70.5	1.90	3.40	75
Semelle 2	40	70	1.57	2.80	58.00	1.60	2.90	60
Semelle 3	60	30	2.52	1.25	53.00	2.60	1.30	55

Hamido Abd

VI.4.1.1 Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles:

IL doit vérifier : $l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$

Le Figure suivant présenté les interférences entre les bulles de pression (chevauchement) dans la figure suivante :

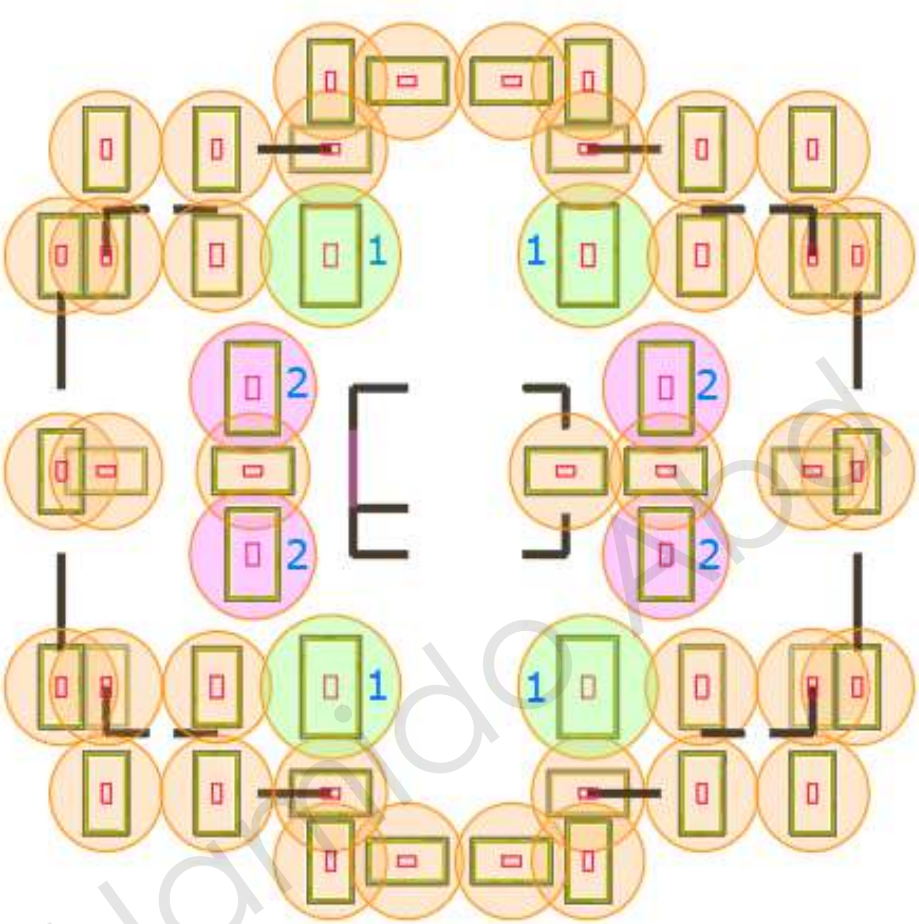


Figure VI. 1. *chevauchement des bulles de pression sous la semelle.*

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant les deux directions, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.4.2. Semelle filante:

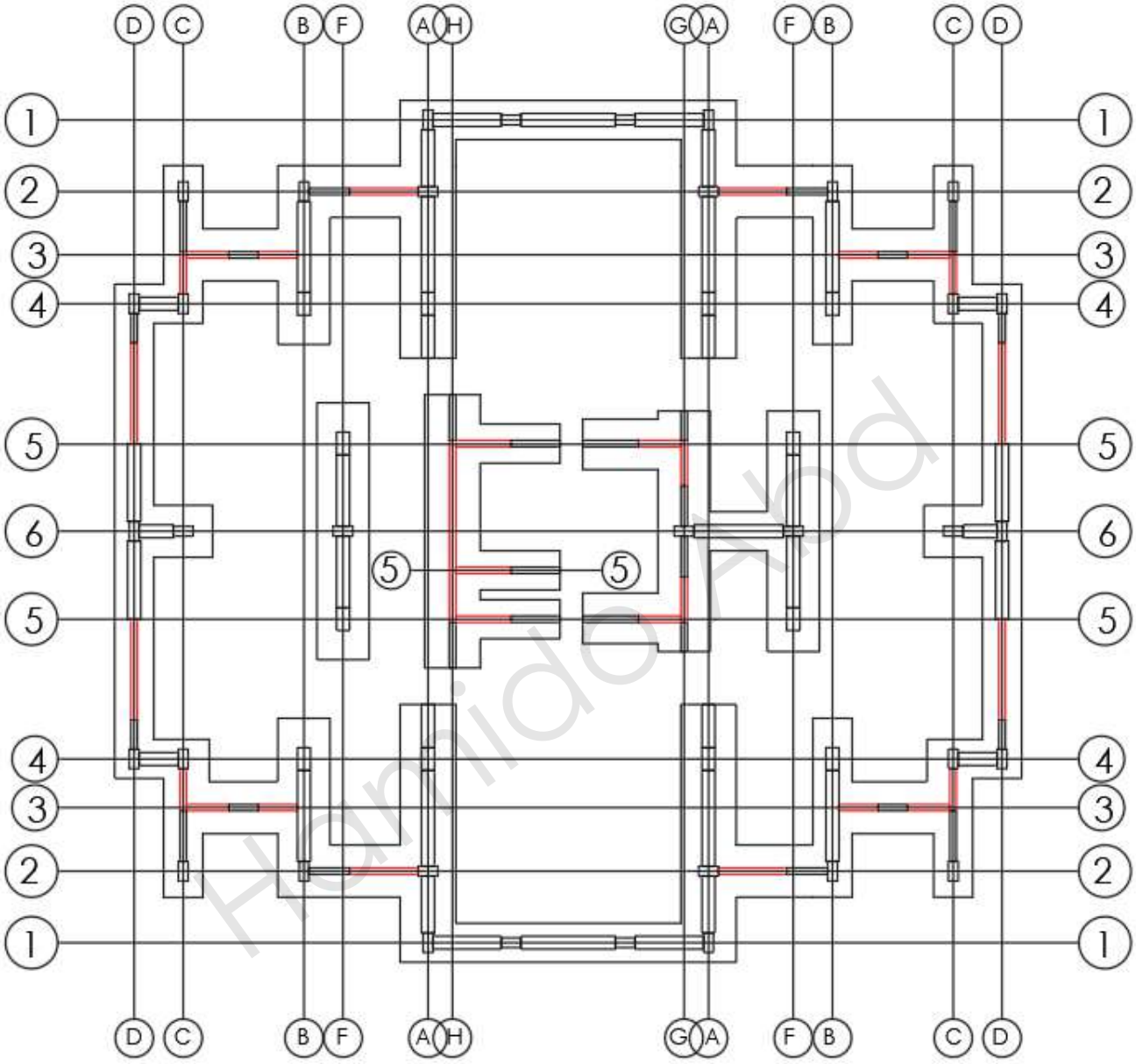


Figure VI. 2. *Semelle filante et poutre de libage.*

- ✓ J'ai deux cas de semelle filante.

1- Semelle filante sous plusieurs poteaux.

2- Semelle filante sous un voile.

1) Semelle filante sous plusieurs poteaux.

Table VI. 2. *Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.*

Semelle		$N_{max}(kN)$	M_{corr}	a(cm)	b(cm)	$A(m)$	$B(m)$	$e_{0a}(mm)$	$A/6\ (mm)$	Distribution	$h(cm)$	$B_{ch}(m)$	$h_{ch}(cm)$
X	SF-1	697.06	23.67	60	30	3.10	0.99	33.96	161.60	Trapézoïdale	22.80	1.20	40.00
	SF-2	446.82	9.04	60	30	2.75	0.71	20.23	115.34	Trapézoïdale	32.80	1.60	40.00
	SF-4	350.43	0.35	30	60	1.35	1.04	1.00	173.82	Trapézoïdale	22.80	1.20	40.00
	SF-6	759.17	0.02	60	30	2.00	1.52	0.03	253.70	Trapézoïdale	32.80	1.60	40.00
	SF-6'	771.66	0.05	60	30	2.475	1.25	0.06	208.40	Trapézoïdale	32.80	1.60	40.00
Y	SF-A	1371.90	37.33	40	70	3.50	1.65	27.21	271.04	Trapézoïdale	32.80	1.70	40.00
	SF-B	753.02	1.93	40	70	3.00	1.01	2.56	168.61	Trapézoïdale	20.30	1.20	40.00
	SF-C	350.43	0.35	30	60	2.325	0.61	1.00	101.07	Trapézoïdale	22.80	1.20	40.00
	SF-D	424.84	3.29	30	60	5.40	0.26	7.74	55.16	Trapézoïdale	22.80	1.20	40.00
	SF-F	1051.53	15.07	40	70	2.95	1.47	14.33	243.01	Trapézoïdale	30.30	1.60	40.00

2) Semelle filante sous un voile.

Table VI. 3. *Les Sections choisie et calculée des semelles filantes.*

Semelle		$N_{ser}(kN)$	M_{corr}	a(cm)	$B(m)$	$A(m)$	$e_{0a}(mm)$	$A/6\ (mm)$	Distribution	$h(cm)$	$A_{ch}(m)$	$h_{ch}(cm)$
X	sf -2	322.223	0.46	20	1	1.29	1.43	215.83	Trapézoïdale	35.30	1.60	40.00
	sf -3	323.408	0.02	20	1	1.29	0.06	216.17	Trapézoïdale	35.30	1.60	40.00
	sf -5	333.833	1.61	20	1	1.35	4.82	224.72	Trapézoïdale	35.30	1.60	40.00
	sf -5'	248.932	4.78	20	1	1.05	19.20	172.77	Trapézoïdale	25.30	1.20	50.00
Y	sf -C	175.313	5.44	20	1	0.78	31.03	127.51	Trapézoïdale	25.30	1.20	40.00
	sf -D	272.20	1.59	20	1	1.11	5.84	183.87	Trapézoïdale	25.30	1.20	40.00
	sf -G	326.69	1.24	20	1	1.32	3.80	219.60	Trapézoïdale	35.30	1.60	40.00
	sf -H	353.24	0.43	20	1	1.42	1.22	236.49	Trapézoïdale	45.30	1.70	50.00

Hamido Abd

✓ **Vérification de $\sum\sigma_{ser} < \bar{\sigma}_{sol}$**

Remarque: la semelle de couleur jaune est la semelle sous les poteaux et les voile en même temps**.**

Table VI. 4. *Vérification de* $\sum\sigma_{ser} < \bar{\sigma}_{sol}$.

Semelle		L(m)	B(m)	$\sum N_{is}$(Kn)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$\sum\sigma_{ser}$	$\bar{\sigma}_{sol}$	Vérification
X	SF-1	10.30	1.20	1736.47	123.60	272.38	0.173	0.250	Vérifié
	SF-2	5.25	1.60	1688.20	84.00	213.88	0.236	0.250	Vérifié
	sf-3	4.90	1.60	1217.61	78.40	173.63	0.187	0.250	Vérifié
	SF-4	2.70	1.20	309.10	32.40	67.39	0.126	0.250	Vérifié
	sf-5	3.90	1.60	1340.95	62.40	127.76	0.245	0.250	Vérifié
	SF-6	3.00	1.60	983.29	48.00	122.62	0.240	0.250	Vérifié
	sf-5’	4.30	1.20	1113.41	51.60	100.62	0.245	0.250	Vérifié
	SF-6’	4.95	1.60	740.36	79.20	175.03	0.126	0.250	Vérifié
Y	SF-A	7.925	1.70	1778.40	134.73	300.28	0.164	0.250	Vérifié
	SF-B	5.50	1.20	968.20	66.00	156.31	0.180	0.250	Vérifié
	SF-C	4.85	1.20	1133.325	58.20	134.78	0.228	0.250	Vérifié
	sf-G	7.40	1.60	2533.96	118.40	272.38	0.247	0.250	Vérifié
	SF-D	15.20	1.20	2860.20	182.40	354.28	0.186	0.250	Vérifié
	sf-H	8.40	1.70	3021.83	178.50	294.84	0.245	0.250	Vérifié
	SF-F	7.4	1.60	2493.16	118.40	297.18	0.246	0.250	Vérifié

Hamido Abd

VI.4.2.1 Ferraillage de semelle filante :

Je prendrai de chaque semelle filante plus sollicité pour chaque A différent et le généraliserai aux autres :

VI.4.2.1.1 Ferraillage de semelles filante sous plusieurs poteaux:

Table VI. 5. Ferraillage de semelles filante sous plusieurs poteaux.

semelle	B	A	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	e_{0a}	$A/18$	Méthode
SF-A	3.50	1.70	1880.86	51.15	27.20	94.44	Bielle
SF-F	2.95	1.60	1440.53	20.75	14.40	88.89	Bielle
SF-B	3.00	1.20	1013.60	2.27	2.24	66.67	Bielle

semelle	$A_{a.cal}$ (cm^2)	$A_{a.ch}$ (cm^2)	S_{tb} (cm)	$A_{a.dis.cal}$ (cm^2)	$A_{a.dis.ch}$ (cm^2)	$S_{t\,a}$(cm)
SF-A	24.89	23HA12=26.01	15	11.05	10HA12=11.31	15
SF-F	17.24	16HA12=18.10	18	7.24	7HA12=7.92	22
SF-B	7.92	10HA12=11.31	30	2.38	4HA12=4.52	30

VI.4.2.1.2 Ferraillage de semelles filante sous voile:

Table VI. 6. *Ferraillage de semelles filante sous voile.*

footing	B	A	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	e_{0a}	$A/18$	Method
sf-H	1.00	1.70	750.4	0.918	1.22	94.44	Bielle
sf-5	1.00	1.60	1272.4	1.59	1.25	88.89	Bielle
sf-D	1.00	1.20	514.9	3.045	5.91	66.67	Bielle

footing	$A_{a.cal}$ (cm^2)	$A_{a.ch}$ (cm^2)	S_{tb} (cm)	$A_{a.dis.cal}$ (cm^2)	$A_{a.dis.ch}$ (cm^2)	$S_{t\,a}$(cm)
sf-H	8.63	6HA14=9.24	15	3.67	5HA12=5.65	30
sf-5	17.34	9HA16=18.10	10	6.94	7HA12=7.92	22
sf-D	5.08	5HA12=5.65	20	1.52	4HA12=4.52	30

Hamido Abd

VI.4.2.2 Poutre de libage :

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments:

- La semelle continue;
- La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle:

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.L_{max}{}^4}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa) ;

L_{max} : La plus grande travée dans la fille;

K : raideur du sol ;

I : Moment d'inertie de la poutre de libage

h_p : la hauteur de la poutre de libage.

Table VI. 7. *Dimensionnement de la poutre de libage.*

	b(cm)	L_{max}(m)	$h_{p\ cal}$ (cm)	$h_{p\ ch}$(cm)
BS	40	2.95	36.11	80

- J'ai choisi 80 cm à cause de la vérification de la contrainte de cisaillement. Et c'est le plus chargé que l'on puisse après l'avoir généralisé au reste de poutre de libage.

✓ Donc la section de la poutre de libage (40x80) :

Table VI. 8. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Section	L(m)	N_{iu}(KN)	N_{is}(Kn)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{p.libage}$ (KN)
BS(40x80)	7.925	2963.25	2163.87	134.73	300.28	31.70

Hamido Abd

Section (cm^2)	σ_{sol} (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
BS(40x80)	0.250	0.195	453.41	331.93

Table VI. 9. *Détermination des sollicitations de la poutre de libage.*

Section	ELU			ELS	
(cm^2)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
BS(40x80)	-277.75	226.65	676.355	-203.33	165.92

a) Calcul des armatures longitudinales:

Table VI. 10. *Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.*

Poutre de libage		M_u (kN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	$A_{s1\ ch}$ (cm^2)	$A_{s2\ ch}$ (cm^2)	A_{tot}	$A_{min}CPA$	$A_{min}RPA$
							(cm^2)		
BS(40x80)	Travée	226.65	0.00	8.77	4HA14=6.16	4HA14+2ChpHA14=9.24	33.88	3.20	16
	Appuis	-277.75	0.00	10.84	4HA14=6.16	4HA14+4ChpHA14=12.32			

b) Vérification des contraintes à l'ELS :

✓ Pour une fissuration préjudiciable.

Table VI. 11. *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS*

Poutre de libage		M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s, \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$
BS(40x80)	Travée	165.92	5.72	201.63	67.98	15	201.63	Vérifié	Vérifié
	Appuis	-203.33	6.61	201.63	77.69	15	201.63		

c) Vérification du cisaillement de la poutre de libage (CBA 93 Art.5.2.4.2)

Il faut vérifier**:** $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Fissuration préjudiciable}$$

Hamido Abd

d) Armatures transversales.

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (At), ainsi que leurs espacements (St) sont résumées dans les tableaux suivants:

Table VI. 12. *Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.*

Section (cm^2)	T (kN)	τ (MPa)	CBA 93		RPA 99 V2003			S_{cal} (cm)	$S_{t.ch}$		$A_{t.ch}$ (cm^2)
			S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t (cm^2)		S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
40x80	676.355	2.19	40	1.25	14.40	40	1.20	5.07	10	30	4HA8=2.01

e) Armatures de peau selon CBA93 Art.7.3

Puisque la poutre de libage (CBA93) exige des armateurs de peau d'au moins de 3cm2/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.$A_p = 3 \times 1{,}2 = 3{,}6\ cm^2$, donc on adopt4HA12 $= 4.52\ cm^2$.

f) Vérification du poinçonnement: [1] Art A.5.2.4.2

$$Q_u \leq F_{limite} = 0.045\ U_c\ h\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad , \quad U_c = (a + b + 2h) \times 2$$

Table VI. 13. *Vérification au poinçonnement.*

Q_u (kN)	h (cm)	f_{c28} (Mpa)	γ_b	a (cm)	b (cm)	U_c (cm)	F_{limite} (kN)	$Q_u \leq F_{limit}$
1880.86	80	25	1.5	40	70	540	3240	Yes

Remarque: j'ai fait la vérification du poinçonnement après le calcul de la poutre de libage, donc n'est pas nécessaire de faire la vérification avant et il n'est pas nécessaire de faire l'autre vérification!

Hamido Abd

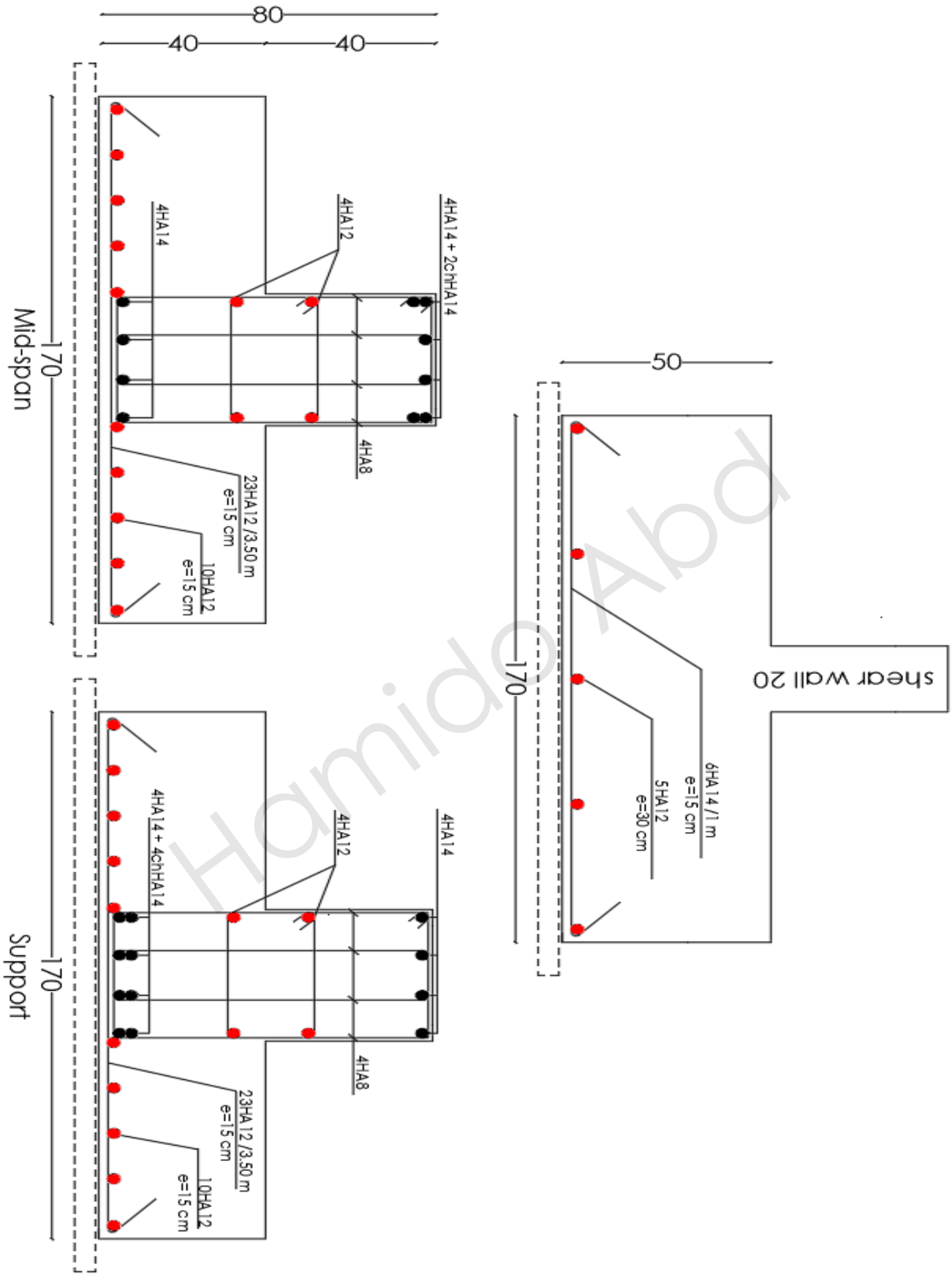


Figure VI. 3. *Ferraillage des semelles filante -A=1.7 m.*

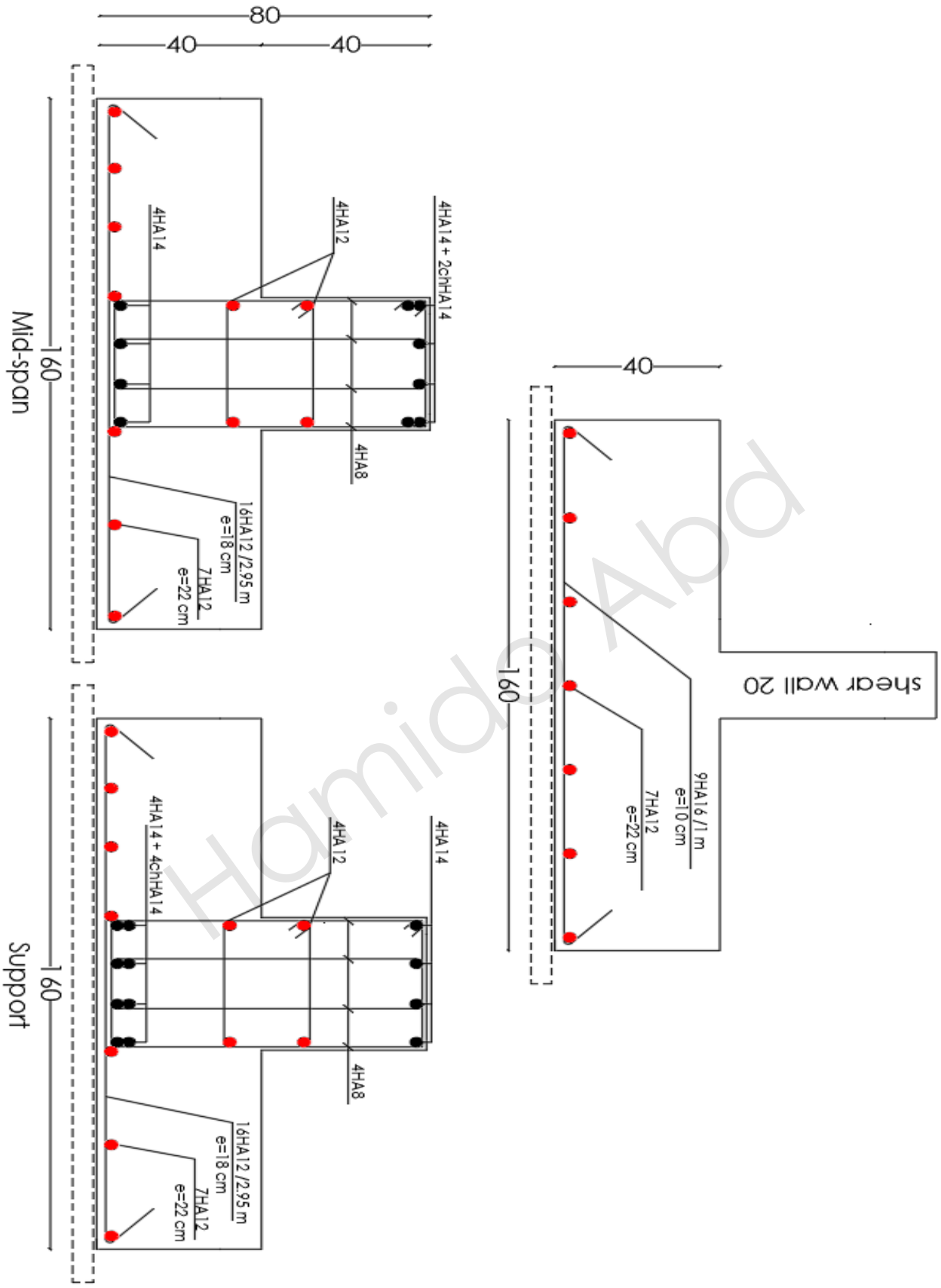


Figure VI. 4. *Ferraillage des semelles filante -A=1.6 m.*

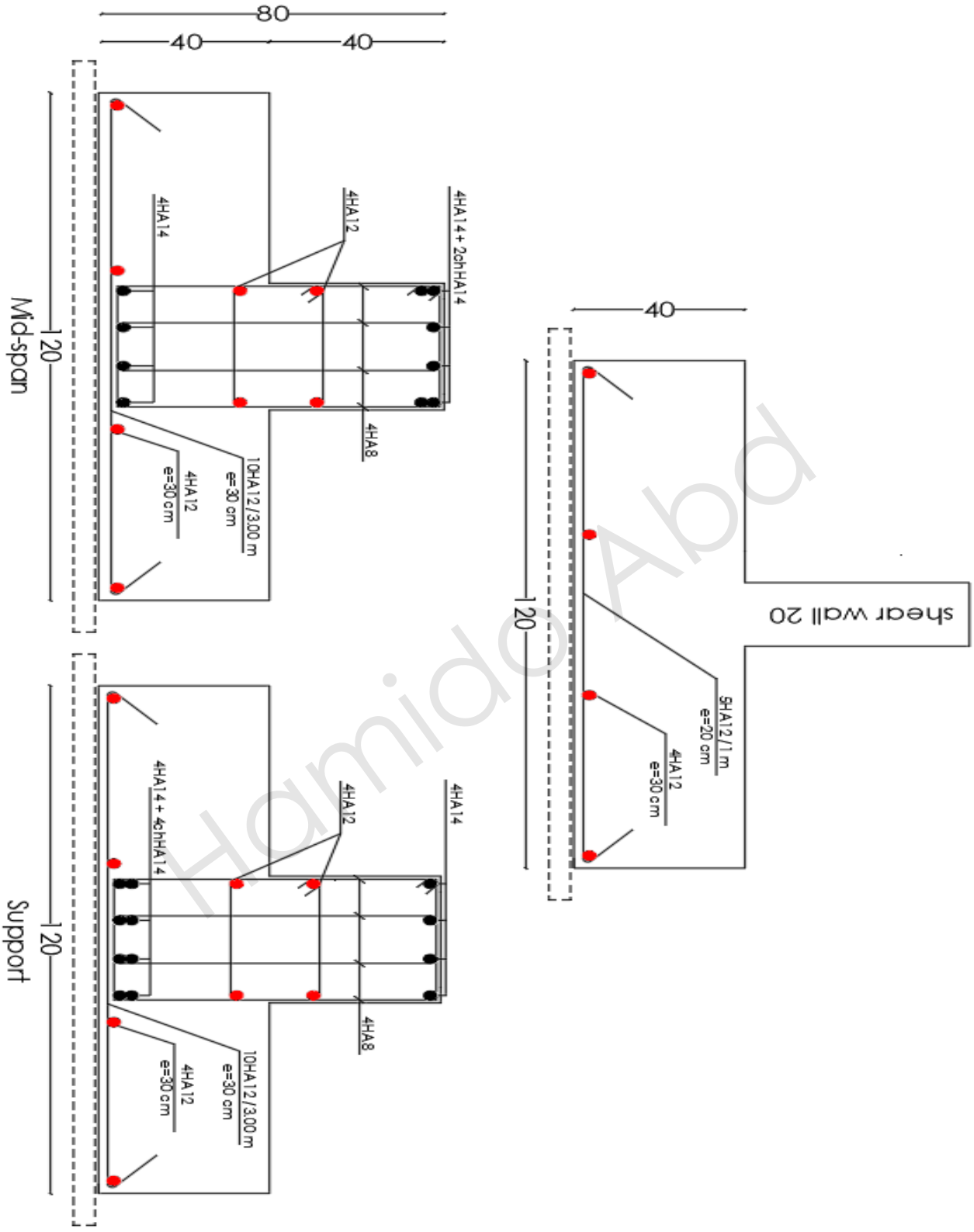


Figure VI. 5. *Ferraillage des semelles filante -A=1.2m.*

VI.5. LES LONGRINES:

Ferraillage des longrines selon RPA99 Version 2003 Art.10.1.1

- ✓ Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- ✓ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont: Site S3: 25cm × 30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à: $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ kN$ Avec :

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

La section choisie: 30×30 cm^2, $\alpha = 10$ $(Zone\ III, S3)$. **RPA2003 Art.10.1.1.b**

Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivants:

Table VI. 14. *Ferraillage longitudinal des longrines.*

Section(cm^2)	N_u (kN)	F (kN)	A_{cal} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérification
30 × 30	1880.86	188.09	5.41	6HA14=9.24	0.90	5.40	Vérifie

Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3

$$\sigma_s = \frac{N_{ser}}{\alpha . A};\quad \overline{\sigma_s} = min\left\{\frac{2}{3} F_e; 110\sqrt{1{,}6 . F_{tj}}\right\} \ldots\ldots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Table VI. 15. *Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.*

Section(cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	A_{ch} (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×30	1371.90	137.19	9.24	148.47	201.63	Oui

Hamido Abd

- **Calcul des armatures transversales : CBA93 Art.A.5.1.2.1.1**

Table VI. 16. Calcul des armatures transversales des longrines.

ϕ_l (mm)	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	$S_{t.max}$ (cm)	$S_{t.Zn}$ (cm)	$S_{t.Zc}$ (cm)
14	4.66	8	3HA8=1.51	21	15	15

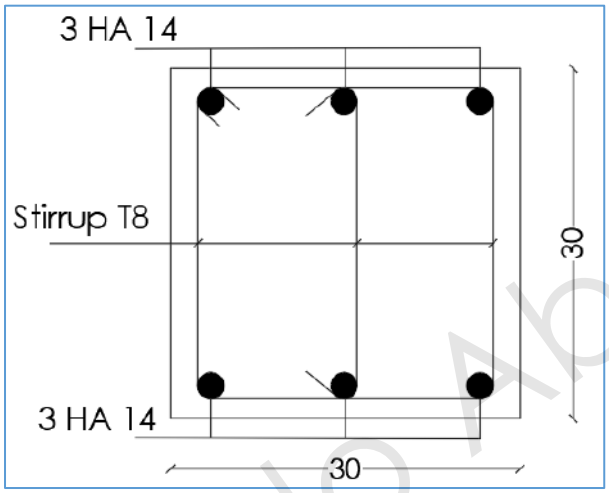


Figure VI. 6. *Ferraillage de la longrine.*

Remarque: pour toutes les poutres de mon projet, j'ai utilisé un étrier simple (épingle) car l'étrier fermé n'est pas utilisé sur le chantier avec le plus de professionnels, c'est pourquoi j'ai utilisé l'étrier simple. Et aussi, la vérification de la contrainte de cisaillement est vérifiée donc pas besoin d'utiliser l'étrier.

Hamido Abd

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

Remarque: Un membre du jury m'a demandé d'ajouter les difficultés de mon projet ici dans la conclusion générale mais à mon avis il n'est pas nécessaire de l'ajouter car tous les problèmes sont résolus.

Hamido Abd

Références bibliographiques

[1] : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.

[2] : Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[3] : Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

[4] : Boukendadkji Course (I mean by that, like we learned in our course, not a reference)

[5] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[6] : Précis de Calcul de Béton Arme « Auteur : H. Renaud.

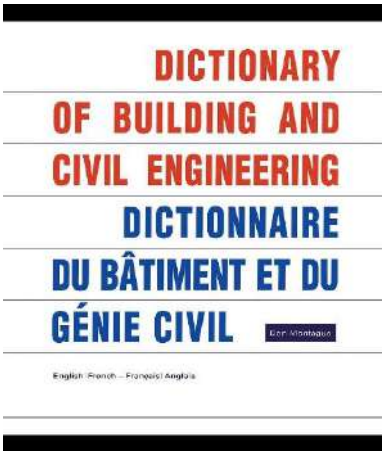
Logiciels

- Sap2000 Ver20.2.0.
- Auto CAD 2020.
- EXPERT BA 2010.

Hamido Abd

Remarque: Et enfin, le livre qui m'a aidé à terminer ce travail en anglais, même si j'ai étudié le génie civil en français**.**

- ✓ Dictionary of Building and Civil Engineering French–English and English–French . (Don Montague)



Annexe 1

Méthode de Caquot : (pour les poutres)

• Exposé de la méthode

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

• portée fictive

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8L \text{ pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

•Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

Où :

$$\gamma = \frac{K_w}{K_e} K_e = \frac{I_e}{l'_e} K_w = \frac{I_w}{l'_w}$$

Donc :$\gamma = \frac{I_w l'_e}{I_e l'_w}$

•Cas particulier

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée ; on a :

• Le coefficient de rigidité

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

• Le moment aux appuis

M_{app}=0,2M_0……Appuis de rives

Hamido Abd

$M_{app} = \frac{q_w l'^3_w + q_e l'^3_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$.....Appuis intermédiaire

• **Le moment en travée**

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi- travée (x **=L/2**) comme moment maximum en travée :

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Annexe 2

Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence . $F_e E40$

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

$$Selon\ le\ RPA2003: \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 * b} & \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] & Zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93: \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e (cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Hamida Abd

Annexe 3

Méthode des lignes de rupture

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle. Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent lignes de rupture.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Hamido Abd

Conventionnellement on désignera :

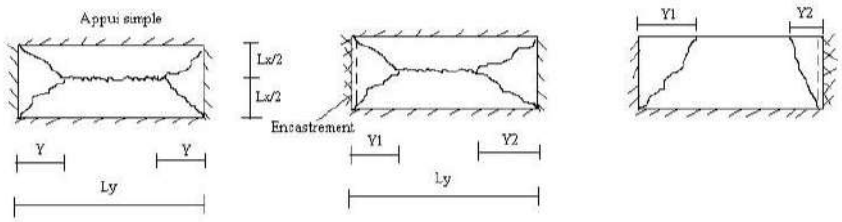
-Un côté libre par un trait sans hachures.

-Un appui simple par une hachure.

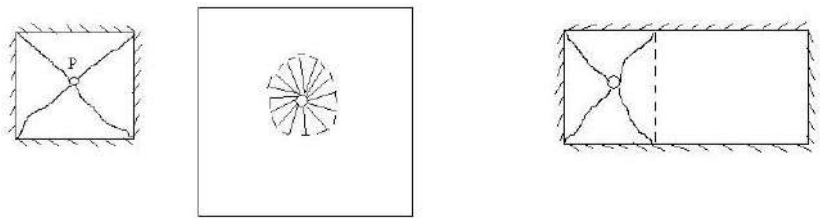
- Un encastrement par une double hachure.

Exemples de fissuration de dalle

a) **Cas des charges réparties**



b) **Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

∑des Travaux Externes - ∑ des Travaux Internes = 0

a) Travail externes

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int} = M.l.\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

Hamido Abd

Annexe 4

Recommandations selon les règlements en Ferraillage des poteaux

Selon le CBA93

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité: } A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le RPA verion2003 Art 7.4.2.1:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \qquad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \qquad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

h_e : la hauteur d'étage.

Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspendant}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspendent}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- $M_{max}\ et\ M_{correspendant}\ et\ N_{correspendent}$

Annexe 5

Les armatures horizontales des voiles

Minimum and maximum section

- **Selon RPA2003 Art 7.7.4.1**

$A_v = 0.2\%\ B_t$: dans la section tendue du voile.

$A_v = 0.15\%\ B$: dans la section globale du voile. .

$A_v = 0.1\%\ B_c$: dans la section courante.

Hamido Abd

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * (\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K))} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

a) Selon le CBA93

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$$

Diamètre d'armatures horizontales.$\emptyset_h$:

Diamètre d'armatures verticales.$\emptyset_v$:

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

b) Selon le RPA2003

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\,; 30cm]$$

Hamido Abd

Annexe 6

Ferraillage des linteaux

$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ Flexion simple

$\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$ Traction / compression

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\boldsymbol{\tau_b \leq 0.06 f_{c28}}$)

On devra disposer

- Des aciers longitudinaux A_l.
- Des aciers transversaux A_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

a) Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

b) Aciers transversaux

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

Linteau long

$$S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 \; ; \; V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec $M_{ci}\ et M_{cj}$moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\boldsymbol{\tau_b \geq 0.06 f_{c28}}$)

Aciers diagonales :

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_Dà disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2 f_e sin\alpha}$$

$$\alpha = Arctg\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal (RPA v2003 Art.7.7.3.3)

a) **Armatures longitudinales**

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \; (b * h)$$

b) **Armatures transversales**

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \; b * s$$
$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \; b * s$$

s : Espacement entre les cadres

c) **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

Hamido Abd

My advices

To other student who going to read my thesis or going to take it as a reference:

1- Use this book “Dictionary of Building and Civil Engineering French–English” for the translation and don’t take my thesis as a perfect copy , I would like from you to make sure of it and to correct the mistakes if I have any .

2- Don’t believe the department if they told you that you have to stock into 100 page, because of that I didn’t put the plans of my project after that the jury judge me about that , so you have to put the plans of the project in the first chapter , so any one can understand your thesis.

3-Always explain your works under the table or the figure or under the results to make it clear to any one who going to read your thesis , that’s what the jury asked me to do .

4- Make sure that Dr. Khelladi (the teacher of the dynamic model) accept your disposition of the shear walls.

5- Don’t calculate the parapet reinforcement by robot expert because it gives the minimum of the BAEL 91 (not the same of minimum of CBA93), calculated by yourself or by another program which gives you the results directly not he minimum of the BAEL 91 .Also the calculation of the compound bending because of the same reason , if you are studying at the Benaissa office I think he has a program so you don’t need to calculated with robot expert .

6- Calculate the shorings of the slab beams like I did in the page 24 , because like I notice a lot of graduated student did it in the wrong way.

7- In the drawing of the reinforcement for the shear walls and the other elements I prefer to mention the axe of the plan to make it clear where is the place of this element in the plan .

8- Don’t forget that you can use a diameter 8 in the foundation reinforcement , also if you studied at Benaissa office make sure of the calculation of foundation because its not quit the same as we learned in the Boukendakdji course, I’m not telling that Mr, Benaissa is wrong, No but it’s not the same I mean by that you have to understand the method like we did in our course to make sure that Pr,boukendakdji will not judging you in your graduation

9- At the end I have some notes in my thesis you can read it , I hope I could benefit you even a little, and don’t forget I’m human so I have mistakes so check after me and I hope you will not fall in my mistakes :D

10- In the last , you have to believe in your self ☺

Hamido Abd

Hamido