



République Algérienne Démocratique Et Populaire.  
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique.

Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou.  
Faculté De Génie De La Construction.  
Département De Génie Civil.

# Mémoire de fin d'études

*EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN GENIE CIVIL.  
Spécialité : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE.*

## **THÈME**

***Étude d'un Bâtiment en voiles (Technique  
de coffrage Table-banche)***



**Etudié par :**

Mlle. REGUIG Melissa

**Soutenu le 04 avril 2021 devant :**

Président: Mr KAHIL Amar  
Examineur: Mr BOUKAIS Said  
Encadrant: Mr KHELIL Nacim  
Co-encadrant: Mr OULD OUALI Mohand

## REMERCIEMENT

*En premier lieu, je tiens à remercier Dieu qui ma donné la volonté et la force d'achever ce travail et je le prie toujours pour qu'il soit à mes cotés.*

*Au terme de mon stage d'initiation professionnelle, je tiens à exprimer mes vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué, de loin ou de près, à la réussite de mon stage. Avant tout développement sur cette expérience professionnelle, il apparaît opportun de commencer ce rapport de stage par des remerciements, à tous mes enseignants qui m'ont préparé théoriquement, je remercie l'ensemble des responsables, les directeurs, les chefs, ingénieurs, des techniciens et des ouvriers pour les conseils qu'ils ont pu me prodiguer au cours de la période de mon stage*

*Je remercie aussi mes encadreur MR KHELLIL ET Mr OULD OUALI, pour l'excellente orientation et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance qu'il m'a accordée*

*J'exprime aussi ma reconnaissance à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire, de présider et examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.*

*Mes vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur civil.*

*Toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.*

## *Dédicace*

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence. Je dédie ce modeste travail : A Ceux que j'aime : *MON CHER PAPA* et *MA CHERE MAMAN* qui ont toujours été présent pour me Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis d'arriver à ce stade d'éducation. Et que ce travail soit l'accomplissement de vos Vœux tant Allégués, et le Fuit de votre Soutien Infaillible,

A mon Grand frère *REDA*, sa femme *DELPHINE* et au petit prince *\*MEHDI\**.

A ma Grande sœur *LILYA* et ma princesse *\*HANIA\**.

A ma sœur *LYNDA*, son mari *SALIM* et à mon petite Ange *\*ANAELLE\**

Un grand merci à mes *ENCADREURS* : Mr *KHELLIL* et Mr *OULD OUALI* qui m'ont fait confiance, m'ont donné la volonté et m'ont appris la confiance en soi même, d'entamer et de déterminer ce mémoire. Mille mercis pour tous vos conseils judicieux durant ce travail.

Au Directeur de projet de l'entreprise *Gürbağ* Mr *ATTILA* qui a cru en mes capacités.

A la Directrice Technique de l'entreprise *Gürbağ* Melle *Tassadit* : qui m'a tant encouragée et aidée.

A mes collègues de l'entreprise.

A Mon enseignant Mr *FETAH* et à tous mes Professeurs du Département de Génie Civil.

A toute ma Grande Famille.

Enfin je remercie mes fidèles amis (es) qui m'ont aidé et ceux qui ont partagé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Merci également et mes excuses à ceux et celles que j'aurais oublié de mentionner.

## Liste des figures

### Chapitre I

**Figure I.1** : Schéma de l'escalier

**Figure I.2** : Schéma des acrotères

**Figure I.3** : Schéma de la cage d'ascenseur

### Chapitre II

**Figure II.1** : Schéma d'un panneau de dalle

**Figure II.2** : Logiciel Etabs

**Figure II.3** : largeur minimum du joint sismique

### Chapitre III

**Figure III.1.1** : schéma de ferrailage de voile

**Figure III.1.2** : schéma de ferrailage des linteaux

**Figure III.1.3**: ferrailage des linteaux

**Figure III.2.1** : schéma représentatif de différents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.

**Figure III.3.1** : coupe verticale

### Chapitre IV

**Figure IV.1** : assemblage des panneaux horizontaux

**Figure IV.2** : Montage de la poutre de levage

**Figure IV.3** : connexion des panneaux verticaux

**Figure IV.4** : fixation des étaielements diagonaux

**Figure IV.5** : Montage des panneaux verticaux et horizontaux

**Figure IV.6** : Montage des roues de béquille et leur support

**Figure IV.7** : Demi tunnel de coffrage

**Figure IV.8** : Détail a et b Montage des rives et abouts

**Figure IV.9** : détail de montage de l'écrou de levage

**Figure IV.10** : Montage des rives et abouts

**Figure IV.11** : Montage des réservations

**Figure IV.12** : préparation du sous-sol

**Figure IV.13** : Installation des pulseurs

**Figure IV.14** : Installation des pulseurs dans l'autre coté

**Figure IV.15** : Installation de la première moitié du tunnel

**Figure IV.16** : Serrage des verrous de plafond

**Figure IV.17** : Installation des réservations

**Figure IV.18** : préparation du coffrage pour le coulage

**Figure IV.19** : coulage du béton

**Figure IV.20** : Installation du matériel du chauffage

**Figure IV.21** : désinstallation des coffrages

**Figure IV.22** : déplacement du coffrage au deuxième coté

**Figure IV.23** : installations des étalements

**Figure IV.24** : préparation avant le collage du béton

**Figure IV.25** : préparation du coffrage

**Figure IV.26** : le séchage du béton

**Figure IV.27** : décoffrage de l'autre seconde moitié de l'étage

**Figure IV.28** : préparation et ferrailage de la 1<sup>ère</sup>  
Moitié du second étage

**Figure IV.29** : installations du coffrage dans le 1<sup>er</sup>  
Moitié du second étage

## **Chapitre V**

**Figure V.1** : composition du béton

**Figure V.2** : les catégories de ciment

**Figure V.3** : la résistance de ciment

En fonction du temps

**Figure V.4** : types de retrait

**Figure V.5** : phénomène de fluage

**Figure V.6** : les granulats

**Figure V.7** : essai de granulométrie

**Figure V.8** : courbe de béton

**Figure V.9** : essai au care d'ABRAMS

**Figure V.10** : essai d'étalement

**Figure V.11** : prélèvement d'échantillon

**Figure V.12** : immersion des éprouvettes dans le bac d'eau

**Figure V.13** : la presse à béton

**Figure V.14** courbe de béton après le chauffage

**Figure V.15** : chauffage GPL et bruleur rayonnant

**Figure V.16** : courbe de résistance de béton sans l'effort

## **Chapitre VI**

**Figure VI.1.1** : courbe schématique du Bloc

**Figure VI.2.2** : détails voile périphérique

**Figure VI.2.3** : coupe A-A du voile périphérique

**Figure VI.2.4** : détail voile périphérique

**Figure VI.2.5** : voile périphérique

## **Liste des tableaux**

### **Chapitre I**

**Tableaux I.1** : caractéristiques géométriques des projets

### **Chapitre II**

**Tableau II.1** : Tableau des périodes fondamentales de la structure

**Tableau II.2** : Tableau de l'effort tranchant par la méthode spectrale

**Tableau II.3** : Tableau des déplacements relatif latéraux d'un étage par rapport aux étages  
Qui lui sont adjacents

**Tableau II.4** : Tableau de l'effort p-delta

### **Chapitre III**

**Tableau III.2.1** : Tableau récapitulatif des moments et des sections d'armatures a l'ELU  
dans les différents planchers sur 2 appuis

**Tableau III.2.2** : Tableau récapitulatif des moments et des sections d'armatures a l'ELS  
dans les différents planchers sur 2 appuis

**Tableau III.2.3** : Tableau récapitulatif des moments et des sections dans les  
différents planchers sur 04 appuis

### **Chapitre V**

**Tableau V.1** : composition de béton dosé  $350 \text{ kg/m}^3$  (voile / plancher )

**Tableau V.2** : composition de béton dosé a  $350 \text{ kg/m}^3$  (radier)

**Tableau V.3** : composition de béton dosé a  $150 \text{ kg/m}^3$

## Chapitre VI

**Tableau VI.1.1 :** Tableau récapitulatif des sollicitations du Sol sur bloc

**Tableau VI.1.2 :** Récapitulatif des moments

**Tableau VI.1.3 :** Récapitulatif des vérifications du Sol sous la dalle de radier y compris les  
Sollicitations des terres

**Tableau VI.1.4 :** Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier

**Tableau VI.2.1 :** Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier

**Tableau VI.2.2 :** Tableau récapitulatif des armatures des panneaux

# ***Sommaire***

<b><i>Introduction générale</i></b> .....	<b>01</b>
<b><i>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</i></b> .....	<b>02</b>
<b><i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</i></b> .....	<b>12</b>
<b><i>Chapitre III : Calcul et Ferrailage des l'élément</i></b> .....	<b>27</b>
<b><i>III.1-Voiles</i></b> .....	<b>27</b>
<b><i>III.2-Plancher</i></b> .....	<b>71</b>
<b><i>III.3-Escalier</i></b> .....	<b>90</b>
<b><i>Chapitre IV : Technique Coffrage Tunnel</i></b> .....	<b>100</b>
<b><i>Chapitre V : Formulation de Béton</i></b> .....	<b>128</b>
<b><i>Chapitre VI : étude de l'infrastructure</i></b> .....	<b>141</b>
<b><i>VI.1- Radier</i></b> .....	<b>141</b>
<b><i>VI.2- Voile Périphérique</i></b> .....	<b>164</b>
<b><i>Conclusion Générale</i></b> .....	<b>169</b>

*Bibliographie*

*Annexe*

## *Introduction Générale*

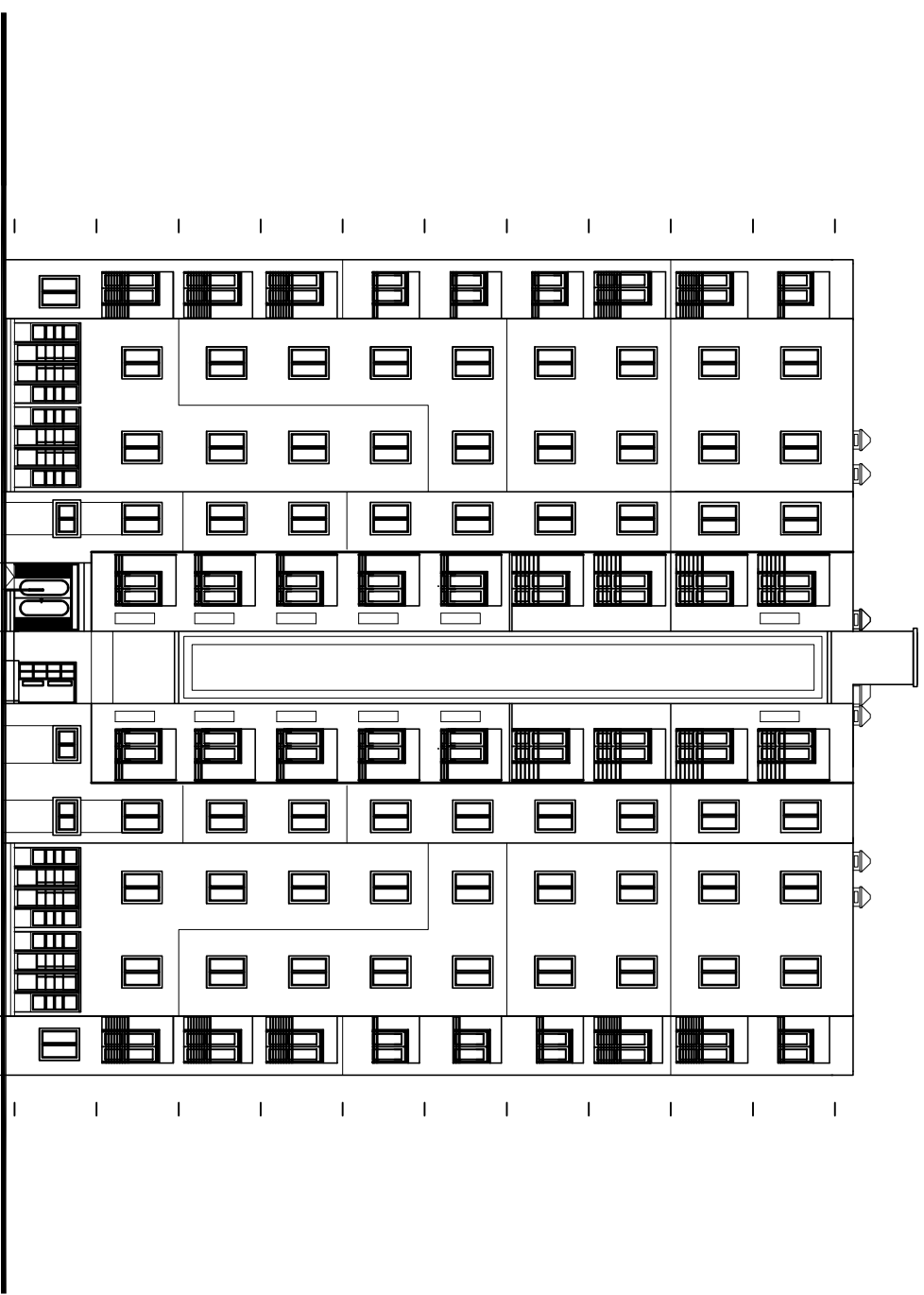
Le Génie civil est un domaine vaste qui évolue très rapidement dans le temps grâce aux nouvelles technologies adoptées, ainsi l'ensemble de plusieurs techniques de construction qu'on a mis en œuvre telle que la technique du coffrage tunnel qui est la plus adoptées aujourd'hui dans nos chantiers et dans la réalisation de plusieurs projets dans les différents pays ( Algérie , Turquie , Irak...)

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...)

Les projets que nous allons présenter par la suite sont des projets de 1000 et 2000 logements qui sont réalisés avec le système de coffrage tunnel, scinde en plusieurs phases et confiés à des différents organismes.

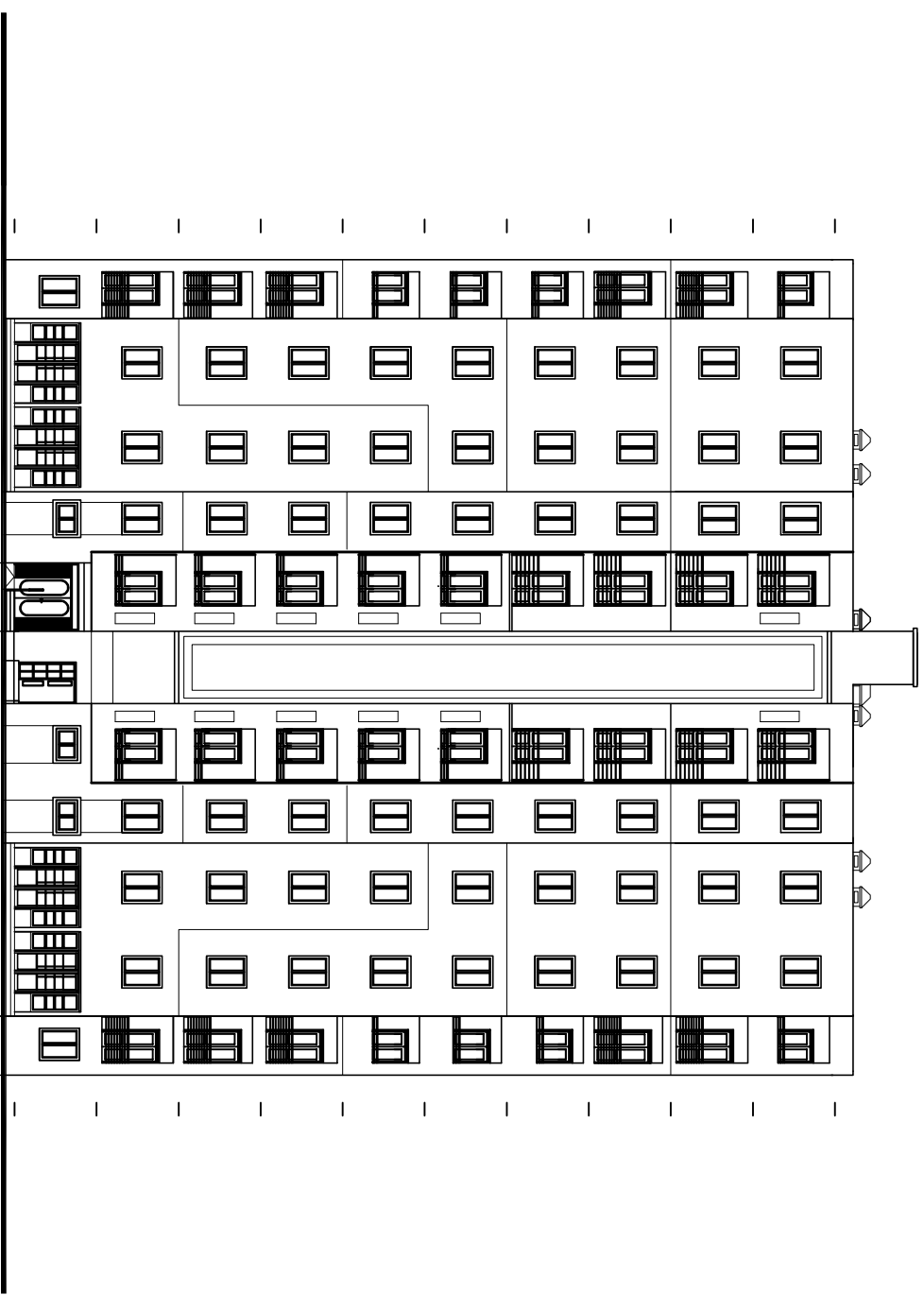
Notre travail s'articule autour de trois parties principales à savoir :

- Dans la première partie, nous présenterons l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au pré-dimensionnement des éléments.
- La deuxième partie nous calculerons le ferrailage des différents éléments, en se basant sur les documents Techniques et les Notes de calculs des deux projets
- La troisième et dernière partie, aura pour objectif la présentation de la méthode de la réalisation avec le Coffrage Tunnel, puis, nous procéderons à la formulation de béton utilisé dans cette construction et enfin nous aborderons l'étude de l'infrastructure.(radier et voile périphérique).



**BARRE R+9 : FACADE POSTERIEURE**

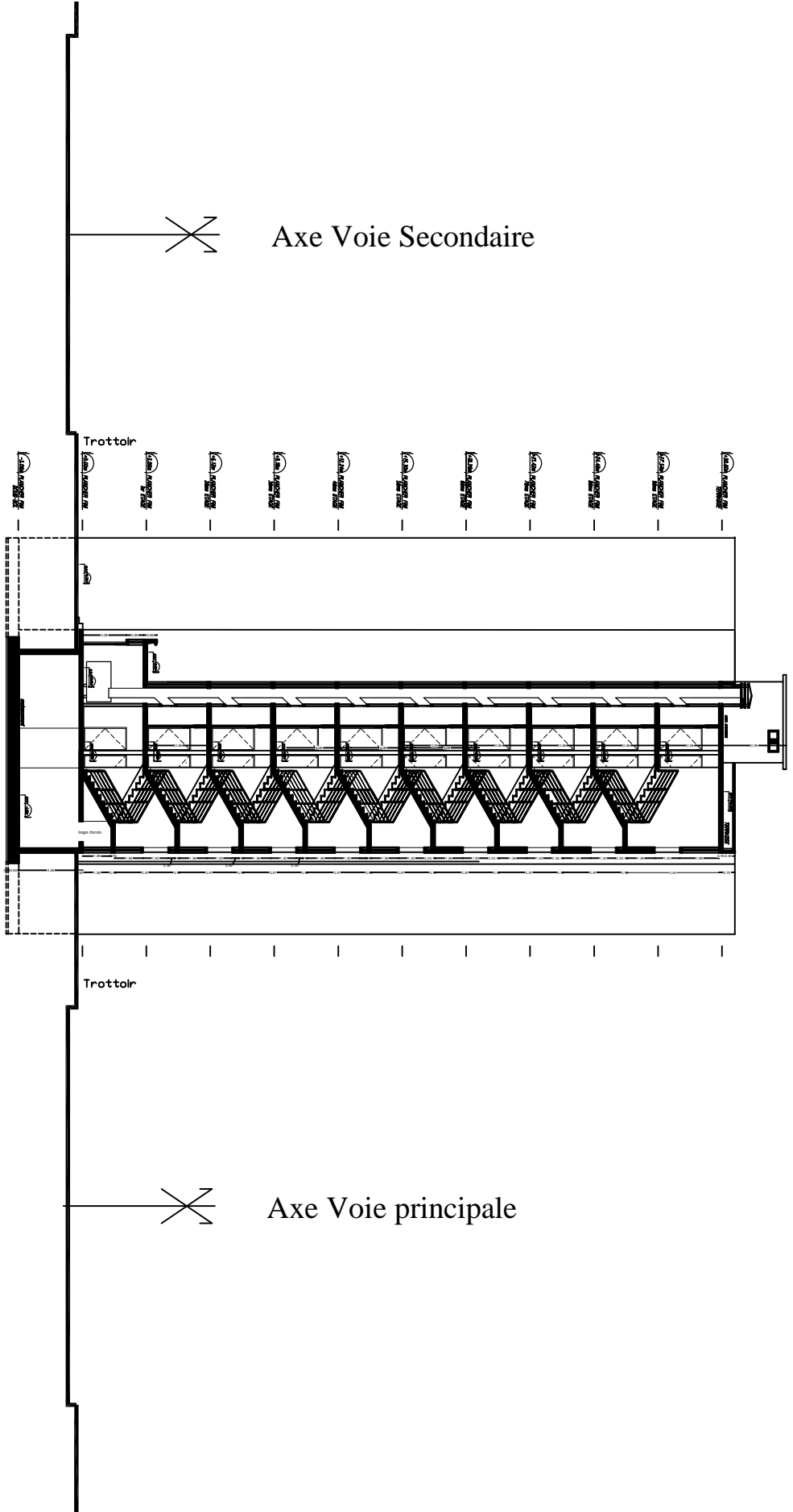
h100 h1

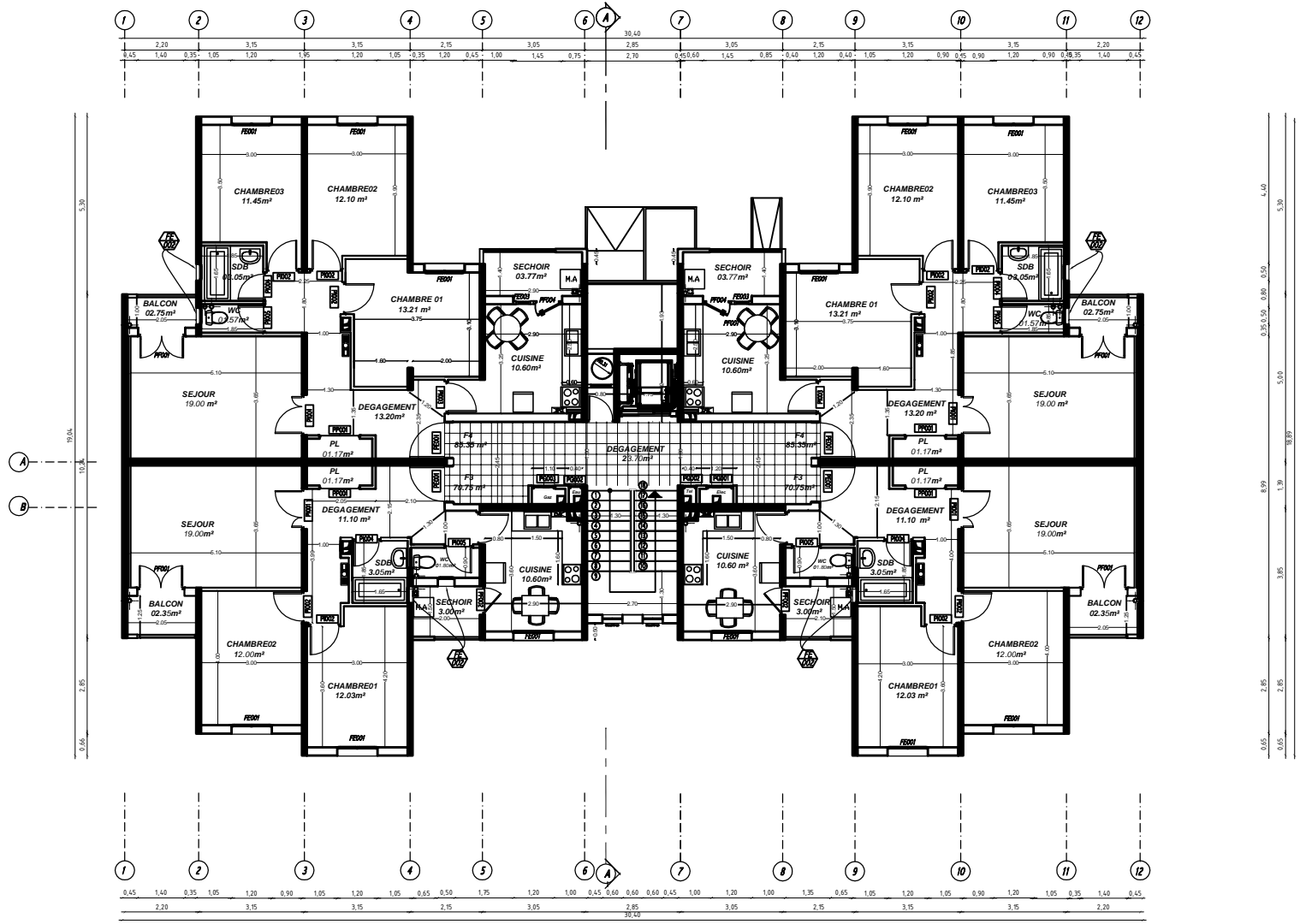


**BARRE R+9 : FACADE POSTERIEURE**

h100 h1

**BARRE R+9 : COUPE AA**





**BARRE R+9 : PLAN ,2,3,4,5 ème ETAGE**

# **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage**

**I-1 Présentation de l'entreprise de réalisation :**

Le groupe GURBAG, est en Turquie, avec sa solide structure financière, est sa forte croissance, l'une des sociétés leaders du marché de la construction.

Depuis 1992, le groupe GURBAG, avec son infrastructure solide, la qualité de la haute qualification de son parc personnel techniques et administratif expérimenté et son parc d'équipement complet à la pointe de la technologie a signé de nombreux projets importants et nationaux et à l'international.

GURBAG INSSAT, filiale principale du groupe GURBAG a été fondée en 1992. Elle a ensuite créé en 1996 Sanliurfa ses premières installations d'usine de béton prêt à l'emploi est en 1997 ses installations de fabrication des structures industrielles, et ses usines de construction en préfabriqués.

Nous commençons l'étude de ces projets par une présentation de tout leur élément constitutif ainsi les principaux matériaux utilisés

**I-2 Présentation de l'ouvrage :**

L'ouvrage étudié dans ce mémoire est un bâtiment en R+9 (Rez de chaussée + 9 étages) à usage d'habitation et commercial, implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU.

Les exemples étudiés font partie des deux projets, 1000 et 2000 logements

Les deux projets sont situés dans la wilaya de TIZI OUZOU classé comme zone de moyenne sismicité (zone ...) par le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003)

Afin d'assurer la stabilité vis-à-vis différentes sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments constituant la structure, les éléments ont été calculés selon les normes et règles techniques en vigueur.

Normes et références utilisées :

Règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 => pour ce qui est des coefficients sismiques et des combinaisons de calcul sous charge sismique.

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé DTR B.2 41 (CBA93)

Règles BAEL 91 révisées 99

Charges permanentes et charges d'exploitation DTR B.C 2.2

Règles pour le calcul de la fondation superficielle DTU 13.12

Rapport géotechnique du sol de la région d'étude

Documents CTC

**I-3 Données des deux projets :**

• **1000 logements :**

Site d'implantation : TIZI OUZOU (zone de sismicité ...)

La hauteur des sous-sols est de 3.06m

C'est un système de coffrage tunnel : voile /Dalles

Rez-de-chaussée : à usage commerces.

Étage : à usage bureaux

Tous les autres niveaux sont à usage d'habitations

Les planchers sont en dalle pleine

La longueur du bâtiment est de 30.60m

La hauteur des niveaux habitations est de 3.06m

La contrainte dans le sol est de (2bars).

Le type de fondation retenu est : Radier général.

La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier et un ascenseur en béton armé de 50 cm de hauteur

• **2000 logements :**

Site d'implantation : TIZIOUZOU (Zone de sismicité ...a)

La hauteur du sous-sol est de 3.06m

C'est un système de coffrage tunnel : voiles /Dalles

Rez-de-chaussée : à usage commerces.

Étage : à usage bureaux

Tous les autres niveaux sont à usage d'habitations.

Les planches sont en dalle pleine.

La longueur du bâtiment est de 19.25m

La hauteur des niveaux habitations est de 3.06m

La contrainte dans le sol est de 1.5 bars

Le type de fondation retenu est : Radier général.

Le contreventement est assuré par voiles

La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier et un ascenseur en béton armé de 50 cm de hauteur

**I-4 Caractéristiques Géométriques :**

On prend un bloc de chaque projet comme exemple :

1000 logements		2000 logements	
Longueur	30.40 (m)	Longueur	36.20 (m)
Largeur	19.04 (m)	Largeur	19.25 (m)
Hauteur	30.60 (m)	Hauteur	36.20 (m)

**Tableaux I.1** : Caractéristiques Géométriques des projets

**I-5 Éléments structuraux :**

Voile sens y : 15 cm.

Voile sens x : 20 cm.

Plancher dalle pleine : épaisseur 14 cm

Fondation : radier

**I-6 Caractéristiques techniques :**

La structure du bâtiment étudié est un peu différente, comparer à celles qu'on retrouve habituellement dans les marchés d'habitations collectifs, car elle adopte un système composé exclusivement de voiles porteurs dans les deux sens au plans et assurent par la même occasion son contreventement. Réaliser par une entreprise nationale avec un système de coffrage tunnel.

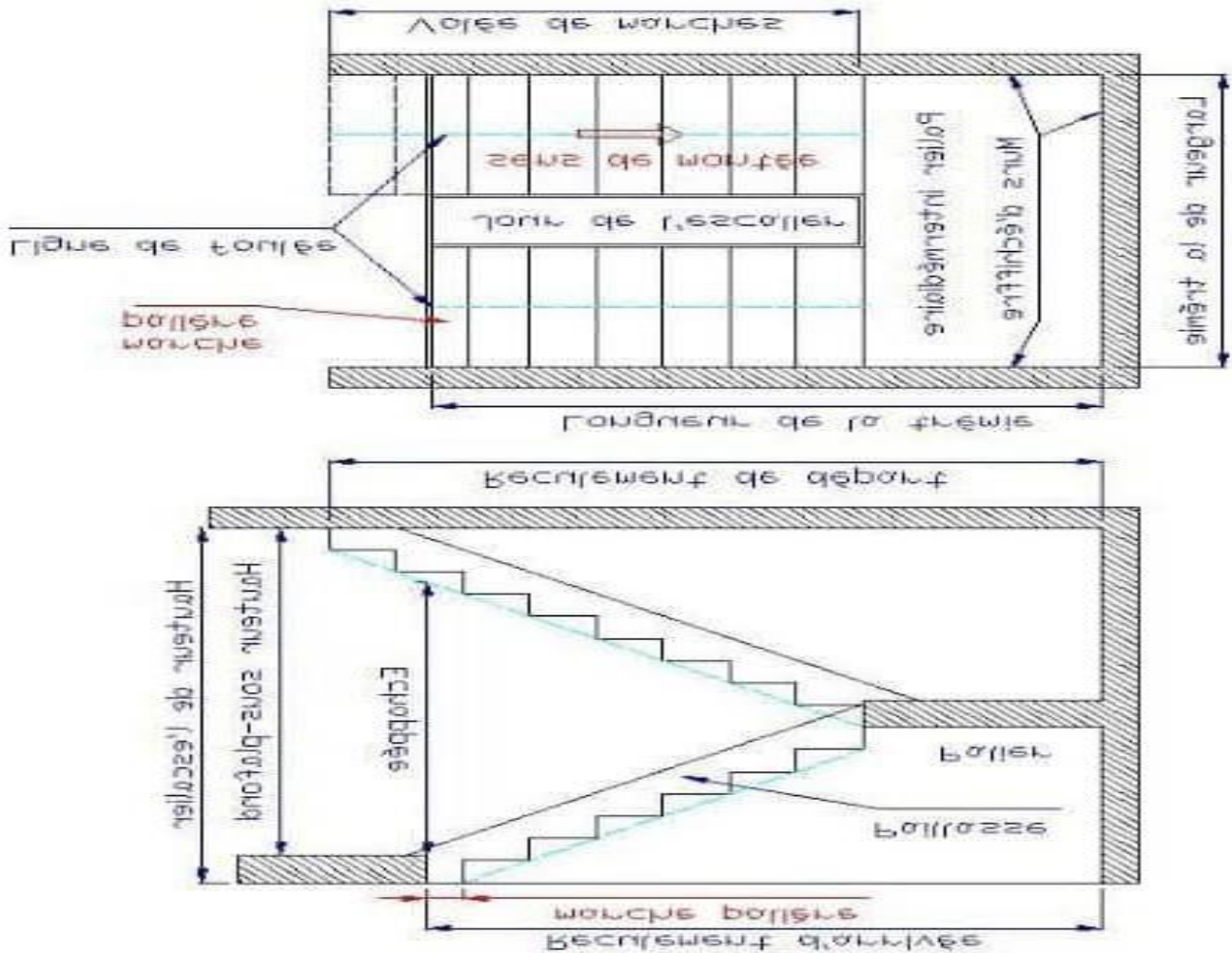
- D'après le RPA 99/version 2003 et le système de contreventement adopté, les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
- L'ouvrage comporte une terrasse inaccessible, l'écoulement des eaux pluviales sera facilité par une forme de pente, et un système d'étanchéité conçu à cet effet. Il comporte aussi :

**I-6-1 Les planchers :**

Un seul type de plancher a été adopté pour ce projet et c'est un plancher a dalle pleine.

**I-6-2 Les escaliers :**

Un seul type d'escalier a été adopté : escalier a paillese porteuse

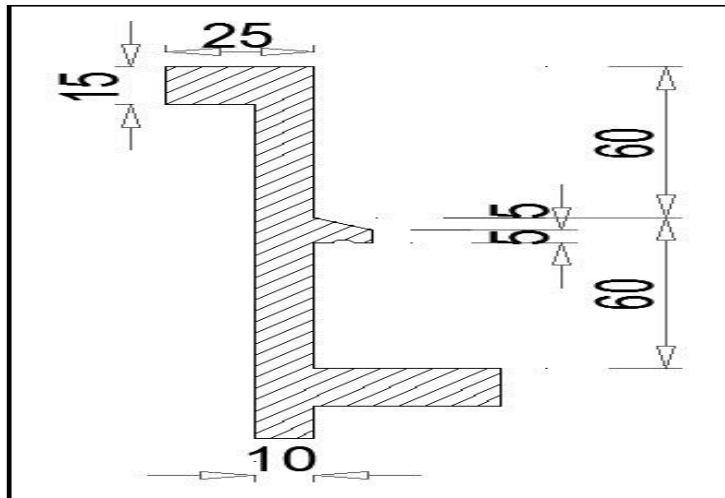


**Figure I.1** : Schéma de l'escalier

**I-6-3 L'acrotère :**

Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité.

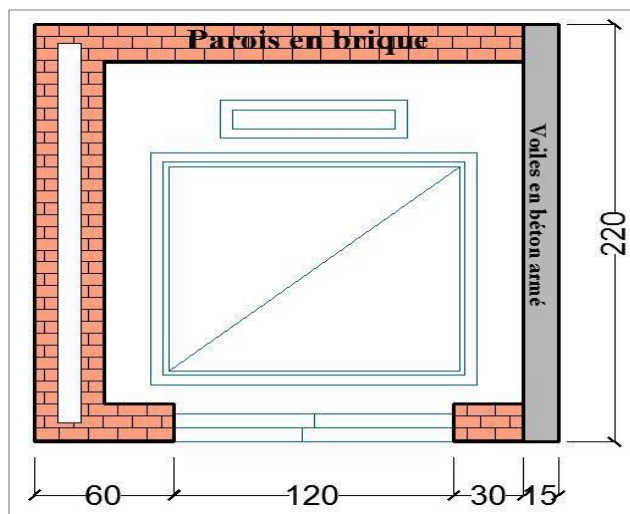
Dans notre bâtiment, la terrasse étant inaccessible, donc on adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure ci-dessous :



**Figure I.2 :** Schéma des acrotères

**I-6-4** Ascenseur :

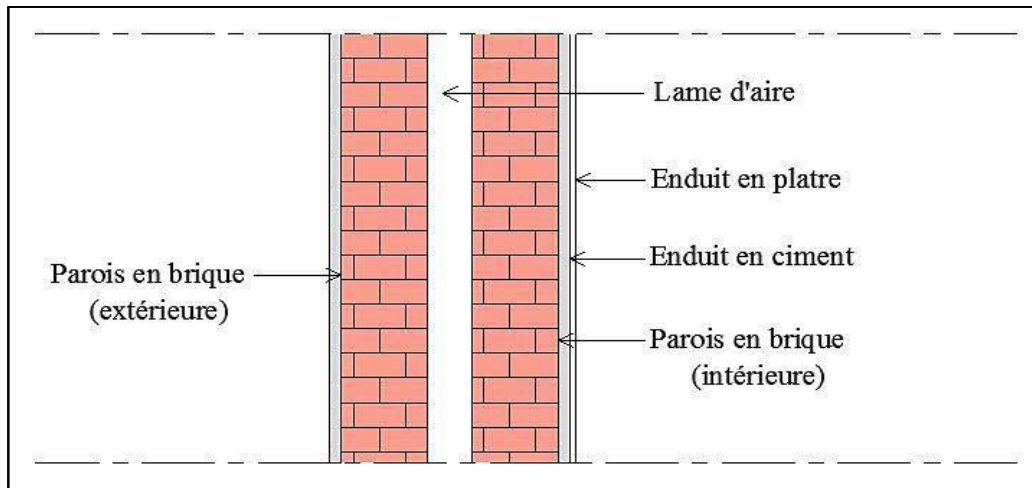
Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par un voile et deux murs en briques



**Figure I.3 :** Schéma de la cage d'ascenseur

**I-6-5** Façades :

Les façades seront composées de parois en briques creuses de 15 cm d'épaisseur, comme indiqué sur la figure I.6. Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit de 1.5cm d'épaisseur à l'intérieur et d'une couche de mortier de 1.5 cm d'épaisseur à l'extérieur.



**Figure I.4 :** Coupe transversale d'un mur de façade

### **I-7 caractéristiques mécanique des matériaux :**

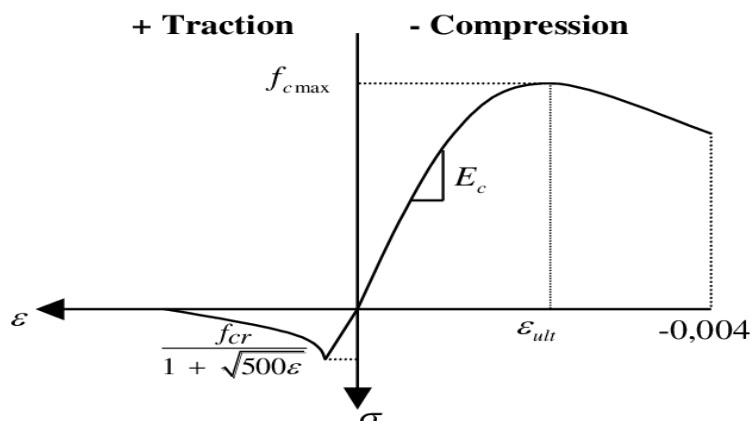
#### **I-7-1 Béton :**

Le béton est un matériau essentiel dans le domaine des constructions, car c'est le plus économique par rapport aux autres matériaux de construction, il est obtenu par le mélange de ciment, granulats (sable et gravier) et de l'eau avec des quantités bien déterminées

#### **a) Résistances caractéristiques du béton à la compression $f_{cj}$ [Art. A2.1, 11] :**

Cette résistance ( $f_{cj}$  en Mpa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée 16 cm \* 32 cm (environ 200 cm<sup>2</sup>) cylindrique

Dans le cas de notre étude on prendre  $f_{c28}=25$  MPa ; bâtiment à usage multiple (habitation + commerce)



**Figure I-4 :** Courbe de comportement du béton en compression

$f_{cj}$  est le résultat d'un calcul probabiliste qui accepte le risque que dans 5% ou 10% des cas la valeur réelle de résistance du béton soit inférieure (cas défavorable) à  $f_{cj}$  retenue. Le durcissement du béton étant progressif,  $f_{cj}$  est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est  $f_{c28}$ , la résistance caractéristique du

Pour  $f_{c28} < 40$  MPA à  $f_{cj} = \frac{j}{4,67+0,83j} f_{c28}$  avec  $f_{c28}$  exprimé en MPA

Pour  $f_{c28} > 40$  MPA à  $f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28}$

### **b) Résistance caractéristique en traction $f_{tj}$ [Art. A2.1, 12] :**

Il est particulièrement difficile d'obtenir expérimentalement la résistance à la traction du béton.

C'est pourquoi, on retient conventionnellement :

$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$  ..... si  $f_{c28} < 60$  MPA (ART A.2.1.12, BAEL 91)

$F_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3}$  ..... si  $f_{c28} \geq 60$  MPA (annexe F)

Dans notre cas :

$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cJ}$

$F_{cJ} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1$  MPa

### **c) Module de déformation longitudinal du béton :**

#### **c).1 Module de déformation longitudinal instantané du béton :**

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures

$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$  (MPa). (ART A.2.1.2.1.BAEL 91)

Pour  $f_{c28} = 25$  MPA. On a :  $E_{i28} = 32164,2$  MPA

#### **c).2 Module de déformation longitudinale différé du béton :**

Pour des chargements de longue durée (cas courant). On utilise le module différé qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (art -2.1, 2, BAEL91)}$$

$$E_{vj}=4400(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa; sans la fumée de silice (art -2.1, 2, BAEL91)}$$

$$E_{vj}=6100 f_{cj} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa; avec fumée de silice (art -2.1, 2, BAEL91)}$$

Pour notre cas :

$$E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{v28}=3700(f_{c28})^{1/3}$$

$$E_{v28}=3700(25)^{1/3}$$

$$E_{v28}= 10818, 86563 \text{ MPa}$$

#### **d) Module de déformation transversale:**

Le module d'élasticité transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant.

Il est donné par la relation suivante :

$$G=E/2(1+\nu) \text{ (MPa)}$$

#### **Avec :**

E : module de Young (module d'élasticité)

$\nu$  : coefficient de poisson  $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta l / l)$

$\Delta d/d$  : déformation relative transversale

$\Delta l/l$  : déformation relative longitudinale

#### **e) Coefficient de Poisson:**

C'est le rapport entre déformation relative transversal  $\Delta d/d$  et la déformation relative longitudinale

$$\Delta l/l ; \quad \nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} e$$

$\nu=0$  : à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. (ART- 2.1.3, BAEL 91)

$\nu=0,2$  : à l'ELU, pour le calcul des déformations. (ART-2.1.3, BAEL 91)

Le béton utilisé dans notre projet est adjuvante et traité thermiquement pour certains éléments (voiles, dalles pleines), en revanche pour d'autres éléments comme les escaliers, l'article mentionné précédemment sera valable

#### **I-7-2 B) Les aciers :**

L'acier est un alliage fer carbone à faible pourcentage, il assure l'absorption des efforts de traction de cisaillement et de torsion

**a) Les aciers utilisés en béton armé :**

- Acier a haute adhérence (H.A) :

Acier de nuance FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales et les armatures transversales des diamètres sont les suivants : 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 et 20.

**b) Caractéristique de l'acier :**

- Le module de déformation longitudinal de l'acier :

$$E_s = 200,000 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars}$$

- La contrainte de traction:

**ELU : d'après le (C.B.A 93 A.4.3.2)**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$f_e$  : Coefficient d'élasticité de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1$  (situation accidentelle)

$\gamma_s = 1.15$  (situation durable et transitoire)

**ELS : d'après (C.B.A 93A.4.5.3)**

$\sigma_s = (\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\mu \times f_{t28}} \rightarrow$  Fissuration non préjudiciable

$\sigma_s = (\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \sqrt{\mu \times f_{t28}} \rightarrow$  Fissuration très préjudiciable

Avec :

$\mu$  : Coefficient de fissuration

$\mu = 1 \rightarrow$  les ronds lisses (R.L)

$\mu = 1.6 \rightarrow$  à haute adhérence (H.A)

Il n'y a aucune vérification a effectué en ce qui concerne  $a_s$  dans le cas de fissuration préjudiciable.

**Remarque :**

Les calculs de ce projet ont été effectués selon les règles BAEL 91 et le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) en tenant compte de toutes les prescriptions du CTC sous contrôle régulier afin de garantir à notre structure une résistance suffisante durant Son service.

## **Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments**

### **II-1 Introduction :**

Après avoir présenté les 02 projets (1000et 2000 logements) et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de nos projets afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

Ce pré dimensionnement se fait en respectant les recommandations suivantes :

LE RPA99

LE CBA93

LE BAL 91

La structure du bâtiment de ces deux projets que nous sommes en train d'étudier et différente comme nous l'avons pi le souligner précédemment, elle est composé uniquement de voiles en béton armé porteurs ainsi que les planchers à dalle pleine.

Nous commençons le pré dimensionnement du haut vers le bas comme suite :

Planchers

Voiles

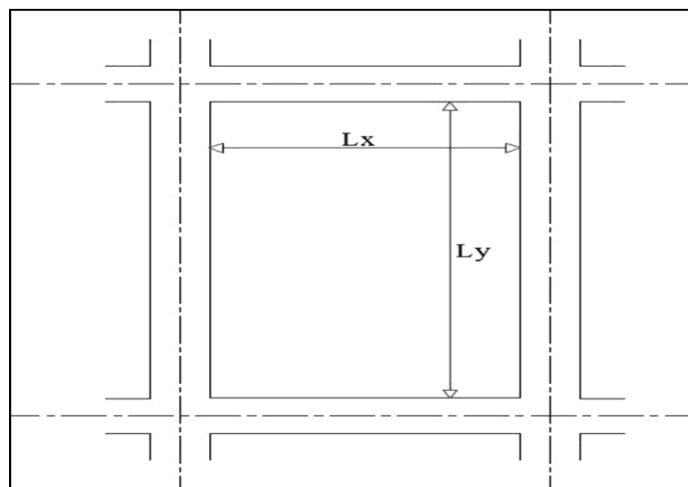
### **II-2 Pré dimensionnement des planchers :**

#### **II-2-1 Plancher à dalle pleine :**

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis , murs ou poutres. Son épaisseur est en général = au 25ème de la portée .Son armature est souvent constituée par des treillis soudés de gros diamètre reposant sur les 2/3 du mur. L'encastrement sur les appuis nécessite des chapeaux.

#### **II-2-2 Pré dimensionnement de la dalle pleine :**

Les dalles pleines sur appuis continus (ce qui est notre cas) peuvent porter dans deux directions (d'après le BAELA.5.2, 1) ou bien dans un seul sens soit un « panneau de dalle chargé de portées  $L_x$  et  $L_y$  mesurées entre nu d'appuis (Figure II.1 )



**Figure II.1** : Schéma d'un panneau de dalle

Avec en générale :

$L_x$  : la petite dimension du panneau de dalle

$L_y$  : la grande dimension du panneau de dalle

Soit :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si  $0,40 \leq a \leq 1 \rightarrow$  La dalle est considérée comme portant dans deux directions

Si  $a \leq 0,40 \rightarrow$  La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée

L'épaisseur de la dalle est pré dimensionnée par les formules empiriques suivants :

$$\text{Dalle reposant sur deux appuis : } \frac{L_{max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{max}}{30}$$

$$\text{Dalle reposant sur trois au quatre appuis : } \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Avec :

$L_{max}$ , étant la plus petite portée di panneau le plus sollicité (Cas le plus défavorable)

$$L_{max} = 3.15\text{m}$$

$$\Rightarrow \frac{3.15}{35} = 9,00\text{cm} \leq e \leq \frac{3.15}{30} = 10.50\text{cm}$$

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

Nous avons la limite de RPA minimal qui est de 12cm.

- **sécurité contre l'incendie** :

$e=7\text{cm} \implies$  pour une heure de coupe-feu.

$e=11\text{cm} \implies$  pour deux heures de coupe-feu.

- **Condition d'isolation acoustique** :

on prend :  $e = 14$

Avec:

$L_x$  est la petite dimension du panneau suivant le Sens X (sens porteur )

$L_y$  : est la grande dimension du panneau suivant le sens Y (répartition)

### **II-3 Descente de charges :**

Le but de la descente de charge est de détermination pour chaque éléments porteur :

La charge qui lui revint au niveau de chaque étage jusque' à la fondation :

#### **a) Les charges permanentes :**

La charge permanent est in poids mort qui n'est pas variable ou vari très peu dans le temps.

##### **a).1 Plancher Terrasse inaccessible :**

**Les charges** permanentes est un poids mort qui n'est pas variable ou varie très peu dans le temps.

1- Gravillon 5cm .....	100 Kg/m <sup>2</sup>
2- Étanchéité multicouche .....	12 kg/m <sup>2</sup>
3- Forme de pente .....	220 kg/m <sup>2</sup>
4- Isolation thermique (liège).....	10 kg/m <sup>2</sup>
5-Film Polyane .....	5 kg/m <sup>2</sup>
6- plancher dalle pleine .....	350 kg/m <sup>2</sup>
7- Enduit en plâtre 3cm .....	16 kg/m <sup>2</sup>

**G Terrasse =7.15KN/m<sup>2</sup>**

**a).2 Plancher Étage Courant :**

1- Plancher dalle pleine (14 cm).....	350 kg/m <sup>2</sup>
2- Enduit plâtre (3Cm) .....	16 kg/m <sup>2</sup>
3- Revêtement en carrelage .....	120 kg/m <sup>2</sup>
4- Cloisons de distribution .....	100 kN/m <sup>2</sup>

**G étage =5.85/KN/m<sup>2</sup>**

**a).3 Acrotère pour terrasse inaccessible:**

S=0.0687 m<sup>2</sup>

G acr=1.72KN/ml

**a).4 Murs extérieur (brique creuse 10+10):**

G murs =2.36 KN/ml

**b) Les charges d'exploitations :**

**b).1 Plancher tarasse incassable :**

Q=1,00KN/m<sup>2</sup>

**b).2 Plancher étage courant :**

Q=2,5KN/m<sup>2</sup>

**b).3 Combinaisons d'actions utilisées**

➤ **B.A.E.L:**

1.35 G + 1.5 Q      État limite ultime, Situation durable

G + Q                État limite de service

➤ RPA 2003:

$$0.8G + E$$

$$G + Q + E$$

➤ C.B.A 93:- A ELU :

Combinaisons d'actions fondamentales :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

$$1.35 G + 1.5 Q + 0.8 T$$

$$1.35 G + 1.5 T + Q$$

$$1.35 G + Q + 0.8 T$$

Combinaisons d'actions accidentelles:

$$G + E + Q$$

$$G + E + 0.5T + Q$$

- A'ELS :

Combinaisons rares :

$$G + Q + 0.53 T$$

$$G + T + 0.87 Q$$

$$G + 0.87 Q + 0.53T$$

Combinaisons fréquentes :

$$G + Q$$

$$G + 0.5 T + Q$$

Combinaisons quasi-permanente :

$$G + Q$$

#### II-4 Vérification de l'effort tranchant à la base article 4.3.6 RPA 2003

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

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

**Données de calcul :**

H : hauteur de la bâtisse.....H=33.66m

W : poids de la bâtisse.....W=48623.43kn

A : Coefficient d'accélération de zone. A=0.15

Q : Facteur de qualité.....Q=1.20

R : coefficient de comportement .....R=3

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left( T_2/T \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta \left( T_2/3,0 \right)^{\frac{2}{3}} \left( 3,0/T \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 s \end{cases}$$

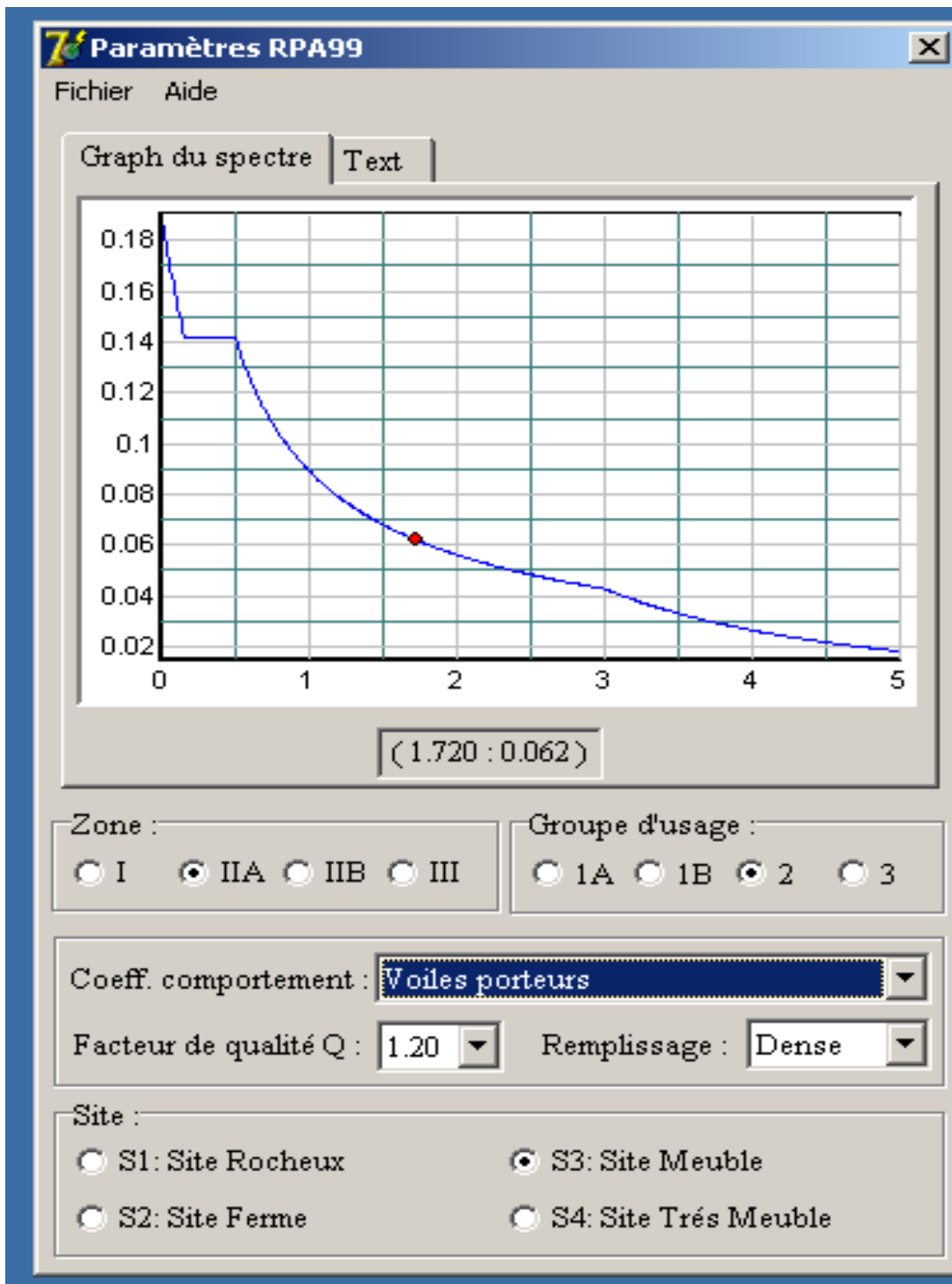
T<sub>2</sub> : Période caractéristique, associée à la catégorie du site

η : Facteur de correction d'amortissement:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \xi = 10\% \quad \text{d'où} \quad \eta = 0.76$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_i (h_n)^{3/4} = 0.05 (33.66)^{3/4} = 0.69s$$



**Figure II.2** : Logiciel Etabs

**Les périodes fondamentales de la structure données par la méthode modale spectrale :**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.48	62.23	0.00	0	62.23	0.00	0.00	0.00	93.34	3.12	0.00	93.34	3.12
2	0.39	3.35	0.03	0	65.58	0.03	0.00	0.04	4.87	60.76	0.04	98.21	63.88
3	0.38	0.00	64.40	0	65.58	64.43	0.00	97.73	0.00	0.03	97.78	98.21	63.90
4	0.11	18.10	0.00	0	83.68	64.43	0.00	0.00	1.39	0.28	97.78	99.60	64.18
5	0.09	0.19	0.03	0	83.87	64.46	0.00	0.00	0.01	19.38	97.78	99.61	83.56
6	0.09	0.00	19.72	0	83.88	84.18	0.00	1.82	0.00	0.03	99.60	99.61	83.59
7	0.07	0.00	0.00	0	83.88	84.18	0.00	0.00	0.00	0.04	99.60	99.61	83.63
8	0.07	0.00	0.02	0	83.88	84.20	0.00	0.00	0.00	0.00	99.60	99.61	83.63
9	0.05	5.24	0.00	0	89.12	84.20	0.00	0.00	0.23	0.05	99.60	99.84	83.68
10	0.04	0.03	0.01	0	89.14	84.21	0.00	0.00	0.00	6.87	99.60	99.85	90.55
11	0.04	0.00	7.07	0	89.14	91.28	0.00	0.32	0.00	0.01	99.91	99.85	90.56
12	0.04	2.55	0.00	0	91.70	91.28	0.00	0.00	0.05	0.01	99.91	99.90	90.58

**Tableau II.1** : Tableau des périodes fondamentales de la structure**L'effort tranchant à la base donné par la statique équivalente :**

$$D = 2,5 \eta \left( T_2 / T \right)^2 = 1.53 \quad \text{donc} \quad V = \frac{0.15 \times 1.53 \times 1.2}{3.5} 48623.43 = 3825.97 \text{ KN}$$

**Effort tranchant statique à la base :**

$$0.8V_X = 3060.78 \text{ KN}$$

$$0.8V_Y = 3060.78 \text{ KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**L'effort tranchant à la base donné par la méthode modale spectrale :**

Spec	Mode	Dirct	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	4178.67	-12.68	0	296.39	103147.586	-38882.501
EX	2	U1	225.17	20.06	0	-499.847	5469.934	968.037
EX	3	U1	0.02	-10.07	0	250.117	0.489	-151.477
EX	4	U1	1302.3	-14.18	0	54.342	7273.914	-11983.196
EX	5	U1	14.88	5.61	0	-34.566	65.591	435.18
EX	6	U1	0.08	11.26	0	-68.904	0.696	167.594
EX	7	U1	0	0	0	0.001	0.003	-0.606
EX	8	U1	0	0	0	0.008	0	-0.059
EX	9	U1	427.49	-4.86	0	19.959	1821.881	-3866.025
EX	10	U1	2.15	1.29	0	-5.598	9.918	86.569
EX	11	U1	0.04	5.04	0	-21.532	0.195	75.231
EX	12	U1	220.42	-1.24	0	0.944	646.968	-1976.639
EX	All	All	4536.67	21.5	0	298.716	106106.268	40740.928
EY	1	U2	-12.68	0.04	0	-0.899	-312.939	117.965
EY	2	U2	20.06	1.79	0	-44.522	487.219	86.225
EY	3	U2	-10.07	4324.83	0	-107377.95	-209.933	65030.982
EY	4	U2	-14.18	0.15	0	-0.592	-79.209	130.491
EY	5	U2	5.61	2.11	0	-13.025	24.716	163.984
EY	6	U2	11.26	1513.24	0	-9259.876	93.579	22522.703
EY	7	U2	0	0	0	-0.001	-0.002	0.359
EY	8	U2	0	1.82	0	-3.779	-0.021	27.183
EY	9	U2	-4.86	0.06	0	-0.227	-20.725	43.978
EY	10	U2	1.29	0.77	0	-3.342	5.922	51.688

EY	11	U2	5.04	610.58	0	-2607.512	23.662	9110.312
EY	12	U2	-1.24	0.01	0	-0.005	-3.644	11.133
EY	All	All	21.5	4654.24	0	107983.912	325.981	70068.435

**Tableau II.2** : Tableau de l'effort tranchant par la méthode spectrale

### Comparaison entre les efforts à la base obtenus par les deux méthodes :

Conformément à l'article 4.3.6 du RPA, on doit vérifier si la résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales n'est pas inférieur à 80% de celles données par la méthode statique équivalente  $V$ , sinon on devra augmenter les rapports de la réponse calculés dans le rapport  $0,8 V/V_t$

Dans le sens X:  $E_x = 4536.67 \text{ KN} > 0.8V_x = 3060.78 \text{ KN} \dots$  Condition vérifiée

Dans le sens Y:  $E_y = 4354.24 \text{ KN} > 0.8V_y = 3060.78 \text{ KN} \dots$  Condition vérifiée

### **II-5 CALCUL DES DEPLACEMENTS :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit :

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

$\delta_{ek}$  : Déplacement due aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement qui est égal à 3.5.

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

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

Les déplacements relatif latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

STORY	dxk (cm)	dyk (cm)	$\delta x_k$ (cm) = dxk*3.5	$\delta y_k$ (cm) =dyk*3.5	$\Delta x_k$ (cm)	$\Delta y_k$ (cm)	1%H (cm)	$\Delta k <$ 1%H□
<b>STORY9</b>	1.07	0.83	3.74	2.90	0.38	0.35	3.06	<b>vérifiée</b>
<b>STORY8</b>	0.96	0.73	3.36	2.55	0.42	0.31	3.06	<b>vérifiée</b>
<b>STORY7</b>	0.84	0.64	2.94	2.24	0.42	0.35	3.06	<b>vérifiée</b>
<b>STORY6</b>	0.72	0.54	2.52	1.89	0.42	0.31	3.06	<b>vérifiée</b>
<b>STORY5</b>	0.60	0.45	2.10	1.57	0.42	0.35	3.06	<b>vérifiée</b>
<b>STORY4</b>	0.48	0.35	1.68	1.22	0.42	0.31	3.06	<b>vérifiée</b>
<b>STORY3</b>	0.36	0.26	1.26	0.91	0.38	0.28	3.06	<b>vérifiée</b>
<b>STORY2</b>	0.25	0.18	0.87	0.63	0.31	0.24	3.06	<b>vérifiée</b>
<b>STORY1</b>	0.16	0.11	0.56	0.38	0.31	0.21	3.06	<b>vérifiée</b>
<b>RDC</b>	0.07	0.05	0.24	0.17	0.21	0.14	3.06	<b>vérifiée</b>
<b>INFRA 1</b>	0.01	0.01	0.03	0.03	0.03	0.03	3.06	<b>vérifiée</b>

**Tableau II.3** : Tableau des déplacements relatif latéraux d'un étage par rapport aux étages Qui lui sont adjacents

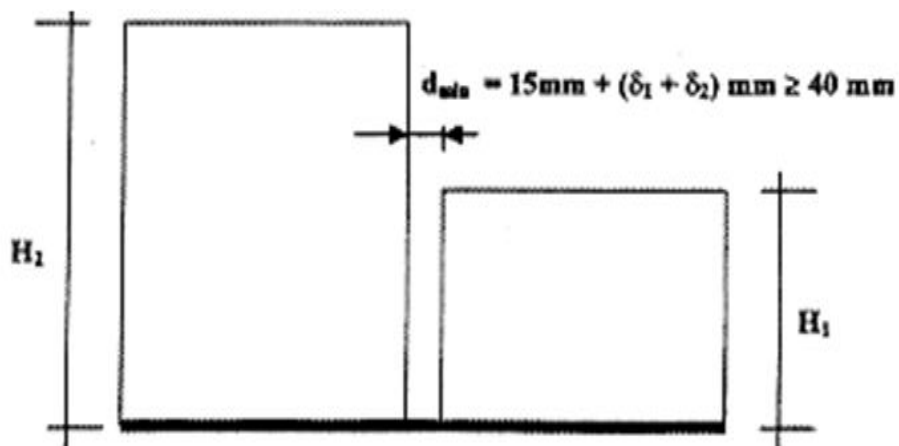
### **II-6 Justification de la largeur du joint sismique :**

$d_{min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$  avec  $\delta_1$  et  $\delta_2$  sont les déplacements maximaux des deux blocs.

$$d_{joint} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} = 1.5 \text{ cm} + (3.74 + 3.74) \text{ cm} = 8.98 \text{ cm}$$

La largeur du joint choisit égal à 35 cm

Tq :  $\delta_1 + \delta_2$  sont les déplacements du 9eme niveau



**Figure II.3** : largeur minimum du joint sismique

**vérification de l'effet P -delta**

vérification de l'effet P -delta article 5-9 RP A2003

$$\theta = Pk \cdot \Delta x / v_x \cdot h_k$$

**Tableau II.4 :** Tableau de l'effort p-delta

Story	Pk	ΔX	Δy	Pk*Δx	Pk*Δy	Vx	h	Vy	Vx*h	Vy*h	θx	θy	<0.1	condition
9	4326.35	0.005548	0.003470	24.0016	15.0126	907.75	3.06	958.24	2777.715	2932.2144	0.0086	0.0051	0.1	vérifiée
8	8652.69	0.005558	0.003545	48.0959	30.6739	1692.74	3.06	1766.54	5179.7844	5405.6124	0.0093	0.0057	0.1	vérifiée
7	12983.19	0.005623	0.003577	73.0012	46.4427	2327.2	3.06	2399.74	7121.232	7343.2044	0.0103	0.0063	0.1	vérifiée
6	17313.69	0.005601	0.003577	96.9797	61.9335	2852.85	3.06	2918.95	8729.721	8931.987	0.0111	0.0069	0.1	vérifiée
5	21644.19	0.005505	0.003513	119.1500	76.0334	3289.96	3.06	3360.55	10067.2776	10283.283	0.0118	0.0074	0.1	vérifiée
4	25974.68	0.005280	0.003352	137.1471	87.0731	3656.99	3.06	3731.34	11190.3894	11417.9004	0.0123	0.0076	0.1	vérifiée
3	30305.18	0.004884	0.003084	148.0032	93.4757	3962.29	3.06	4034.58	12124.6074	12345.8148	0.0122	0.0076	0.1	vérifiée
2	34635.68	0.004316	0.002678	149.4921	92.7370	4203.72	3.06	4281.16	12863.3832	13100.3496	0.0116	0.0071	0.1	vérifiée
1	39225.92	0.003556	0.002099	139.4764	82.3415	4397.94	3.06	4485.53	13457.6964	13725.7218	0.0104	0.0060	0.1	vérifiée
RDC	43553.27	0.002517	0.001307	109.6170	56.9076	4508.58	3.06	4605.58	13796.2548	14093.0748	0.0079	0.0040	0.1	vérifiée
INFRA2	48623.4	0.000557	0.000793	27.0793	38.5360	4536.66	3.06	4654.24	13882.1796	14241.9744	0.0020	0.0027	0.1	vérifiée

La condition de l'effet P- $\Delta$  étant vérifiée, les effets du 2eme ordre peuvent être négligés

## **II-7 Pré-dimensionnement des voiles :**

### **II-7-1 Voile porteurs et de contreventement :**

D'après le **RPA99/2003**, c'est un élément porteur rigide en béton- armé destiné à transmettre les charges latérales aux fondations.

Dans le cas de notre structure (constitué uniquement de voiles), il est l'unique élément de transmissions des charges vers les fondations.

Selon l'article **7.7.1** du **RPA99/2003**, l'épaisseur minimale d'un voile doit être de 15 cm, d'un autre coté elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h<sub>e</sub>**

$$a \leq \frac{h}{4} \quad h = 3.06 \text{ m}$$

#### **Avec :**

**L** : largeur du voile correspondant à la portée minimale.

**e** : épaisseur du voile.

**h<sub>e</sub>** : hauteur libre d'étage.

Donc on opte pour un voile centrale de 25cm et des voiles de 15 cm

### **II-7-2 Voile périphérique :**

C'est un élément d'infrastructure, relie deux niveau, celui des fondations et celui de la structure.

On adoptera : **e = 15 cm**

# **Chapitre III : Calcul et Ferrailage des Éléments**

### **III-1 Calcul et ferrailage des voiles**

#### ***III-1-1 Introduction :***

le voile en béton armé est un élément structural de contreventement essentiel dans notre construction à coffrage tunnel, dont sa longueur est au moins 04 fois supérieure a la largeur il assure essentiellement la transmission des charges permanente (g)

et des surcharges d'exploitation (Q) , et est chargé de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme et les posées des terres grâce a leurs rigidités importantes

dans notre structure, on distingue deux types de voile :

- voile de contreventent
- voile périphérique

#### ***III-1-2 Calcul des voiles :***

l calcul des voile se fera dans les deux directions, horizontalement pour résister a l'effort tranchant (v) et verticalement pour résister a la flexion composé, sons un effort normal de compression (n) et un moment de flexion (M),ces derniers seront tirés a partir du logiciel « ETABS v9.7 »sons les combinaison d'actions suivantes :

$$\text{ELU} \rightarrow 1.35G+1.5Q$$

$$\text{ELS} \rightarrow G+Q$$

Selon le RPA99 (situation accidentelle

$$G+Q+EX$$

$$G+Q+EY$$

$$0.8G+EX \quad 0.8G+EY$$

#### ***1. Réglementation :***

Les Murs et paroi en béton banché sont exclus des règles BAEL91 et font l'objet du « DTR-B.C-2.4.1 » et du « CBA93 », les dispositions prévu par ces derniers, sont aussi applicable aux constructions situées dans des zones sujettes aux séismes, il est cependant nécessaire de satisfaire les règles parasismiques (R PA99/2003)

#### ***2. les sollicitations sur les voiles :***

Trois ces de flexion composé sont a considérer pour la déterminions de la nature de la section, tout dépend de la position de l'axe neutre (entre ou en dehors des armatures)

On distingue 03 cas

1-section entièrement tendue (SET)

2-section partiellement comprimée (SPC)

3-section entièrement comprimée (SEC)

Tant en admettant que :

$$N < 0 \rightarrow \text{un effort de compression}$$

$$N < 0 \rightarrow \text{un effort de traction}$$

**Remarque :**

L'E'T'ABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts

**III-1-3 Ferrailage des voiles :**

le ferrailage des voiles en béton armé passent toujours par :

**III-1-3-1 Ferrailage des trumeaux :**

chaque élément de refend (trumeau) travaille à la flexion composée, résultat d'une combinaison d'efforts normaux et des moments fléchissant avec effort tranchant. moyennement la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par l'article 7.7.1 du RPA99/2003 et la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C-2.41 « CBA93 »)

Pour que les trumeaux résistent à la sollicitation, on prévoit deux types d'armatures :

1-des aciers verticaux (article 7.7.4.1 du RPA99/2003)

2-des aciers horizontaux (article 7.7.4.2 du RPA99/2003)

**a) Méthode calcul :**

M.N leur valeurs seront tirés du logiciel « ETABS »

**1. excentricité :**

$$e = \frac{Mu}{N}$$

**2. calcul des contraintes :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{b} \pm \frac{M}{I} y$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$V = \frac{L}{2}$$

**Avec :**

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant appliqué

B : section du voile

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

I : moment d'inertie

**3. la longueur de la zone tendue :**

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{max}} \times L$$

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

**4. calcul du moment par rapport a l'axe de symétrie des armatures tendues**

$$M = M_\mu - N_\mu \left[ d - \frac{L}{2} \right]$$

**b) Ferrailage :****1. armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$A_v = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s}$$

**2. Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ.

D'après le BEAL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1

de l'épaisseur du voile.

### 3. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

### 4. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_c}$$

Avec :  $T = 1.4 LV_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### 5. Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$

### 6. Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

### 7. Longueur de recouvrement :

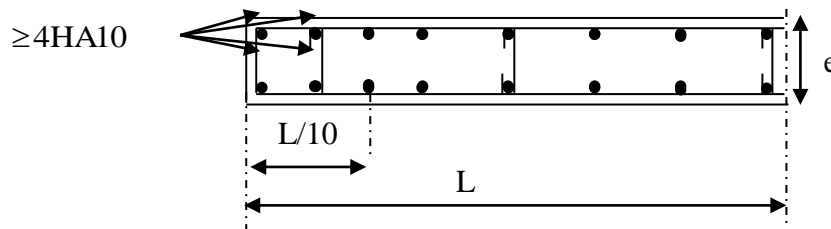
Elles doivent être égales à :

40 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### 8. Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.



**Figure III.1.1 :** schéma de ferrailage de voile

### c) Vérfications

#### 1. Vérfication à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{\text{ser}}$  : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

## 2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

### 1. D'après le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

$b_0$  : Épaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

### 2. D'après le BAEL

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right)$$

### d) Exemple de calcul du voile x 1 : (exemple d'un bloc des 2000 logements) :

$$M = 721.116 \text{ KN. m}$$

$$N = 463.05 \text{ KN (effort de compression)}$$

$$L = 2.15 \text{ m}$$

$$e = 0.25 \text{ m}$$

$$l_e = 3.06 \text{ m}$$

$$B = 0.54 \text{ m}^2$$

**1. Excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{721.116}{463.05} = 1.56 \text{ m}$$

$$e = 1.56 \text{ m}$$

**2. Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I}$$

$$V = \frac{\square}{2} = \frac{2.15}{2} = 1.075 \text{ m} \Rightarrow v = 1.075 \text{ m}$$

$$B = 0.54 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.25 \times 2.15^3}{12} = 0.207 \text{ m}^4 \Rightarrow I = 0.207 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{max} = \left[ \frac{463}{0.53} + \frac{721.116 \times 1.075}{0.207} \right] \times 10^3 = 4.618 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} = 4.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \left[ \frac{463}{0.53} - \frac{721.116 \times 1.075}{0.207} \right] \times 10^3 = -2.871 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = -2.871 \text{ MPa}$$

**3. calcul de longueur de la zone tendue :**

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = \frac{4.62}{4.62 + 2.871} \times 2.15$$

$$L_t = 1.325 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 2.15 = 1.935 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d = 1.935 \text{ m}$$

**4. calcul du moment par rapport a l'axe de symétrie des armatures tendues :**

$$M = M_u + N_u \left(d - \frac{L}{2}\right)$$

$$M = 721.116 + 463.05 \left(1.935 - \frac{2.15}{2}\right)$$

$$M = 1119.339 \text{ KN.m}$$

**b) Ferrailage :****1. Armatures verticales :**

$$fbu \frac{M}{b d^2 fbu} \quad \text{Avec : } fb\mu = \frac{0.85 \times f_c 28}{\theta \gamma b}$$

$$\Rightarrow fbu = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{1119.339 \times 10^3}{25 \times 193.5 \times 21.74} = 0.055 < \mu_e = 0.392 \text{ (acier } f^2 E 500)$$

$\Rightarrow$  SSA (A' n'existé pas)

Situation accidentelles

$$\gamma_s = 1$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056})$$

$$\gamma = 0.07$$

$$B = 1 - 0.4 \gamma = 1 - 0.4 \times 0.07 = 0.972 \quad \Rightarrow B = 0.972$$

$$A_1 = \frac{M}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{1119.339 \times 10^3}{500 \times 0.972 \times 193.5} = 11.90 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 11.90 \text{ cm}^2$$

$$\frac{N}{100 \sigma_s} = \frac{463.05 \times 10^3}{100 \times 500} = 9.261 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \sigma_s} = 11.90 - 9.261 = 2.639 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.639 \text{ cm}^2$$

## 2. Armatures minimales :

La section minimale qui est donnée par le RPA est

$$A_{\min} = 0.2 \% b \cdot l_t$$

$$A_{\min} = 0.002 \times 0.25 \times 0.83 = 4.15 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow a_{\min} = 4.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adopté} = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.15 \text{ cm}^2$$

## 3. Espacement minimal des barres verticales :

$$S \leq \min (1.5 \times e ; 30 \text{ cm})$$

$$S \leq \min (1.5 \times 25 ; 30 \text{ cm})$$

L'espacement est pris en fonction du nombre de barre a condition que :

$$S \leq 30 \text{ cm})$$

$\Rightarrow$  on adoptera donc un espacement de  $e = 15 \text{ cm}$

D) Armatures horizontales

$$A_H \geq \max \left( \frac{A_{V \text{ adopt}}}{4} ; 0.15\% B \right)$$

$$A_{V \text{ adopt}} = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$B = 0.54 \text{ cm}^2$$

$$\frac{6.03}{4} = 1.507 \text{ cm}^2$$

$$0.15 \% \times 0.54 = 8.1 \text{ cm}^2$$

$$A_H \geq \max (1.507 ; 8.1 \text{ cm}^2) = 8.1 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 8.1 \text{ cm}^2$$

## 4. Choix des barres :

Soit :

### 1. Zone d'about :

2x (2x3 HA 12)

2x (2x3 HA 10)

2x (2x3 HA 10)

### 2. Zone courante :

On adopte pour un ferrailage des zones courantes, des panneaux à haute adhérence de nuance feE500

TS (T6 150\*150)

TS (T6 150\*150)

TS (T6 150\*150)

Afin d'assurer la continuité des armatures, les barres du treillis soudé doivent être en contact avec des cadres en T8 (e =15 cm)

La longueur de recouvrement est de **40φ**

### 5. Armatures transversales :

#### a- vérification de l'effort tranchant :

$$V = 474.35 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \bar{\tau}_u = 0.2 f_c 28 = \text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{1.4 \times 474.35 \times 10^3}{(25 \times 0.9 \times 2.15) \times 100} = 1.37280 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.37280 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### b- armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta} \times \frac{-(0.3 \times f_c 28 \times k)}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow \text{pas de risque de bétonnage}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta} \geq \frac{\tau \mu}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau \mu \times b_0 \times \delta}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{1.37280 \times 25 \times 15}{0.9 \times \frac{500}{1}} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 1.14 \text{ Cm}^2$$

⇒ On adopte pour le ferrailage des zones courantes, des panneaux Ts (T6 150\*150) a haut adhérence de muance fe E500

### 6. ancrage des armatures des trumeaux :

$$40\phi = 40 (1.2) = 48 \text{ cm}$$

$$A_l = 48 \text{ cm}$$

#### c) Vérification :

##### 1. Vérification a l'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G+Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N<sub>ser</sub> : effort normal appliqué

B : section du béton

A : section d'armatures adoptée

$$\Rightarrow \sigma_b = \frac{463.05 \times 10^3}{0.5 \times 10^6 + 15 \times 6.03 \times 10^2} = 0.859 \text{ MPa} < \text{MPa}$$

$\Rightarrow$  condition vérifiée

## 2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

### • D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28} = 05 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{1.4 \times 474.35 \times 10^3}{25 \times 0.9 \times 215 \times 100} = 1.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  condition vérifiée

### • D'après le BAEL :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_c}{\gamma_b} : 4 \text{ MPa} \right\} \text{ pour la vérification préjudiciable}$$

$$= \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.15} : 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$= \min \{ 3.25 : 4 \text{ MPa} \} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{474.35 \times 10^3}{25 \times 0.9 \times 215 \times 100} = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### **III-1-3-2 Ferrailage des linteaux :**

Les linteaux sont des éléments reliant deux trumeaux d'un voile, à leurs extrémités par encastrement

Les linteaux sont fortement sollicités à l'effort tranchant, avec parfois d'importants efforts axiaux de compression ou de traction.

Leur endommagement dépend directement des dispositions d'armatures.

Une disposition très rapprochée des armatures transversales ou la mise en place des armatures en X équilibrante directement les tensions diagonales en améliorant la ductilité du linteau

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts  $M.v$ ) on devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion
- des aciers transversaux
- des aciers en partie courante (aciers de peau)

Après une vérification des contraintes limites de cisaillement ( $\tau_b$ )

Dans les linteaux, le ferrailage s'effectuera selon l'article 7.7.3 du RPA99/2003 qui préconise deux cas :

→1<sup>er</sup> cas :  $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$  (art 7.7.3.1 du RPA99/2003).

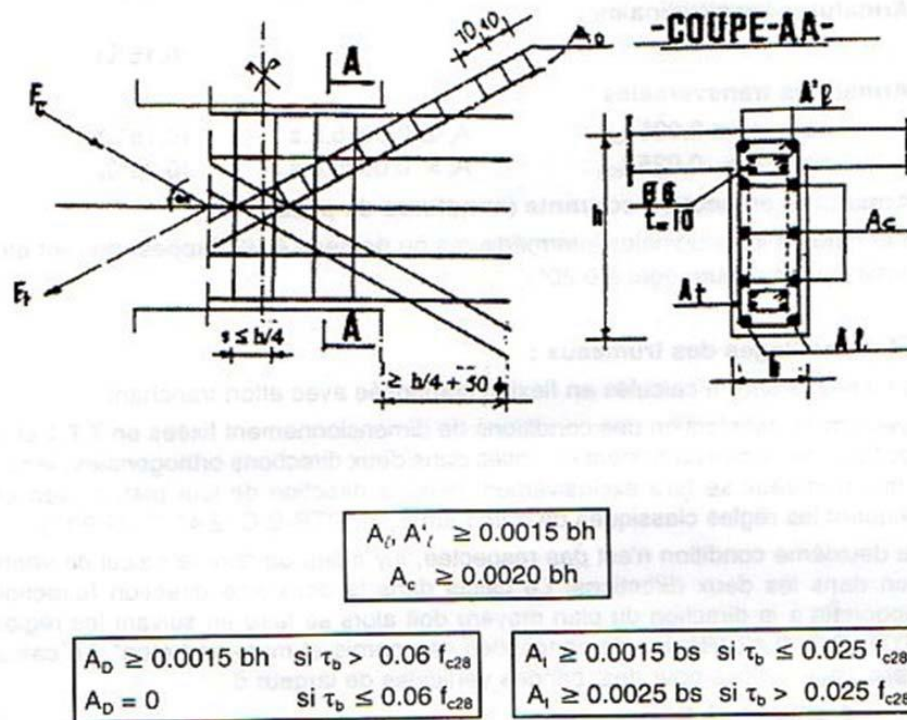
On dispose alors le ferrailage suivant :

- des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ )
- des aciers transversaux ( $A_t$ )
- des aciers en partie courante (aciers de peau) ( $A_c$ )

→2<sup>eme</sup> cas :  $\tau_b > 0.06 f_{c28}$  (Art 7.7.3.2 du RPA99/2003)

Dans ce cas, il faut disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires

Les efforts ( $M.V$ ) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales ( $A_d$ ) à disposer obligatoirement



**Figure III.1.2** : schéma de ferrailage des linteaux

**1. Méthode de calcul :**

- contrainte limites de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b.d} \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

Avec :

b : Épaisseur du linteau

H : hauteur totale de la section brute.

D : hauteur utile (d=0.9h)

**2. Ferrailage minimale :**

$$A_l ; A_l' \geq 0.0015$$

$$A_c \geq 0.0020 b.h$$

$$A_d \geq 0.0015 \quad \text{Si } \tau_b > 0.06 f_{c28}$$

$$A_d = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.0015 b.S \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.0025 b.S \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.025 f_e 28$$

### 3. vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b.d} \leq \bar{\tau}_b$$

### 4. Exemple de calcul d'un linteau de 2000 logements

#### 4.1 vérification de l'effort tranchant :

$$V = 137.58 \text{ KN}$$

$$b = 0.15 \text{ m}$$

$$h = 0.60 \text{ m}$$

On a :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b.d} \leq \bar{\tau}_b \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1.4 v$$

$$\tau_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{137.58 \times 1.4 \times 10^3}{(15 \times 0.9 \times 60) \times 100} = 2.37 \text{ Mpa} \quad \boxed{\tau_b = 2.37 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_b = 2.37 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ condition vérifiée}$$

$$\tau_b = 2.37 \text{ MPa} > 0.06 F_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{ (cisaillement prépondérant)}$$

Dans ce cas les efforts internes (M.v) sont véhiculés suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_d$

#### 4.2 calcul des armatures longitudinales (Al) :

$$(A_l : A_l') \geq 0.0015 bh$$

$$(A_l : A_l') \geq 0.0015 \times 15 \times 60$$

$$\boxed{(A_l : A_l') \geq 1.35 \text{ cm}^2}$$

**4.3 calcul des armatures transversales : (At)**

Puisque :

$$\tau_b = 2.37 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

→  $A_t \geq 0.0025 \times b \times s$  avec  $s$  : espacement des armatures transversales

$$A_t \geq 0.0025 \times 15 \times 15$$

$$A_t \geq 0.56 \text{ cm}^2$$

**4.4 calcul des armatures de peau : (Ac)**

$$A_c \geq 0.0020 \times b \times h$$

$$A_c \geq 0.0020 \times 15 \times 60$$

$$A_c \geq 1.8 \text{ cm}^2$$

**4.5 calcul des armatures diagonales : (Ad)**Puisque :  $\tau_b = 2.37 \text{ MPa}$ 

$$A_d \geq 0.0015 \times b \times h$$

$$A_d \geq 0.0015 \times 15 \times 60$$

$A_d = \text{Max} (A_d \text{ (calculer)} : A_d \text{ (RPA)})$

$$A_d \geq 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{D \text{ calculer}} = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha} \quad (V : \text{sans majoration})$$

$$\frac{H-2d}{l} = \frac{60-2 \times 5}{125} = 0.4 \quad \rightarrow \text{tg}(\alpha) = 0.4 \quad \rightarrow \sin \alpha = 0.37$$

**4.6 choix de ferrailage :**

$$A_l : A_l' \text{ (calculer)} = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow (A_l, A_l') (4T12)$$

$$A_t \text{ (calculer)} = 0.56 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t \text{ (choix)} = \Phi 8 + \Phi 6$$

$$A_c \text{ (calculer)} = 1.8 \text{ cm}^2 \rightarrow A_c \text{ (choix)} = 4T10$$

$$A_d \text{ (calculer)} = 3.718 \text{ cm}^2 \rightarrow A_d \text{ (choix)} = 8T8$$



**Figure III.1.2** : schéma de ferrailage des linteaux

**III-1-3-3 Calcul et Ferrailage des voiles :**

**1. Bâtiment 64 du projet 2000 logements :**

✓ Sens longitudinal:

**Voile VY1:**

□ Vérification des contraintes limites de cisailent dans les trumeaux:

Trumeaux	L (m)	e (m)	Load	V (KN)	$\tau$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	9.20	0.20	GQEY MAX	173.39	146.59

□ *Ferrailage des trumeaux :*

Trumeaux	Story	Load	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	L <sub>t</sub> (m)	As (cm <sup>2</sup> )	% As (RPA)
1 (e=20)	1	08GEY MAX	-1071.68	3411.42	9.20	2.38	3.70	9.52
	2	08GEY MAX	-1374.39	4834.92		2.59	6.00	10.36
2 (e=15)	3	08GEY MAX	-1629.45	6225.843		2.75	9.00	11.00

• **Choix des barres :**

- **4x(2x 4HA12) pour (L=9.20m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **4x(2x4HA10) pour (L=9.20m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **4x(2x 4HA10) pour (L=9.20m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**Voile Y2:**

□ *Vérification des contraintes limites de cisailent dans les trumeaux:*

Trumeaux	L (m)	e (m)	Load	V (KN)	τ (KN/m <sup>2</sup> )
1	3.45	0.15	GQEY MIN	474.71	1426.93

□ *Ferrailage des trumeaux :*

Trumeaux	Story	Load	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	L <sub>t</sub> (m)	As (cm <sup>2</sup> )	% As (RPA)
1 (e=15)	1	08GEY MAX	-229.47	195.682	3.45	0.73	1.37	2.19

- **Choix des barres :**

- **2x(2x 4HA12) pour (L=3.45m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x 4HA10) pour (L=3.45m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x 4HA10) pour (L=3.45m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**Voile VY3:**

□ *Vérification des contraintes limites de cisailent dans les trumeaux:*

Trumeaux	L (m)	e (m)	Load	V (KN)	$\tau$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	4.55	0.15	GQEY MIN	360.25	821.08

□ *Ferrailage des trumeaux :*

Trumeaux	Story	Load	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	L <sub>t</sub> (m)	As (cm <sup>2</sup> )	% As (RPA)
1 (e=15)	1	08GEY MAX	-539.96	1945.66	4.55	1.80	8.02	5.40
	2	08GEY MAX	-403.93	1407.2		1.78	5.9	5.34

- *Choix des barres :*

- **2x(2x4HA12) pour (L=4.50m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x 4HA10) pour (L=4.50m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x 4HA10) pour (L=4.50m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**Voile VY4:**

□ Vérification des contraintes limites de cisailent dans les trumeaux:

Trumeaux	L (m)	e (m)	Load	V (KN)	$\tau$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	2.75	0.15	GQEX MAX	187.59	707.41
2	0.60	0.15	GQEX MAX	137.58	2377.93

□ Ferrailage des trumeaux :

Trumeaux	Story	Load	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	L <sub>t</sub> (m)	As (cm <sup>2</sup> )	% As (RPA)
1 (e=15)	1	08GEX MAX	-817.1	602.262	2.75	0.52	0.90	1.56
	10	08GEX MAX	61.96	150.608		1.63	2.90	4.89
2 (e=15)	1	08GEY MAX	294.35	127.219	0.60	0.37	10.50	1.11

• **Choix des barres :**

- 2x 5HA12 pour (L=0.60m).(e=15cm).
- 2x 5HA10 pour (L=0.60m).(e=15cm).
- 2x5HA10pour (L=0.60m).(e=15cm).
- 2x(2x3HA12)pour (L=2.75m) dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- 2x(2x3HA10)pour (L=2.75m) dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**Voile VY5:**

□ Vérification des contraintes limites de cisailent dans les trumeaux:

Trumeaux	L (m)	e (m)	Load	V (KN)	$\tau$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	5.75	0.15	08GEY MIN	401.80	724.66

□ *Ferrailage des trumeaux :*

Trumeaux	Story	Load	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	L <sub>t</sub> (m)	As (cm <sup>2</sup> )	% As (RPA)
1 (e=15)	1	08GEY MAX	-196.05	3621.82	5.75	2.73	17.00	8.19
2 (e=15)	2	08GEY MAX	-131.32	2980.32	5.75	2.75	14.90	8.25
3 (e=15)	3	08GEY MAX	-200.25	2228.3	5.75	2.63	11.08	7.89

• Choix des barres :

- **2x(2x 5HA12) pour (L=5.75m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x 5HA10) pour (L=5.75m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x 5HA10) pour (L=5.75m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

Voile VY6:

□ *Vérification des contraintes limites de cisailent dans les trumeaux:*

Trumeaux	L (m)	e (m)	Load	V (KN)	τ (KN/m <sup>2</sup> )
1	6.05	0.20	08GEY MIN	96.68	124.29
1	6.05	0.15	08GEY MIN	257.19	440.85

□ *Ferrailage des trumeaux :*

Trumeaux	Story	Load	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	L <sub>t</sub> (m)	As (cm <sup>2</sup> )	% As (RPA)
1 (e=15)	1	08GEY MAX	-2989.66	1543.98	6.05	0.00	0.00	0.00
2 (e=15)	4	08GEY MAX	-1502.49	2117.61	6.05	0.92	2.70	2.76

• Choix des barres

- **2x 5HA12 pour (L=0.60m),(e =15cm)**
- **2x5HA12 pour (L=0.60m),(e =15cm)**
- **2x5HA12pour (L=0.60m),(e =15cm)**
- **(2x5HA12)pour (L=5.25m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **(2x5HA12) pour (L=5.25m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **(2x5HA12) pour (L=5.25m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

Voile VY7:□ *Vérification des contraintes limites de cisailent dans les trumeaux:*

Trumeaux	L (m)	e (m)	Load	V (KN)	τ (KN/m <sup>2</sup> )
1	4.95	0.15	GQEY MAX	683.46	1431.87
1	4.95	0.15	08GEY MIN	400.66	839.39

□ *Ferrailage des trumeaux :*

Trumeaux	Story	Load	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	L <sub>t</sub> (m)	As (cm <sup>2</sup> )	% As (RPA)
1 (e=15)	3	08GEY MAX	-625.46	3267.68	4.95	2.08	15.30	8.32
1 (e=15)	1	08GEY MAX	-2006.86	2117.61	4.95	0.91	2.10	2.73

• **Choix des barres :**

- **2x(2x 5HA12) pour (L=4.95m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x 5HA10) pour (L=4.95m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x 5HA10) pour (L=4.95m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**Voile VY8:**

□ *Vérification des contraintes limites de cisailent dans les trumeaux:*

Trumeaux	L (m)	e (m)	Load	V (KN)	$\tau$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	2.53	0.15	GQEY MAX	304.83	1249.49
1	5.1	0.15	GQEY MAX	635.54	1292.31

□ *Ferrailage des trumeaux :*

Trumeaux	Story	Load	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	L <sub>t</sub> (m)	As (cm <sup>2</sup> )	% As (RPA)
1 (e=15)	1	08GEY MAX	208.48	488.797	2.53	1.49	8.00	4.47
1 (e=15)	3	08GEY MAX	20.81	2754.74	5.1	2.57	20.50	7.71

• **Choix des barres :**

- **2x(2x 3HA12) pour (L=2.53m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x 3HA10) pour (L=2.53m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x 3HA10) pour (L=2.53m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

- **2x(2x 5HA12) pour (L=5.10m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x 5HA10) pour (L=5.10m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x 5HA10) pour (L=5.10m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**Voile VY9:**

□ *Vérification des contraintes limites de cisailent dans les trumeaux:*

Trumeaux	L (m)	e (m)	Load	V (KN)	$\tau$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	2.3	0.15	GQEY MAX	206.83	932.57
1	1.15	0.15	GQEY MAX	158.71	1431.20

□ *Ferrailage des trumeaux :*

Trumeaux	Story	Load	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	L <sub>t</sub> (m)	As (cm <sup>2</sup> )	% As (RPA)
1 (e=15)	10	08GEY MAX	37.21	117.452	2.3	1.29	3.80	3.87
1 (e=15)	3	08GEY MAX	208.98	203.28	1.15	0.69	8.00	2.07

• **Choix des barres :**

- **17- 2x 3HA12 pour (L=1.15m)(e =15cm).**
- **2x3HA10 pour (L=1.15m)(e =15cm)**
- **2x3HA10pour (L=1.15m)(e =15cm).**
- **18- 2x(2x3HA12)pour (L=2.30m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x3HA10) pour (L=2.30m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x3HA10) pour (L=2.30m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**Voile VY10:**

□ Vérification des contraintes limites de cisailent dans les trumeaux:

Trumeaux	L (m)	e (m)	Load	V (KN)	$\tau$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	6.55	0.20	GQEY MAX	138.27	164.19
1	6.55	0.15	GQEY MAX	285.97	452.77

□ Ferrailage des trumeaux :

Trumeaux	Story	Load	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	L <sub>t</sub> (m)	As (cm <sup>2</sup> )	% As (RPA)
1 (e=20)	1	08GEY MAX	-2263.34	1595.13	6.55	0.00	0.00	0.00
1 (e=15)	4	08GEY MAX	-1439.06	2316.19	6.55	1.05	1.37	3.15

• **Choix des barres :**

- **2x(4HA14) pour (L=6.55m)** dans la zone d'about (e =20cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(6HA12) pour (L=6.55m)** dans la zone d'about (e =20cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(6HA10) pour (L=6.55m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(6HA10) pour (L=6.55m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**Voile VY11:**

□ Vérification des contraintes limites de cisailent dans les trumeaux:

Trumeaux	L (m)	e (m)	Load	V (KN)	$\tau$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	4.00	0.15	GQEY MAX	470.73	1220.41

□ *Ferrailage des trumeaux :*

Trumeaux	Story	Load	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	L <sub>t</sub> (m)	As (cm <sup>2</sup> )	% As (RPA)
1 (e=20)	3	08GEY MAX	-895.99	1813.42	4.00	1.34	7.27	4.02

• **Choix des barres :**

- **2x(2x 4HA12) pour (L=4.00m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x 4HA10) pour (L=4.00m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x 4HA10) pour (L=4.00m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**Voile VY12:**

□ *Vérification des contraintes limites de cisailent dans les trumeaux:*

Trumeaux	L (m)	e (m)	Load	V (KN)	τ (KN/m <sup>2</sup> )
1	1.95	0.15	GQEY MIN	295.01	1568.90
1	1.2	0.15	GQEY MAX	239.03	2065.69

□ *Ferrailage des trumeaux :*

Trumeaux	Story	Load	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	L <sub>t</sub> (m)	As (cm <sup>2</sup> )	% As (RPA)
1 (e=15)	1	08GEY MAX	128.43	191.794	1.95	1.19	5.47	3.57
1 (e=15)	10	GQEY MAX	3.36	12.048	1.20	0.63	0.40	1.89

- Choix des barres :

- 2x 3HA12(e=15cm)pour (L=1.95m).
- 2x3HA10(e=15cm)pour (L=1.95m).
- 2x3HA10(e=15cm)pour (L=1.95m).
- 2x 3HA12 (e=15cm) pour (L=1.20m).
- 2x3HA10(e=15cm) pour (L=1.20m).
- 2x3HA10(e=15cm)pour (L=1.20m).

**VoileX1:**

Vérification des contraintes limites de cisailent dans les trumeaux:

Trumeaux	L (m)	e (m)	Load	V (KN)	$\tau$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	2.15	0.25	GQEY MAX	474.35	1372.80
2	6.05	0.25	GQEY MAX	2049	2107.33
3	3.50	0.25	GQEY MAX	1152.29	2048.52

□ Ferrailage des trumeaux:

Trumeaux	Story	Load	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	L <sub>t</sub> (m)	As (cm <sup>2</sup> )	% As (RPA)
1 (e=25)	1	08GEY MAX	-463.05	721.116	2.15	0.83	6.03	4.15
2 (e=25)	1	08GEY MAX	-135.18	35.123	6.05	0.54	0.80	2.70
3 (e=25)	1	08GEY MAX	-2772.36	2005.001	3.50	0.34	0.60	1.70

- Choix des barres :

1- 2x(2x3HA12) pour (L=2.15m) dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

2x(2x 3HA10) pour (L=2.15m) dans la zone d'about (e =15cm) puis TS

(T6 150\*150).

**2x(2x3HA10) pour (L=2.15m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**2- 2x(2x5HA12) pour (L=6.05m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**2x(2x5HA10) pour (L=6.05m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**2x(2x5HA10) pour (L=6.05m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**3- 2x(2x4HA12) pour (L=3.50m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**2x(2x4HA10) pour (L=3.50m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**2x(2x4HA10) pour (L=3.50m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**VoileX2:**

Vérification des contraintes limites de cisailent dans lestrumeaux:

Trumeaux	L (m)	e (m)	Load	V (KN)	$\tau$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	3.40	0.25	GQEY MAX	606.55	1110.03

Ferrailage des trumeaux

Trumeaux	Story	Load	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	L <sub>t</sub> (m)	As (cm <sup>2</sup> )	% As (RPA)
1 (e=25)	9	08GEY MAX	-36.07	199.90 1	3.40	1.53	7.30	7.65

• **Choix des barres :**

- **2x(2x 4HA12) pour (L=3.50m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x 4HA10) pour (L=3.50m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).
- **2x(2x 4HA10) pour (L=3.50m)** dans la zone d'about (e =15cm) puis TS (T6 150\*150).

**b)-calcul des voiles du bâtiment du projet 1000 logements :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Pier	Story	Load	P	V	T	M	L(m)	Ep (m)	I (m <sup>4</sup> )	τ (MPa)	Lt (m)	As(cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As zone d'about	As zone courante
AXE1 L=10.24	9	GQEY MAX	-173.77	15.11	100.174	53.863	10.24	0.15	13.42	0.015	4.19	0.73	12.57	2*(4T10)=6.28cm <sup>2</sup>	TS 5.5 150 X1 50
	8	GQEY MAX	-337.9	122.97	75.703	134.88	10.24	0.15	13.42	0.125	3.92	1.24	11.77		
	7	GQEY MAX	-501.43	235.62	79.771	522.166	10.24	0.15	13.42	0.239	2.00	0.48	5.99		
	6	08GEY MIN	-754.78	-429.27	-68.686	-2338.6	10.24	0.15	13.42	0.435	2.30	1.73	6.90		
	5	08GEY MIN	-942.74	-514.61	-67.29	-3563.5	10.24	0.15	13.42	0.521	2.81	3.93	8.42		
	4	08GEY MIN	-1128	-590.52	-63.883	-5033.4	10.24	0.15	13.42	0.598	3.16	7.03	9.49	2*(8T12)= 18.10cm <sup>2</sup>	
	3	08GEY MAX	-768.59	602.45	63.218	5335.41	10.24	0.15	13.42	0.610	3.86	11.11	11.58		
2	08GEY MAX	-883.45	666.33	53.662	7097.53	10.24	0.15	13.42	0.675	4.03	16.12	12.10			

	1	08GEY MAX	-1004.85	699.52	39.966	8996.78	10.24	0.15	13.42	0.708	4.14	21.58	12.43	2*(8T14)=24.63cm <sup>2</sup>	
	RDC	08GEY MAX	-1135.62	674.06	28.514	10873.4	10.24	0.15	13.42	0.683	4.21	26.89	12.62		
	INF	08GEY MAX	-973.59	490.6	13.165	7487.25	10.24	0.15	13.42	0.497	3.98	16.60	11.95		
AXE2 L=6.55	9	08GEY MAX	-114.03	-81.82	4.426	-0.776	6.55	0.15	3.51	0.130	3.25	0.70	9.76	2*(3T10)= 4.72cm <sup>2</sup>	TS 5.5 150 X1 50
	8	08GEY MAX	-221.09	-13.11	3.368	-10.818	6.55	0.15	3.51	0.021	3.13	1.26	9.38		
	7	GQEY MAX	-514.32	-20.93	4.177	-42.933	6.55	0.15	3.51	0.033	3.02	2.74	9.07		
	6	GQEY MAX	-684.21	8.58	4.112	120.424	6.55	0.15	3.51	0.014	2.75	3.01	8.24		
	5	GQEY MAX	-855.82	33.91	4.007	366.174	6.55	0.15	3.51	0.054	1.99	1.98	5.97		
	4	GQEY MAX	-1030.31	57.19	3.797	687.243	6.55	0.15	3.51	0.091	1.27	0.97	3.82	2*(4T10)=6.28cm <sup>2</sup>	
	3	08GEY MAX	-771.99	127.85	3.07	1271.29	6.55	0.15	3.51	0.202	1.10	0.83	3.31		
	2	08GEY	-891.83	159.18	2.678	1800.74	6.55	0.15	3.51	0.252	1.50	2.18	4.51		

		MAX													
	1	08GEY MAX	-1018.09	201.56	2.062	2474.84	6.55	0.15	3.51	0.319	1.80	4.30	5.41	2*(5T12)=11.31cm <sup>2</sup>	
	RDC	08GEY MAX	-1152.23	256.14	0.793	3338.87	6.55	0.15	3.51	0.406	2.04	7.43	6.12		
INF	08GEY MIN	-1275.87	-228.23	-0.23	-2370	6.55	0.15	3.51	0.361	1.35	2.31	4.05			
AXE2 L=4.35	9	GQEY MIN	-207.54	72.44	-0.273	8.584	4.35	0.15	1.03	0.173	2.05	1.15	6.15	2*(3T10)= 4.72cm <sup>2</sup>	TS 5.5 150 X1 50
	8	GQEY MIN	-416.71	57.57	-0.335	3.962	4.35	0.15	1.03	0.137	2.15	2.54	6.44		
	7	GQEY MIN	-626.03	48.34	-0.369	-5.403	4.35	0.15	1.03	0.115	2.15	3.82	6.45		
	6	GQEY MIN	-836.29	40.2	-0.422	-64.511	4.35	0.15	1.03	0.096	1.94	4.17	5.83		
	5	GQEY MIN	-1047.16	32.97	-0.463	-156.84	4.35	0.15	1.03	0.079	1.73	4.12	5.18	2*(4T10)=6.28cm <sup>2</sup>	
	4	GQEY MIN	-1258.21	25.89	-0.49	-273.88	4.35	0.15	1.03	0.062	1.52	3.85	4.57		
	3	GQEY MIN	-1468.78	18.91	-0.494	-411.79	4.35	0.15	1.03	0.045	1.33	3.45	4.00		
	2	GQEY MIN	-1678.07	19.36	-0.461	-545.6	4.35	0.15	1.03	0.046	1.20	3.19	3.60	2*(5T12)=11.31cm <sup>2</sup>	
	1	GQEY MIN	-1955.7	-3.97	-0.366	-844.16	4.35	0.15	1.03	0.009	0.88	2.00	2.64		
	RDC	GQEY MAX	-1597.82	113.59	0.383	914.346	4.35	0.15	1.03	0.271	0.46	0.44	1.37		
INF	08GEY MAX	-703.1	113.1	0.088	741.297	4.35	0.15	1.03	0.270	0.68	0.62	2.04			
AXE3 L=4.64	9	GQEY MIN	-267.11	-247.39	-0.333	-291.5	4.65	0.15	1.26	0.552	0.67	0.20	2.02	TS	
	8	08GEY	-248.83	-93.05	0.808	-83.313	4.65	0.15	1.26	0.208	1.32	0.50	3.96	5.5	

		MAX													150
	7	GQEY MAX	-603.49	-136.96	0.917	-197.51	4.65	0.15	1.26	0.305	1.34	1.26	4.03		X1 50
	6	GQEY MAX	-805.27	-127.56	0.894	-158.66	4.65	0.15	1.26	0.284	1.73	2.80	5.20		
	5	GQEY MAX	-1009.71	-119.41	0.855	-81.294	4.65	0.15	1.26	0.266	2.08	5.07	6.25		
	4	GQEY MAX	-1217.95	-112.09	0.796	24.324	4.65	0.15	1.26	0.250	2.27	7.22	6.80		
	3	GQEY MAX	-1431.37	-105.92	0.712	151.638	4.65	0.15	1.26	0.236	2.01	6.67	6.02		
	2	GQEY MAX	-1651.4	-113.77	0.603	255.894	4.65	0.15	1.26	0.254	1.86	6.61	5.58		
	1	GQEY MAX	-1983.03	-61.6	0.465	758.779	4.65	0.15	1.26	0.137	1.18	3.18	3.53		
	RDC	GQEY MIN	-2793.07	-79.02	-0.17	-920.13	4.65	0.15	1.26	0.176	1.34	5.77	4.01		
	INF	GQEY MAX	-1746.43	332.24	0.064	375.304	4.65	0.15	1.26	0.741	1.68	5.70	5.04		
AXE3 L=1.85	9	GQEY MIN	-37.16	-48.94	-0.095	-53.836	1.85	0.15	0.08	0.274	0.73	0.68	2.18		TS
	8	08GEY MAX	-11.04	39.6	0.107	36.612	1.85	0.15	0.08	0.222	0.84	0.61	2.52		5.5 150

	7	08GEY MAX	10.3	51	0.109	48.859	1.85	0.15	0.08	0.286	0.99	1.12	2.96	X1 50
	6	08GEY MAX	47.71	61.31	0.109	60.809	1.85	0.15	0.08	0.344	1.15	1.90	3.45	
	5	08GEY MAX	99.62	70.51	0.107	72.369	1.85	0.15	0.08	0.395	1.32	2.98	3.95	
	4	08GEY MAX	164.11	77.93	0.102	82.905	1.85	0.15	0.08	0.437	1.49	4.36	4.47	
	3	08GEY MAX	238.18	82.88	0.094	91.746	1.85	0.15	0.08	0.465	1.67	6.03	5.00	
	2	08GEY MAX	316.62	84.04	0.083	97.678	1.85	0.15	0.08	0.471	1.85	7.92	5.55	
	1	08GEY MAX	390.02	80.01	0.067	101.406	1.85	0.15	0.08	0.449	1.71	8.28	5.12	
	RDC	08GEY MAX	434.2	51.85	0.037	72.242	1.85	0.15	0.08	0.291	1.42	6.43	4.27	
	INF	08GEY MAX	452.81	51.67	0.013	97.738	1.85	0.15	0.08	0.290	1.57	8.18	4.72	
AXE3 L=1.60	9	GQEY MAX	2.58	125.74	0.138	126.577	1.6	0.15	0.05	0.815	0.80	3.00	2.41	TS 5.5
	8	GQEY	-38.18	140.65	0.138	145.241	1.6	0.15	0.05	0.912	0.74	2.94	2.23	150

		MAX													X1
	7	GQEY MAX	-81.61	161.48	0.134	168.716	1.6	0.15	0.05	1.047	0.70	3.00	2.09	50	
	6	08GEY MAX	-87.41	167.07	0.123	179.166	1.6	0.15	0.05	1.083	0.70	3.18	2.09		
	5	08GEY MAX	-107.72	182.59	0.118	199.024	1.6	0.15	0.05	1.183	0.68	3.42	2.05		
	4	08GEY MAX	-119	192.8	0.11	213.894	1.6	0.15	0.05	1.250	0.68	3.64	2.04		
	3	08GEY MAX	-124.76	195.31	0.099	221.088	1.6	0.15	0.05	1.266	0.68	3.74	2.04		
	2	08GEY MAX	-125.57	186.68	0.083	216.733	1.6	0.15	0.05	1.210	0.68	3.63	2.03		
	1	08GEY MAX	-122.63	160.84	0.063	194.006	1.6	0.15	0.05	1.042	0.67	3.14	2.00		
	RDC	08GEY MAX	-118.67	103.38	0.036	136.966	1.6	0.15	0.05	0.670	0.62	1.90	1.85		
	INF	08GEY MAX	-116.99	47.37	0.011	80.423	1.6	0.15	0.05	0.307	0.49	0.71	1.47		
AXE3 L=1.84	9	GQEY MAX	-24.28	244.89	0.21	240.553	1.84	0.15	0.08	1.380	0.89	4.60	2.67	TS 5.5	

	8	GQEY MAX	-57.08	260.78	0.173	264.915	1.84	0.15	0.08	1.470	0.86	4.71	2.58	150 X1 50
	7	GQEY MAX	-86.93	288.4	0.177	295.726	1.84	0.15	0.08	1.625	0.84	4.99	2.51	
	6	08GEY MAX	-47.72	279.52	0.159	292.949	1.84	0.15	0.08	1.575	0.87	5.39	2.62	
	5	08GEY MAX	-56.92	300.55	0.154	319.287	1.84	0.15	0.08	1.694	0.87	5.82	2.61	
	4	08GEY MAX	-66.54	313.54	0.145	337.989	1.84	0.15	0.08	1.767	0.86	6.08	2.59	
	3	08GEY MAX	-79.21	314.84	0.132	345.105	1.84	0.15	0.08	1.774	0.86	6.08	2.57	
	2	08GEY MAX	-98.81	299.46	0.113	335.087	1.84	0.15	0.08	1.688	0.84	5.65	2.51	
	1	08GEY MAX	-129.82	258.88	0.088	298.411	1.84	0.15	0.08	1.459	0.80	4.57	2.39	
	RDC	08GEY MAX	-169.54	168.6	0.059	205.042	1.84	0.15	0.08	0.950	0.69	2.33	2.06	
	INF	GQEY MIN	-717.74	-52.73	-0.015	-110.79	1.84	0.15	0.08	0.297	0.46	1.11	1.37	
AXE4	9	GQEY MIN	-256.56	71.81	-2.317	-45.31	5.5	0.15	2.08	0.135	2.22	1.05	6.66	TS
L=5.50	8	GQEY MIN	-513.16	61.71	-1.667	-67.579	5.5	0.15	2.08	0.116	2.35	2.35	7.06	5.5

	7	GQEY MIN	-768.89	45.08	-1.684	-101.56	5.5	0.15	2.08	0.085	2.35	3.52	7.06		150
	6	GQEY MIN	-1023.73	28.69	-1.582	-223.76	5.5	0.15	2.08	0.054	2.09	3.71	6.28		X1
	5	GQEY MIN	-1277.03	14.8	-1.534	-411.52	5.5	0.15	2.08	0.028	1.78	3.36	5.35		50
	4	GQEY MIN	-1528.03	1.62	-1.459	-648.12	5.5	0.15	2.08	0.003	1.48	2.76	4.43		
	3	GQEY MIN	-1775.79	-11.73	-1.34	-928.89	5.5	0.15	2.08	0.022	1.18	2.05	3.54		
	2	GQEY MIN	-2019.3	-19.5	-1.18	-1233.5	5.5	0.15	2.08	0.037	0.92	1.40	2.75		
	1	08GEY MAX	-1161.05	179.18	0.234	1486.8	5.5	0.15	2.08	0.338	0.78	0.82	2.34		
	RDC	08GEY MIN	-1761.18	-160.13	-0.463	-2328.8	5.5	0.15	2.08	0.302	0.84	1.49	2.53		
	INF	08GEY MAX	-1071.45	128.65	0.037	1503.77	5.5	0.15	2.08	0.243	0.95	1.23	2.86		
AXE5 L=3.45	9	GQEY MIN	-136.11	-96.43	-2.245	-99.471	3.45	0.15	0.51	0.290	0.37	0.05	1.10	2*(4T10)=6.28cm <sup>2</sup>	TS 5.5 150 X1 50
	8	GQEY MAX	-255.68	-36.68	0.862	-77.509	3.45	0.15	0.51	0.110	0.82	0.36	2.45		
	7	GQEY MAX	-383.4	-29.85	0.931	-61.461	3.45	0.15	0.51	0.090	1.24	1.25	3.73		
	6	GQEY MAX	-510.73	-26.59	0.959	-36.297	3.45	0.15	0.51	0.080	1.51	2.45	4.54		
	5	GQEY MAX	-637.92	-23.78	0.971	-3.069	3.45	0.15	0.51	0.071	1.71	3.92	5.13		
	4	GQEY	-765.31	-21.76	0.952	38.055	3.45	0.15	0.51	0.065	1.58	3.99	4.73		

		MAX													
	3	GQEY MAX	-893.31	-20.7	0.894	86.07	3.45	0.15	0.51	0.062	1.44	3.87	4.31		
	2	GQEY MAX	-1022.39	-30.41	0.791	109.845	3.45	0.15	0.51	0.091	1.40	4.23	4.21		
	1	GQEY MAX	-1203.43	-18.6	0.625	264.52	3.45	0.15	0.51	0.056	1.07	2.87	3.20	2*(4T12)=9.05cm <sup>2</sup>	
	RDC	GQEY MIN	-1467.53	-12.82	-0.535	-327.78	3.45	0.15	0.51	0.039	1.05	3.43	3.16		
	INF	GQEY MIN	-1375.93	1.06	-0.167	-511.93	3.45	0.15	0.51	0.003	0.61	1.07	1.83		
AXE3 L=3.86	9	GQEY MAX	-100.31	391.83	0.611	332.32	3.86	0.15	0.72	1.053	1.56	2.10	4.67	TS 5.5 150 X1 50	
	8	08GEY MAX	-21.24	296.59	0.476	293.363	3.86	0.15	0.72	0.797	1.84	2.59	5.52		
	7	08GEY MAX	37.13	323.22	0.479	351.732	3.86	0.15	0.72	0.868	2.06	3.90	6.18		
	6	GQEY MIN	-1056.87	-30.15	-0.235	-37.329	3.86	0.15	0.72	0.081	1.82	5.90	5.47		
	5	08GEY MAX	234.85	371.5	0.452	487.82	3.86	0.15	0.72	0.998	2.53	8.13	7.58		
	4	08GEY MAX	365.13	387.11	0.423	563.217	3.86	0.15	0.72	1.040	2.73	10.99	8.20		
	3	08GEY	505.69	393.57	0.381	641.685	3.86	0.15	0.72	1.057	2.91	14.16	8.73		

		MAX													
	2	08GEY MAX	643.6	388.33	0.324	725.109	3.86	0.15	0.72	1.043	3.03	17.39	9.10		
	1	08GEY MAX	758.44	369.47	0.251	829.467	3.86	0.15	0.72	0.993	3.07	20.33	9.20		
	RDC	08GEY MAX	806.72	343.15	0.154	1053.23	3.86	0.15	0.72	0.922	2.88	22.80	8.64		
	INF	GQEY MIN	-2177.7	-418.37	-0.039	-226.39	3.86	0.15	0.72	1.124	1.62	9.57	4.85		
AXE6 L=3.75	9	GQEY MIN	-165.91	-91.12	-0.946	-41.835	3.75	0.15	0.66	0.252	1.12	0.37	3.36	2*(4T10)=6.28cm <sup>2</sup>	TS 5.5 150 X1 50
	8	GQEY MAX	-190.32	-15.55	0.072	-16.112	3.75	0.15	0.66	0.043	1.62	0.89	4.86		
	7	GQEY MAX	-280.84	-3.24	0.076	13.391	3.75	0.15	0.66	0.009	1.73	1.50	5.20		
	6	GQEY MAX	-375.75	3.92	0.119	47.1	3.75	0.15	0.66	0.011	1.50	1.50	4.50		
	5	GQEY MAX	-475.58	8.64	0.155	89.963	3.75	0.15	0.66	0.024	1.31	1.45	3.92		
	4	GQEY MAX	-580.5	12.11	0.18	142.555	3.75	0.15	0.66	0.033	1.14	1.34	3.41		
	3	GQEY MAX	-691.58	15.32	0.198	206.582	3.75	0.15	0.66	0.042	0.98	1.18	2.94		

	2	GQEY MAX	-819.89	26.75	0.211	310.86	3.75	0.15	0.66	0.074	0.74	0.79	2.21	2*(4T12)=9.05cm <sup>2</sup>	
	1	GQEY MAX	-949.18	48.85	0.222	455.401	3.75	0.15	0.66	0.135	0.44	0.32	1.31		
	RDC	08GEY MAX	-636.53	100.61	0.219	590.178	3.75	0.15	0.66	0.278	0.61	0.63	1.83		
	INF	08GEY MAX	-381.74	126.63	0.087	383.768	3.75	0.15	0.66	0.350	0.71	0.55	2.13		
AXE4 L=0.65	9	GQEY MIN	-21.44	-21.02	-0.036	-27.487	0.65	0.15	0.00	0.335	0.30	1.33	0.89	2*(5T10)=7.85cm <sup>2</sup>	TS 5.5 150 X1 50
	8	GQEY MIN	-45.76	-14.81	-0.035	-22.963	0.65	0.15	0.00	0.236	0.25	0.81	0.76		
	7	GQEY MIN	-69.88	-16.16	-0.036	-24.239	0.65	0.15	0.00	0.258	0.22	0.66	0.67		
	6	08GEY MIN	-73.27	-13.82	-0.034	-21.052	0.65	0.15	0.00	0.220	0.20	0.47	0.61		
	5	08GEY MIN	-92.15	-13.53	-0.034	-20.845	0.65	0.15	0.00	0.216	0.17	0.33	0.51		
	4	08GEY MAX	-28.53	7.81	0.029	12.273	0.65	0.15	0.00	0.125	0.24	0.40	0.73		
	3	08GEY MAX	-31.23	7.48	0.027	12.089	0.65	0.15	0.00	0.119	0.23	0.36	0.70		
	2	08GEY MAX	-33.75	6.75	0.024	11.305	0.65	0.15	0.00	0.108	0.22	0.30	0.66		
	1	08GEY MAX	-36.41	5.75	0.019	10.317	0.65	0.15	0.00	0.092	0.20	0.23	0.60		

	RDC	GQEY MIN	-214.47	-4.38	-0.013	-8.184	0.65	0.15	0.00	0.070	0.21	0.56	0.63		
	INF	GQEY MIN	-223.44	-1.5	-0.004	-4.837	0.65	0.15	0.00	0.024	0.26	0.89	0.78	2*(5T12)=11.31cm <sup>2</sup>	
AXE5 L=0.65	9	GQEY MAX	-37.98	24.61	0.042	28.357	0.65	0.15	0.00	0.393	0.28	1.20	0.83	2*(6T10)=9.42cm <sup>2</sup>	TS 5.5 150 X1 50
	8	GQEY MAX	-67.74	21.25	0.035	25.864	0.65	0.15	0.00	0.339	0.23	0.77	0.70		
	7	GQEY MAX	-103.21	20.54	0.037	26.184	0.65	0.15	0.00	0.328	0.19	0.50	0.56		
	6	GQEY MAX	-135.3	20.32	0.038	26.983	0.65	0.15	0.00	0.324	0.15	0.32	0.45		
	5	GQEY MAX	-165.37	20.27	0.039	28.031	0.65	0.15	0.00	0.323	0.12	0.21	0.35		
	4	08GEY MIN	-200.33	5.19	-0.049	9.966	0.65	0.15	0.00	0.083	0.18	0.37	0.53		
	3	08GEY MIN	-245.99	4.22	-0.046	9.099	0.65	0.15	0.00	0.067	0.21	0.67	0.64		
	2	08GEY MIN	-297.75	2.46	-0.041	7.202	0.65	0.15	0.00	0.039	0.25	1.12	0.76		
	1	08GEY MIN	-365.87	-1.39	-0.034	3.023	0.65	0.15	0.00	0.022	0.30	1.95	0.90		
	RDC	GQEY MAX	-410	-15.64	0.018	-12.643	0.65	0.15	0.00	0.250	0.23	1.31	0.70		
	INF	GQEY MIN	-155.44	-72.4	-0.012	-46.298	0.65	0.15	0.00	1.155	0.21	1.08	0.62	2*(6T12)=13.57cm <sup>2</sup>	
AXE5 L=1.25	9	GQEY MAX	-49.72	39.27	0.212	35.175	1.25	0.15	0.02	0.326	0.44	0.53	1.32		TS 5.5

	8	08GEY MIN	-99.11	5.55	-0.283	1.522	1.25	0.15	0.02	0.046	0.58	0.53	1.74	2*(6T10)=9.42cm <sup>2</sup>	150 X1 50
	7	GQEY MIN	-207.2	12.31	-0.319	3.336	1.25	0.15	0.02	0.102	0.58	1.10	1.73		
	6	GQEY MIN	-270.6	11.84	-0.316	-1.034	1.25	0.15	0.02	0.098	0.61	1.63	1.84		
	5	GQEY MIN	-336.84	12.2	-0.307	-4.998	1.25	0.15	0.02	0.101	0.58	1.82	1.74		
	4	GQEY MIN	-408.57	13.04	-0.291	-8.864	1.25	0.15	0.02	0.108	0.56	2.05	1.68		
	3	GQEY MIN	-486.79	14.71	-0.265	-11.966	1.25	0.15	0.02	0.122	0.55	2.37	1.65		
	2	GQEY MIN	-577.05	16.43	-0.228	-16.531	1.25	0.15	0.02	0.136	0.54	2.68	1.62		
	1	GQEY MIN	-659.27	7.63	-0.178	-39.214	1.25	0.15	0.02	0.063	0.45	2.10	1.34		
	RDC	GQEY MAX	-476.66	14.09	0.085	3.397	1.25	0.15	0.02	0.117	0.60	2.78	1.81	2*(6T12)=13.57cm <sup>2</sup>	
	INF	GQEY MIN	-691.16	-36.73	-0.028	-56.931	1.25	0.15	0.02	0.305	0.38	1.58	1.13		
AXE6 L=4.50	9	GQEY MIN	-145.32	52.75	-2.205	25.799	4.5	0.15	1.14	0.122	1.72	0.53	5.15	2*(4T10)=6.28cm <sup>2</sup>	TS 5.5 150 X1 50
	8	GQEY MIN	-297.16	11.55	-3.163	-19.926	4.5	0.15	1.14	0.027	2.05	1.54	6.15		
	7	GQEY MIN	-470.7	-10.04	-3.389	-90.596	4.5	0.15	1.14	0.023	1.67	1.63	5.02		
	6	GQEY MIN	-658.05	-26.17	-3.591	-182.81	4.5	0.15	1.14	0.060	1.42	1.63	4.25		
	5	GQEY MIN	-854.63	-38.6	-3.711	-293.26	4.5	0.15	1.14	0.089	1.22	1.57	3.66		
	4	GQEY MIN	-1059.06	-49.65	-3.754	-423.05	4.5	0.15	1.14	0.114	1.05	1.45	3.15		
	3	GQEY MIN	-1271.69	-61.02	-3.726	-574.96	4.5	0.15	1.14	0.141	0.89	1.25	2.68		
	2	08GEY MAX	-380.23	150.52	-1.202	654.006	4.5	0.15	1.14	0.347	1.27	1.73	3.81		

	1	08GEY MAX	-394.81	155.05	-1.186	822.295	4.5	0.15	1.14	0.357	1.44	2.81	4.32	2*(4T12)=9.05cm <sup>2</sup>	
	RDC	08GEY MAX	-429.24	118.08	-1.135	930.281	4.5	0.15	1.14	0.272	1.47	3.32	4.41		
	INF	08GEY MAX	-625.76	110.56	-1.243	804.176	4.5	0.15	1.14	0.255	0.94	1.16	2.81		
AXE4 L=4.65	9	08GEY MAX	-121.87	-45.47	-0.086	-32.065	4.65	0.15	1.26	0.101	1.54	0.33	4.61	2*(5T10)=7.85cm <sup>2</sup>	TS 5.5 150 X1 50
	8	GQEY MAX	-364.03	-38.04	-0.249	-83.896	4.65	0.15	1.26	0.085	1.63	1.12	4.90		
	7	GQEY MAX	-540.7	-20.08	-0.269	-55.113	4.65	0.15	1.26	0.045	2.02	2.55	6.06		
	6	GQEY MAX	-716.57	-9.87	-0.22	5.731	4.65	0.15	1.26	0.022	2.30	4.39	6.90		
	5	GQEY MAX	-892.42	-1.15	-0.158	89.968	4.65	0.15	1.26	0.003	2.02	4.22	6.07		
	4	GQEY MAX	-1069.07	6.38	-0.092	196.256	4.65	0.15	1.26	0.014	1.77	3.89	5.32		
	3	GQEY MAX	-1247.53	13.28	-0.03	324.837	4.65	0.15	1.26	0.030	1.54	3.44	4.63		
	2	GQEY	-1429.03	16.6	0.013	466.65	4.65	0.15	1.26	0.037	1.35	2.99	4.04		

		MAX													
	1	GQEY MAX	-1689.35	42.52	0.04	771.946	4.65	0.15	1.26	0.095	0.95	1.78	2.86		
	RDC	08GEY MAX	-1158.16	141.86	0.141	1322.47	4.65	0.15	1.26	0.316	0.75	1.10	2.24		
	INF	GQEY MAX	-1441.92	200.38	0.147	630.716	4.65	0.15	1.26	0.447	1.01	1.71	3.04	2*(5T12)=11.31cm <sup>2</sup>	
VASC 2.17	10	GQEY MIN	-52.69	-2.34	0.021	-2.763	2.17	0.15	0.13	0.011	0.93	0.24	2.78	2*(3T10)= 4.72cm <sup>2</sup>	TS 5.5 150 X1 50
	9	GQEY MIN	-120.16	-5.19	0.07	-10.926	2.17	0.15	0.13	0.025	0.81	0.42	2.44		
	8	GQEY MAX	-133.28	-10.77	0.628	0.429	2.17	0.15	0.13	0.051	1.08	0.82	3.23		
	7	GQEY MAX	-203.73	8.65	0.537	12.779	2.17	0.15	0.13	0.041	0.90	0.87	2.69		
	6	GQEY MAX	-270.5	11.89	0.564	22.379	2.17	0.15	0.13	0.057	0.84	1.01	2.51		
	5	GQEY MAX	-327.11	14.49	0.609	33.814	2.17	0.15	0.13	0.069	0.77	1.04	2.32		
	4	GQEY MAX	-364.9	17.17	0.659	47.641	2.17	0.15	0.13	0.082	0.69	0.93	2.08		
	3	GQEY MIN	-557.32	-29.23	0.448	-92.427	2.17	0.15	0.13	0.140	0.59	1.02	1.76		
	2	GQEY MIN	-646.07	-29.92	0.415	-117.17	2.17	0.15	0.13	0.143	0.54	1.00	1.62		

	1	GQEY MIN	-708.85	-11.26	0.35	-103.44	2.17	0.15	0.13	0.054	0.65	1.58	1.94	2*(3T12)=6.79cm <sup>2</sup>	
	RDC	GQEY MIN	-765.36	-18.55	0.313	-122.24	2.17	0.15	0.13	0.089	0.61	1.49	1.82		
VASC 1.90	9	GQEY MAX	-54.7	2.38	-0.129	1.653	1.9	0.15	0.09	0.013	0.86	0.28	2.58	2*(3T10)= 4.72cm <sup>2</sup>	TS 5.5 150 X1 50
	8	GQEY MIN	-118.4	-17.44	-0.621	-4.863	1.9	0.15	0.09	0.095	0.83	0.56	2.48		
	7	GQEY MAX	-130.35	-8.81	0.07	-1.487	1.9	0.15	0.09	0.048	0.92	0.76	2.75		
	6	GQEY MIN	-228.34	-20.8	-0.419	-11.029	1.9	0.15	0.09	0.114	0.81	1.02	2.42		
	5	GQEY MIN	-287.11	-21.33	-0.468	-12.159	1.9	0.15	0.09	0.116	0.82	1.35	2.47		
	4	GQEY MIN	-345.03	-23.7	-0.512	-13.921	1.9	0.15	0.09	0.129	0.83	1.64	2.49		
	3	GQEY MIN	-402.1	-26.67	-0.55	-15.911	1.9	0.15	0.09	0.146	0.83	1.92	2.49		
	2	GQEY MIN	-458.38	-29.47	-0.679	-18.337	1.9	0.15	0.09	0.161	0.83	2.19	2.49		
	1	GQEY MIN	-504.31	-28.12	-0.648	-14.946	1.9	0.15	0.09	0.153	0.86	2.59	2.58		
	RDC	GQEY MIN	-494.92	-18.01	-0.678	-12.691	1.9	0.15	0.09	0.098	0.87	2.61	2.62	2*(3T12)=6.79cm <sup>2</sup>	
	INF	GQEY MIN	-483.69	-9.62	-0.578	-6.016	1.9	0.15	0.09	0.053	0.91	2.79	2.74		

## III-2.Dalles

### III-2-1 Introduction :

Une dalle est une aire plane horizontales en béton armé, coulé sur place, séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges importantes (planchers intermédiaire, planchers commerces, planchers de toiture ....etc.).

Les planchers sont constitués de panneaux de dalle en béton armé, sont des éléments très répandus dans les constructions courante ou ils accomplissent un rôle structurel de première importance.

### III-2-2 Les dalles pleines :

La dalle pleine est une plaque horizontale en béton armé coulé sur place , cette plaque peut être encastrée sur 2,3ou 4 appuis .

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion :

1/30 à 1/35 de la portée pour une dalle reposant sur 02 appuis

1/40 et 1/50 de la portée pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis

- Isolation acoustique :  $e \geq 16$  cm
- Rigidité ou limitation de la flèche  $e \leq 1/500$
- Sécurité vis-à-vis de l'incendie :

On adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe -feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu

Le coffrage de la dalle doit recouvrir toute la surface, son coulage est réalisé sur place et le ferrailage est simple et facile à poser

Les efforts qui sollicitent cette dalle doivent êtres repris suivant les deux directions principales d'où la nécessité de constituer un quadrillage lors du ferrailage des dalles

les ouvertures nécessaires par le passage de conduites électriques ou de tuyauteries sont prévues et tracés sur le plan de coffrage avant la réalisation .

### III-2-3 Calcul des Dalles :

L'épaisseur de la dalle est pré-dimensionnée par les formules empiriques suivantes :

$$L_{\max} / 35 \leq h$$

$$L_{\max} = 3.15 \text{ m}$$

$$3.15/35 \leq \qquad \qquad \qquad \geq 3.15/30$$

$$9 \text{ cm} \leq e \leq 10.50 \text{ cm}$$

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions et de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles des conditions ci-après :

Nous avons la limite de RPA minimal qui est de 12 cm

Sécurité contre l'incendie :

$e = 7 \text{ cm}$  .....pour une heure de coupe-feu

$e = 11 \text{ cm}$  .....pour deux heures de coupe-feu

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique

On prend  $e = 14 \text{ cm}$

$L_x$  : est la longueur suivant le sens X (sens porteur)

$L_x$  est la petite dimension du panneau

$L_y$  : est la longueur suivant le sens Y (répartition)

$L_y$  est la plus grande dimension du panneau

### **III-2-3-1      Méthode de calcul :**

#### **1. Descente de charges**

D'après la descente de charge effectué dans le chapitre 2 , on a :

- **Plancher Terrasse:**  $G = 7.15 \text{ Kn /m}^2$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

- **Plancher étage courant:**  $G = 5.85 \text{ Kn /m}^2$

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

- **Plancher étage commerce:**  $G = 5.85 \text{ Kn /m}^2$

$$Q = 5.00 \text{ KN/m}^2$$

#### **2. Combinaisons Fondamentales :**

##### **État limite ultime ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

Charge permanente G :

$$G = (\text{épaisseur de la dalle} \times 25 \text{ KN/m}^3) + G' \quad \text{avec : } G' : \text{charges diverses}$$

$$G = 5.85 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times 5.85 + 1.5 \times 5 = 15.40 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1\text{m} = 15.40 \text{ KN/m}$$

**État limite de service ELS :**

$$q_s = G+Q$$

$$q_s = 5.85 + 5 = 10.85 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_s = q_s \times 1\text{m}$$

$$q_s = 10.85 \times 1\text{m} = 10.85 \text{ KN/mL}$$

**3. Calcul des sollicitations :**

**État limite ultime ELU :**

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l^2 \quad \text{Suivant la direction } l_x.$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \quad \text{Suivant la direction } l_y.$$

**État limite de service ELS :**

$$M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l^2 \quad \text{Suivant la direction } l_x.$$

$$M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} \quad \text{Suivant la direction } l_y$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\rho, \nu)$  et  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

**4. Coefficient de poisson [A.2.7/BAEL 91 mod99]. :**

$\nu = 0 \Rightarrow$  états limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0, 2 \Rightarrow$  états limites de service (béton non fissuré).

**5. Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_{U\text{MAX}} = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{(2 \cdot l_y) + l_x}$$

**6. Mode d'encastrement :**

S'il y a continuité sur un ou plusieurs cotés du panneau, on fait d'abord le calcul des moments dans le panneau comme s'il était simplement appuyé : soit ( $M_x$  ;  $M_y$ ). Par la suite, on établit les réductions suivantes :

- Panneau de dalle continu au delà de ces appuis :

En travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

En appuis intermédiaires :

$$M_{ax} = 0.5 M_x$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y$$

- Le panneau de dalle dont au moins un appui peut assuré un encastrement partiel :

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

En appuis intermédiaires :

$$M_{ax} = 0.5 M_x$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y$$

En appuis de rives :

$$M_{ax} = 0.3 M_x$$

$$M_{ay} = 0.3 M_y$$

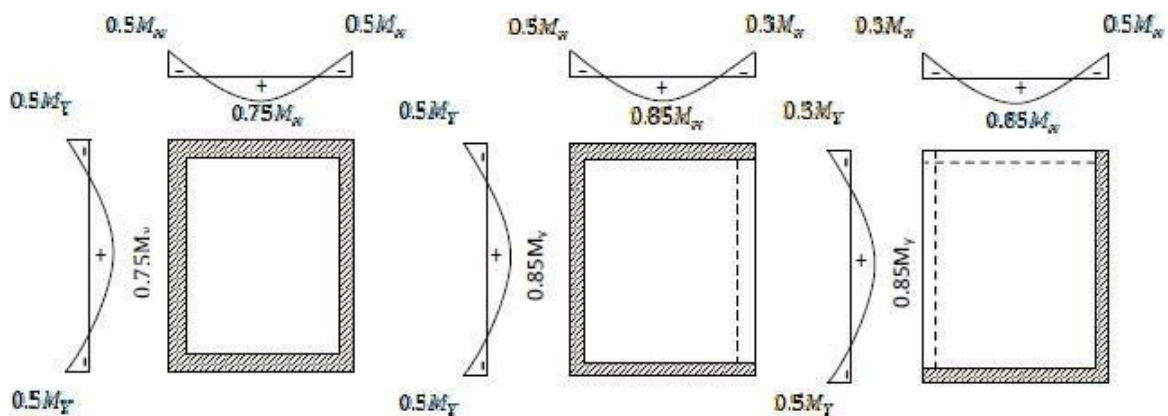


Figure III.2.1 : schéma représentatif de différents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.

### 7. Exemple de calcul :

le panneau 1 est un panneau de rive dont au moins un appui peut assuré un encastrement partiel .

#### 7.1 Le rapport des cotés :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

avec :

$$l_x = 3.05m$$

$$l_y = 7.15m$$

$$\rho = \frac{3.05}{7.15} = 0.43$$

La dalle porte dans les deux sens

#### 7.2 Détermination des coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$ :

Dépend du rapport (Tableau BAEL page 243, annexe E3)

$$\mu_x = 0.1047$$

$$\mu_y = 0.250$$

#### 7.3 Calcul des moments isostatiques :

##### ELU :

$$M_u^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1047 \times 15.40 \times 3.05^2 = 15 \text{ KN.m}$$

$$M_u^y = \mu_y \times M_u^x = 0.2500 \times 15 = 3.75 \text{ KN.m}$$

##### ELS :

$$\mu_x = 0.1078$$

$$\mu_y = 0.2750$$

$$M_s^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.1078 \times 10.85 \times 3.05^2 = 10.88 \text{ KN.m}$$

$$M_s^y = \mu_y \times M_s^x = 0.2750 \times 10.88 = 3 \text{ KN.m}$$

**7.4 Calcul des moments sur appuis :****ELU :**

$$M_w = \text{coeff } M_w \times M_u^x = 0.3 M_u^x = 0.3 \times 15 = 4.5 \text{ KN.m}$$

$$M_e = \text{coeff } M_e \times M_u^x = 0.5 M_u^x = 0.5 \times 15 = 7.5 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \text{coeff } M_n \times M_u^y = 0.5 M_u^y = 0.5 \times 3.75 = 1.87 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \text{coeff } M_s \times M_u^y = 0.3 M_u^y = 0.3 \times 3.75 = 1.125 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$M_w' = \text{coeff } M_w \times M_s^x = 0.3 M_s^x = 0.3 \times 10.88 = 3.264 \text{ KN.m}$$

$$M_e' = \text{coeff } M_e \times M_s^x = 0.5 M_s^x = 0.5 \times 10.88 = 5.44 \text{ KN.m}$$

$$M_n' = \text{coeff } M_n \times M_s^y = 0.5 M_s^y = 0.5 \times 3 = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$M_s' = \text{coeff } M_s \times M_s^y = 0.3 M_s^y = 0.3 \times 3 = 0.9 \text{ KN.m}$$

**7.5 Calcul des moments en travées :****ELU :**

$$M_{tx}^u = \text{coeff } M_{tx}^u \times M_x^u = 0.85 \times M_x^u = 0.85 \times 15 = 12.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}^u = \text{coeff } M_{ty}^u \times M_y^u = 0.85 \times M_y^u = 0.85 \times 3.75 = 1.1875 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$M_{tx}^s = \text{coeff } M_{tx}^s \times M_x^s = 0.85 \times M_x^s = 0.85 \times 10.88 = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}^s = \text{coeff } M_{ty}^s \times M_y^s = 0.85 \times M_y^s = 0.85 \times 3 = 2.55 \text{ KN.m}$$

**7.6 Calcul du ferrailage de la dalle :****A Sens XX :****A.1 En Travées :****ELU :**

- Vérification l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{12.75 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 11.5^2} = 0.068$$

$$\mu = 0.068 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE 500)}$$

Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée

$$A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.087$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.965$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot b \cdot d_x^2} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}^u}{\beta \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{12.75 \times 10^3}{0.965 \times 11.5 \times 435} = 2.64 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [ CBA 91 /A4.2.1 ]**

$$A_{min} = 6 \cdot e_p \times \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) \quad \text{pour FeE 500}$$

$$A_{min} = 0.006 \cdot e_p = (6 \times 0.14) \times \left( \frac{3-0.43}{2} \right) = 0.84 \left( \frac{3-0.43}{2} \right) = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{dopt} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{cal} \\ A_{min} \end{array} \right\} \rightarrow A_{dopt} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2.44 \text{ cm}^2 \\ 1.08 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow A_{dopt} = 2.44 \text{ cm}^2$$

- Espacements maximal des armatures :

$$e \leq \langle 3h_d ; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq \langle 3 \times 14 ; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq \langle 42 \text{ cm} ; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$

### **ELS :**

Ces vérifications ont pour but d'évaluer la nécessité ou non du calcul à l'ELS :

- Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 2.64}{100} = 0.396$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 11.5 \times 0.396 = 9.108$$

$$y_1 = 2.65$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 2.65^3}{3} + 15 \times 2.64 \times (11.5 - 2.65)^2 = 3721.891 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{9.25 \times 10^3}{3721.891} = 2.49$$

### **Enfin :**

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2.49 \times 2.65 = 6.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6.59 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

**Conclusion :**

La contrainte du béton  $\sigma_b$  étant vérifiée, nous retiendrons la valeur de la section d'armature calculée à l'ELU  $\rightarrow A_{tx}^u = 2.64 \text{ cm}^2$

**A.2 En Appuis :****ELU :**

1. **Appuis W :**  $M_w = 4.5 \text{ KN} \cdot \text{m}$

- Vérification L'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_w}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{4.5 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 11.5^2} = 0.023$$

$$\mu = 0.023 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE 500)}$$

Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée

$$A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.030$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.988$$

• Détermination des armatures :

$$A_{tx} = \frac{M_w}{\sigma_s \cdot b \cdot d_x^2} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{4.5 \times 10^3}{0.988 \times 100 \times 11.5 \times 435} = 0.91 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité : [ CBA 91 /A4.2.1 ]**

$$A_{min} = 6 \cdot e_p \text{ pour FeE 500}$$

$$A_{min} = 0.006 \cdot b \cdot h = 0.006 \times 100 \times 14 = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{dopt} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{cal} \\ A_{min} \end{array} \right\} \rightarrow A_{dopt} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.91 \text{ cm}^2 \\ 0.84 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow A_{dopt} = 0.91 \text{ cm}^2$$

- **Espacements maximal des armatures :**

$$e \leq \langle 3h_d; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq \langle 3 \times 14; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq \langle 42 \text{ cm}; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$

**ELS :**

Ces vérifications ont pour but d'évaluer la nécessité ou non du calcul à l'ELS :

-Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 0.91}{100} = 0.1365$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 11.5 \times 0.1365 = 3.1395$$

$$y_1 = 1.640$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 1.640^3}{3} + 15 \times 0.91 \times (11.5 - 1.640)^2 = 1327.323 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{3.264 \times 10^3}{3721.891} = 2.459$$

**Enfin :**

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2.459 \times 1.640 = 4.033 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.033 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

**Conclusion :**

La contrainte du béton  $\sigma_b$  étant vérifiée, nous retiendrons la valeur de la section d'armature calculée à l'ELU  $\rightarrow A_w^u = 0.91 \text{ cm}^2$

2. **Appuis E :**  $M_w = 7.5 \text{ KN} \cdot \text{m}$

- Vérification l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{7.5 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 11.5^2} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE 500)}$$

Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée

$$A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.039$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.979$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx} = \frac{M-e}{\sigma_s \cdot b \cdot d_x^2} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{7.5 \times 10^3}{0.979 \times 11.5 \times 435} = 1.53 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [ CBA 91 /A4.2.1 ]**

$$A_{min} = 6 \cdot e_p \text{ Pour FeE 500}$$

$$A_{min} = 0.006 \cdot b \cdot h = 0.006 \times 100 \times 14 = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{dopt} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{cal} \\ A_{min} \end{array} \right\} \Rightarrow A_{dopt} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.53 \text{ cm}^2 \\ 0.84 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{dopt} = 1.53 \text{ cm}^2$$

- **Espacements maximal des armatures :**

$$e \leq \langle 3h_d ; 33 \text{ cm} \rangle \Rightarrow e \leq \langle 3 \times 14 ; 33 \text{ cm} \rangle \Rightarrow e \leq \langle 42 \text{ cm} ; 33 \text{ cm} \rangle \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$

**ELS :**

Ces vérifications ont pour but d'évaluer la nécessité ou non du calcul à l'ELS :

-Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 1.53}{100} = 0.2295$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 11.5 \times 0.396 = 5.2785$$

$$y_1 = 2.083$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 2.083^3}{3} + 15 \times 1.53 \times (11.5 - 2.083)^2 = 2336.481 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{5.44 \times 10^3}{2336.481} = 2.328$$

**Enfin :**

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2.328 \times 2.083 = 4.849 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.849 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

**Conclusion :**

La contrainte du béton  $\sigma_b$  étant vérifiée, nous retiendrons la valeur de la section d'armature calculée à l'ELU  $\rightarrow A_w^u = 1.53 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité : [ CBA 91 /A4.2.1 ]**

$$A_{min} = 6 \cdot e_p \text{ pour FeE 500}$$

$$A_{min} = 0.006 \cdot b \cdot h = 0.006 \times 100 \times 14 = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{dopt} = \max \left\{ \begin{matrix} A_{cal} \\ A_{min} \end{matrix} \right\} \rightarrow A_{dopt} = \max \left\{ \begin{matrix} 0.91 \text{ cm}^2 \\ 0.84 \text{ cm}^2 \end{matrix} \right\} \rightarrow A_{dopt} = 0.91 \text{ cm}^2$$

- **Espacements maximal des armatures :**

$$e \leq \langle 3h_d ; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq \langle 3 \times 14 ; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq \langle 42 \text{ cm} ; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$

### **B Sens YY :**

#### **B.1 En Travées :**

#### **ELU :**

- Vérification l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tY}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_Y^2} = \frac{3.1875 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 11.5^2} = 0.016$$

$$\mu = 0.016 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE 500)}$$

Il n ya pas d'armatures dans la zone comprimée

$$A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.0202$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.990$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tY} = \frac{M_{tY}^u}{\sigma_s \cdot b \cdot d_Y} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{tY} = \frac{M_{tY}^u}{\beta \cdot b \cdot d_x} = \frac{3.1875 \times 10^3}{0.990 \times 11.5 \times 435} = 0.64 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [ CBA 91 /A4.2.1 ] :**

$$A_{min} = 6 \cdot e_p \times \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) \quad \text{pour FeE 500}$$

$$A_{min} = 0.006 \cdot e_p = (6 \times 0.14) \times \left( \frac{3-0.43}{2} \right) = 0.84 \left( \frac{3-0.43}{2} \right) = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{dopt} = \max \left\{ \begin{matrix} A_{cal} \\ A_{min} \end{matrix} \right\} \rightarrow A_{dopt} = \max \left\{ \begin{matrix} 0.64 \text{ cm}^2 \\ 1.08 \text{ cm}^2 \end{matrix} \right\} \rightarrow A_{dopt} = 1.08 \text{ cm}^2$$

- **Espacements maximal des armatures :**

$$e \leq \langle 3h_d ; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq \langle 3 \times 14 ; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq \langle 42 \text{ cm} ; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$

**ELS :**

Ces vérifications ont pour but d'évaluer la nécessité ou non du calcul à l'ELS :

-Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 1.08}{100} = 0.162$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 11.5 \times 0.396 = 3.726$$

$$y_1 = 1.77$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 1.77^3}{3} + 15 \times 1.08 \times (11.5 - 1.77)^2$$

$$= 1785.459 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tY}^{ser}}{I} = \frac{2.55 \times 10^3}{1785.459} = 1.43$$

**Enfin :**

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.43 \times 1.77 = 2.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.53 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

**Conclusion :**

La contrainte du béton  $\sigma_b$  étant vérifiée, nous retiendrons la valeur de la section d'armature calculée à l'ELU  $\rightarrow A_{tx}^u = 0.84 \text{ cm}^2$

**B.2 En Appuis:****1. Appuis N :****ELU :**

$$M_n = 1.87 \text{ KN.m}$$

- Vérification l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_n}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{1.87 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 11.5^2} = 0.009$$

$$\mu = 0.009 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE 500)}$$

Il n ya pas d'armatures dans la zone comprimée

$$A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.013$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.995$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ay} = \frac{M_w}{\sigma_s \cdot b \cdot d_y^2} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{ay1} = \frac{M_n}{\beta \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{1.87 \times 10^3}{0.995 \times 11.5 \times 435} = 0.38 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [ CBA 91 /A4.2.1 ]**

$$A_{min} = 6 \cdot e_p \text{ pour FeE 500}$$

$$A_{min} = 0.006 \cdot b \cdot \square = 0.006 \times 100 \times 14 = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{dopt} = \max \left\{ \begin{matrix} A_{cal} \\ A_{min} \end{matrix} \right\} \rightarrow A_{dopt} = \max \left\{ \begin{matrix} 0.38 \text{ cm}^2 \\ 0.84 \text{ cm}^2 \end{matrix} \right\} \rightarrow A_{dopt} = 0.84 \text{ cm}^2$$

- **Espacements maximal des armatures :**

$$e \leq \langle 3h_d ; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq \langle 3 \times 14 ; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq \langle 42 \text{ cm} ; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$

**ELS :**

-Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 0.84}{100} = 0.126$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2x dx D = 2 \times 11.5 \times 0.396 = 2.83$$

$$y_1 = 1.56$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 1.56^3}{3} + 15 \times 0.84 \times (11.5 - 1.56)^2 = 1297.46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{ser}}{I} = \frac{2.55 \times 10^3}{1297.46} = 1.97$$

**Enfin :**

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.97 \times 1.56 = 3.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.06 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

**Conclusion :**

La contrainte du béton  $\sigma_b$  étant vérifiée, nous retiendrons la valeur de la section d'armature calculée à l'ELU  $\rightarrow A_{tx}^u = 0.84 \text{ cm}^2$

**2. Appuis S :**

$$M_s = 1.125 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Vérification l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_s}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{1.125 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 11.5^2} = 0.006$$

$$\mu = 0.006 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE 500)}$$

Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée  $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.075$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.997$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ay2} = \frac{M_s}{\beta \cdot b \cdot d_y^2} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{ay1} = \frac{M_n}{\beta \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{1.87 \times 10^3}{0.997 \times 11.5 \times 435} = 0.23 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [ CBA 91 /A4.2.1 ] :**

$$A_{min} = 6 \cdot e_p \text{ pour FeE 500}$$

$$A_{min} = 0.006 \cdot b \cdot \square = 0.006 \times 100 \times 14 = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{dopt} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{cal} \\ A_{min} \end{array} \right\} \rightarrow A_{dopt} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.23 \text{ cm}^2 \\ 0.84 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow A_{dopt} = 0.84 \text{ cm}^2$$

- **Espacements maximal des armatures :**

$$e \leq \langle 3h_d ; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq \langle 3 \times 14 ; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq \langle 42 \text{ cm} ; 33 \text{ cm} \rangle \rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$

### **ELS :**

Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 0.84}{100} = 0.126$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 11.5 \times 0.396 = 2.83$$

$$y_1 = 1.56$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 1.56^3}{3} + 15 \times 0.84 \times (11.5 - 1.56)^2 = 1297.46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tY}^{ser}}{I} = \frac{2.55 \times 10^3}{1297.46} = 1.97$$

### **Enfin :**

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.97 \times 1.56 = 3.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.06 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

### **Conclusion :**

La contrainte du béton  $\sigma_b$  étant vérifiée, nous retiendrons la valeur de la section d'armature calculée à l'ELU  $\rightarrow A_{tx}^u = 0.84 \text{ cm}^2$

### 8. Vérification des contraintes de cisaillement :

#### 8.1 Effort tranchant maximale ( maxi $L_y$ ) :

$$V_{U \text{ MAX}} = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{(2 \cdot l_y) + l_x} = \frac{15.40 \times 3.05 \times 7.15}{(2 \times 7.15) + 3.05} = 19.35 \text{ KN}$$

#### 8.2 contrainte tangente de travail :

$$\tau_u = \frac{V_u}{1.00(ep-c)} = \frac{19.35}{115} = 0.168 \text{ MPa}$$

#### 8.3 contrainte tangente de travail admissible :

$$\tau_{u \text{ adm}} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.168 \text{ MPa} < \tau_{u \text{ adm}} = 1.167 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

→ il n ya pas de risque de bétonnage

### 9. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche, n'est pas nécessaire si les conditions citées ci-après sont toutes vérifiées :

$$\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}^S}{20 M_x^S}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

$l_x$  : Portée de la dalle suivant l'axe XX

$h_d$  : Hauteur utile de la section dans le sens X

$M_{tx}^u$  : Moment fléchissant maximal en travée à l'état limite de service

$M_x^S$  : Moment maximal dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis simples dans le sens X

$A$  : Section d'armatures tendues

$f_e$  : Limite élastique de l'acier utilisé (en MPa)

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{14}{305} = 0.049 = 0.05 > \frac{M_{tx}^S}{20 M_x^S} = \frac{9.25}{20 \times 10.88} = 0.0425 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{2.46}{100 \times 11.5} = 0.00213$$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{500} = 0.004$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.00213 < \frac{2}{f_e} = 0.004 \rightarrow \text{C.V}$$

### **Conclusion :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

#### **10. Ferrailage :**

- Conclusion sur le ferrailage de la dalle plancher RDC commerce :

##### **1. Partie sup :**

$$A_x = 1.96 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 0.84 \text{ cm}^2$$

Nappe en treille soudé T6X5 avec un espacement de  $e = 10 \times 15 \text{ cm}$

##### **2. Partie inferieure :**

$$A_x = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 0.84 \text{ cm}^2$$

Nappe en treille soudé T6X5 avec un espacement de  $e = 10 \times 15 \text{ cm}$

Soit un ferrailage composé de TSØ6X5 avec un espacement de  $e = 10 \times 15 \text{ cm}$  en nappe inferieure et TSØ6X5 avec un espacement de  $e = 10 \times 15 \text{ cm}$  en nappe supérieure

- Conclusion sur le ferrailage de la dalle plancher étage courant :

##### **1. Partie supérieur**

$$A_x = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 0.84 \text{ cm}^2$$

Nappe en treille soudé T5,5X5 avec un espacement de  $e = 15 \times 15 \text{ cm}$

##### **2. Partie inferieure**

$$A_x = 1.72 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 0.84 \text{ cm}^2$$

Nappe en treille soudé T6X5 avec un espacement de  $e = 15 \times 15 \text{ cm}$

Soit un ferrailage composé de TSØ6X5 avec un espacement de  $e = 15 \times 15 \text{ cm}$  en nappe inferieure

et TSØ5,5X5 avec un espacement de  $e = 15 \times 15$  cm en nappe supérieure

- Conclusion sur le ferrailage de la dalle plancher terrasse :

**1. Partie sup :**

$$A_x = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 0.84 \text{ cm}^2$$

Nappe en treille soudé T5,5X5 avec un espacement de  $e = 15 \times 15$  cm

**2. Partie inférieure :**

$$A_x = 1.82 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 0.84 \text{ cm}^2$$

Nappe en treille soudé T6X5 avec un espacement de  $e = 15 \times 15$  cm

Soit un ferrailage composé de TSØ6X5 avec un espacement de  $e = 15 \times 15$  cm en nappe inférieure et TSØ5,5X5 avec un espacement de  $e = 15 \times 15$  cm en nappe supérieure

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	Lx (M)	Ly (M)	Qu KN/m	$M_o^u$ (trv) KN.m	$M_w^u$ KN.m	$M_e^u$ KN.m	$M_t^u$ KN.m	Aux (trv) Cm <sup>2</sup>	Axw (w) Cm <sup>2</sup>	Axe (e) Cm <sup>2</sup>	$\tau\mu$ MPa
<b>Plancher RDC</b> <b>Commerce</b> <b>(dalle 01)</b>	3.15	10.20	15.40	19.10	9.55	9.55	12.19	2.52	1.96	1.96	0.232
<b>Plancher étage</b> <b>Courant</b> <b>(Dalle 01)</b>	3.15	10.20	10.15	12.59	6.29	6.29	7.06	1.44	1.28	1.28	0.153
<b>Plancher</b> <b>Terrasse</b> <b>(dalle 01)</b>	3.15	70.20	11.15	13.83	6.92	6.92	7.61	1.55	1.41	1.41	0.168

**Tableau III.2.1** : Tableau récapitulatif des moments et des sections d’armatures a l’ELU dans les différents planchers sur 2 appuis

	Lx (m)	Ly (m)	qs (kn.m)	$M_o^s$ (trav) (KN.m)	$M_w^s$ (KN.m)	$M_e^s$ (KN.m)	$M_t^s$ (KN.m)	$A_x^s$ Cm <sup>2</sup>	$A_{xw}^s$ Cm <sup>2</sup>	$A_{sx}(e)$ Cm <sup>2</sup>
<b>Plancher</b> <b>Commerce</b> <b>(Dalle 01)</b>	3.15	10.20	10.85	13.46	6.73	6.73	8.62	2.52	1.96	1.96
<b>Plancher</b> <b>étage</b> <b>cornant</b> <b>(dalle 01)</b>	3.15	10.20	7.35	9.12	4.56	4.56	5.107	1.44	1.28	1.28
<b>Plancher</b> <b>Terrasse</b> <b>(dalle 01)</b>	3.15	10.20	18.15	10.11	5.055	5.055	5.560	1.55	1.41	1.41

**Tableau III.2.2** : Tableau récapitulatif des moments et des sections d’armatures a l’ELS dans les différents planchers sur 2 appuis

	Lx (m)	Ly (m)	Mo x KNm	MO y KN.m	MV KN.m	Me KN.m	Mn (KN.m)	MS (KN.m)	Mtx (KN.m)	Mty (KN.m)	Ax (Trv) Cm <sup>2</sup>	Ax(w) Cm <sup>2</sup>	Ax(e) Cm <sup>2</sup>	Ay (trv) Cm <sup>2</sup>	Ay(s) Cm <sup>2</sup>	Ay(s) Cm <sup>2</sup>	$\tau_u$ MPa
<b>Plancher commerce (dalle 02)</b>	3.05	7.15	15	3.75	4.50	7.50	1.87	0.75	12.75	3.37	2.64	0.91	1.53	0.68	0.38	0.15	0.168
<b>Plancher courant (Dalle 02)</b>	3.05	7.15	9.88	2.47	2.97	4.94	1.24	0.74	8.40	2.09	1.72	0.60	1.00	0.45	0.25	0.10	0.111
<b>Dalle terrasse (Dalle 02)</b>	3.05	7.15	10.86	2.72	3.26	5.43	1.36	0.82	9.23	2.312	1.89	0.66	1.10	0.49	0.27	0.11	0.122

**Tableau III.2.3** : Tableau récapitulatif des moments et des sections dans les différents planchers sur 04 appuis

# DALLE - CALCUL SUR 2 APPUIS

B.A.E.L 91 révisé 99

**CHANTIER :**

Anthony RICH

## Données de l'étude

Repère :

$L_x =$  m

Charges ( G ) diverses	
$G' ( KN / m^2 ) =$	<input type="text" value="1,00"/>

Travée de rive	
( 1 ) Oui, ( 2 ) Non	<input type="text" value="2"/>

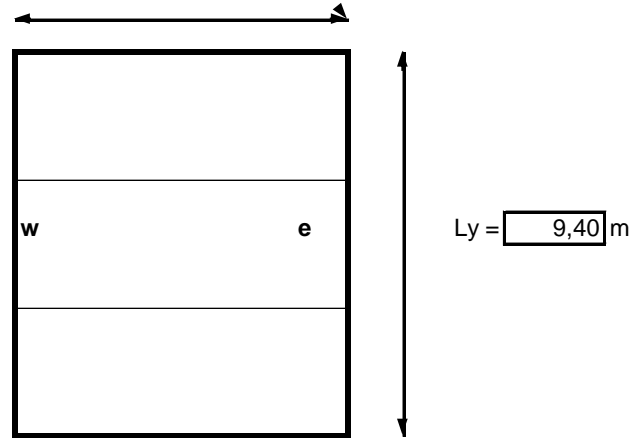
Epaisseur de la dalle	
$ep ( m ) =$	<input type="text" value="0,20"/>

Contrainte de l'acier utilisé	
$FeE ( MPa ) =$	<input type="text" value="500"/>

Contrainte du béton à 28 j	
$Fc28 ( MPa ) =$	<input type="text" value="25"/>

Charges d'exploitations Q	
$Q ( KN / m^2 ) =$	<input type="text" value="2,00"/>

Enrobage des aciers	
$C ( cm ) =$	<input type="text" value="2"/>

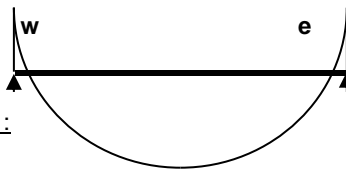


Coef  $M_w =$   $M_0$

Coef  $M_e =$   $M_0$

$M_0(w)$  prépond :   $KN.m$

$M_0(e)$  prépond :   $KN.m$



$M_0 ( travée ) =$   $KN.m$

## Calcul des moments agissants

Charges permanentes G	$( épaisseur dalle \times 25 KN / m^3 ) + G'$	$G = $	<input type="text" value="6,00"/> $KN / m^2$
Effort ultime repris par le plancher	$( 1,35G + 1,5Q )$	$P_u = $	<input type="text" value="11,10"/> $KN / m$
Moment isostatique de la travée	$( P_u \times L_x^2 ) / 8$	$M_0 ( trav ) = $	<input type="text" value="10,88"/> $KN.m$
Moment sur appui gauche ( w )	$( M_0(w) \text{ prépond} \times \text{Coef } M_w )$	$M_w = $	<input type="text" value="5,44"/> $KN.m$
Moment sur appui droite ( e )	$( M_0(e) \text{ prépond} \times \text{Coef } M_e )$	$M_e = $	<input type="text" value="5,44"/> $KN.m$
Calcul du coefficient $\alpha$	$Q / ( G + Q )$	$\alpha = $	<input type="text" value="0,25"/>
Calcul du coefficient $\lambda$	$\text{Maxi } ( 1,05 ; 1 + ( 0,3 \times \alpha ) )$	$\lambda = $	<input type="text" value="1,08"/>
Moment dans la travée	$[ ( 2 \times \lambda \times M_0 ) - M_e - M_w ] / 2$	$M_t = $	<input type="text" value="6,25"/> $KN.m$
Vérification	Travée de rive => $M_t > [ ( 1,2 + 0,3\alpha ) / 2 ] \times M_0$ Travée intermédiaire => $M_t > [ ( 1 + 0,3\alpha ) / 2 ] \times M_0$	Contrôle :	<input type="text" value="Vérfié"/>

## Calcul des sections d'armatures

Ferrailage de la travée sens ( $L_x$ )	Soit ( $M_u$ ), moments agissants ( $\mu \mu < \mu l$ )	$A_x = $	<input type="text" value="0,80"/> $cm^2 / m^2$
Ferrailage sur appui ( w )	Calculs identiques à une section	$A_x ( w ) = $	<input type="text" value="0,70"/> $cm^2 / m^2$
Ferrailage sur appui ( e )	rectangulaire ( ELU )	$A_x ( e ) = $	<input type="text" value="0,70"/> $cm^2 / m^2$
Ferrailage mini dans le sens ( $L_y$ )	$( 8 \times ep )$ pour FeE 400 $( 6 \times ep )$ pour FeE 500 ou TS	$\rho_0 ( y ) = $	<input type="text" value="1,20"/> $cm^2 / m^2$
Ferrailage mini dans le sens ( $L_x$ )	$\rho_0 ( y ) \times ( ( 3 - \alpha ) / 2 )$	$\rho_0 ( x ) = $	<input type="text" value="1,65"/> $cm^2 / m^2$

## Vérification de la contrainte de cisaillement

Effort tranchant maximal ( sens $L(x)$ )	$1,10 \times ( ( P_u \times L(x) ) / 2 )$	$V_{u,max} = $	<input type="text" value="17,09"/> $KN$
Contrainte tangente de travail	$V_u / ( 1,00 \times ( ep - C ) )$	$\tau_u = $	<input type="text" value="0,095"/> $MPa$
Contrainte tangente admissible	$( 0,07 \times Fc28 ) / 1,5$	$\tau_{u,adm} = $	<input type="text" value="1,167"/> $MPa$
Vérification	$\tau_u < \tau_{u,adm}$	Vérification :	<input type="text" value="Vérfié"/>

# DALLE - CALCUL SUR 4 APPUIS

B.A.E.L 91 révisé 99

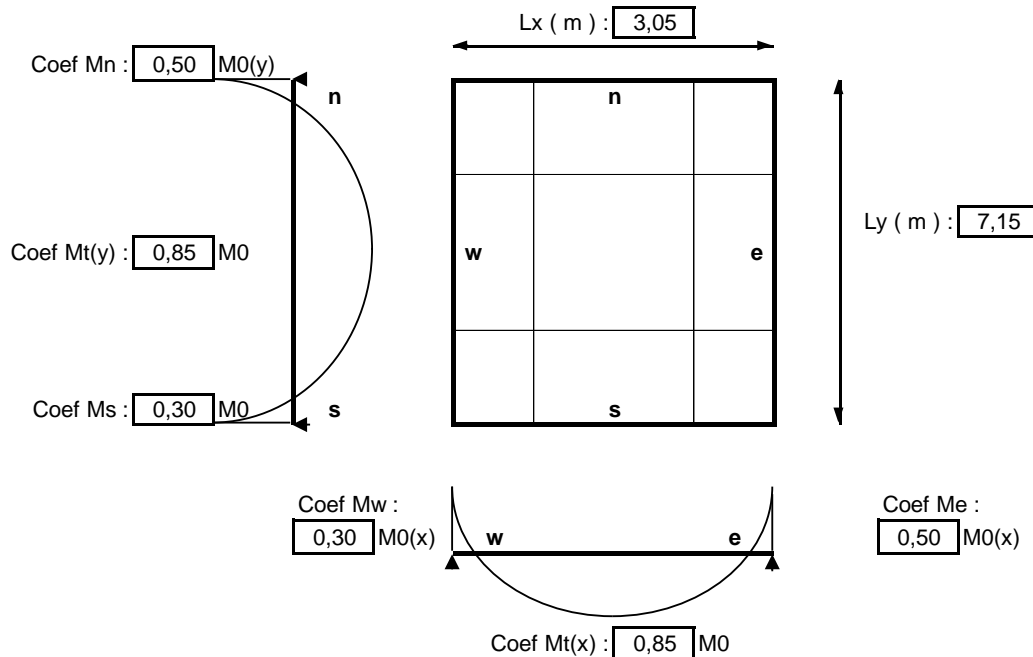
**CHANTIER :**

Anthony RICH

## Données de l'étude

Repère : Dalle n°1

Charges (G) diverses	
G' ( KN / m <sup>2</sup> ) =	2,35
Epaisseur de la dalle	
ep ( m ) =	0,14
Contrainte de l'acier utilisé	
FeE ( MPa ) =	500
Contrainte du béton à 28 j	
Fc28 ( MPa ) =	25
Charges d'exploitations Q	
Q ( KN / m <sup>2</sup> ) =	1,50
Enrobage des aciers	
C ( cm ) =	2,5



## Calculs des moments agissants

Rapport des cotés ( Lx / Ly )	Lx / Ly	$\alpha = 0,43$
Charges permanentes G	( épaisseur dalle x 25 KN / m <sup>3</sup> ) + G'	G = 5,85 KN / m <sup>2</sup>
Effort ultime repris par le plancher	( 1.35G + 1.5Q )	Pu = 10,15 KN / m
Détermination des coef $\mu_x$ et $\mu_y$	Dépend du rapport $\alpha$ Tableau BAEL page 243, annexe E3	$\mu_x = 0,1047$ $\mu_y = 0,2500$
Calcul des moments isostatiques	Sens Lx = $\mu_x \times ( Pu \times Lx^2 )$ Sens Ly = $\mu_y \times M0(x)$	M0(x) = 9,88 KN.m M0(y) = 2,47 KN.m
Calcul des moments sur appuis	Mw = Coef Mw x M0(x) Me = Coef Me x M0(x) Mn = Coef Mn x M0(y) Ms = Coef Ms x M0(y)	Mw = 2,97 KN.m Me = 4,94 KN.m Mn = 1,24 KN.m Ms = 0,74 KN.m
Calcul des moments en travées	Mt(x) = Coef Mt(x) x M0(x) Mt(y) = Coef Mt(y) x M0(y)	Mt(x) = 8,40 KN.m Mt(y) = 2,09 KN.m

## Calcul des sections d'armatures

Ferraillage de la travée dans le sens ( Lx )	Soit ( Mu ), les moments agissants <u>Conditions</u> : $\mu\mu < \mu_l$ de Perchat Les calculs s'effectuent comme pour une section rectangulaire La largeur ( b ) sera alors = 1,00m	Ax ( trav ) = 1,72 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage sur appui ( w )		Ax ( w ) = 0,60 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage sur appui ( e )		Ax ( e ) = 1,00 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage de la travée dans le sens ( Ly )		Ay ( trav ) = 0,45 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage sur appui ( n )		Ay ( n ) = 0,25 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage sur appui ( s )		Ay ( s ) = 0,10 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage mini dans la travée ( Ly )	( 8 x ep ) pour FeE 400 ( 6 x ep ) pour FeE 500 ou TS	$\rho_0(y) = 0,84$ cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Vérification	Il faut que Ay > $\rho_0(y)$	Vérification : Non vérifié
Ferraillage mini dans la travée ( Lx )	$\rho_0(y) \times (( 3 - \alpha ) / 2)$	$\rho_0(x) = 1,08$ cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Vérification	Il faut que Ax > $\rho_0(x)$	Vérification : Vérifié

## Vérification de la contrainte de cisaillement

Effort tranchant maximal ( Maxi Ly )	( Pu x Lx x Ly ) / (( 2 x Ly ) + Lx )	Vu.max = 12,75 KN
Contrainte tangente de travail	Vu / ( 1.00 x ( ep - C ) )	$\tau_u = 0,111$ MPa
Contrainte tangente de travail admissible	( 0.07 x Fc28 ) / 1.5	$\tau_{u.adm} = 1,167$ MPa
Vérification	$\tau_u < \tau_{u.adm}$	Vérification : Vérifié

# DALLE - CALCUL SUR 4 APPUIS

B.A.E.L 91 révisé 99

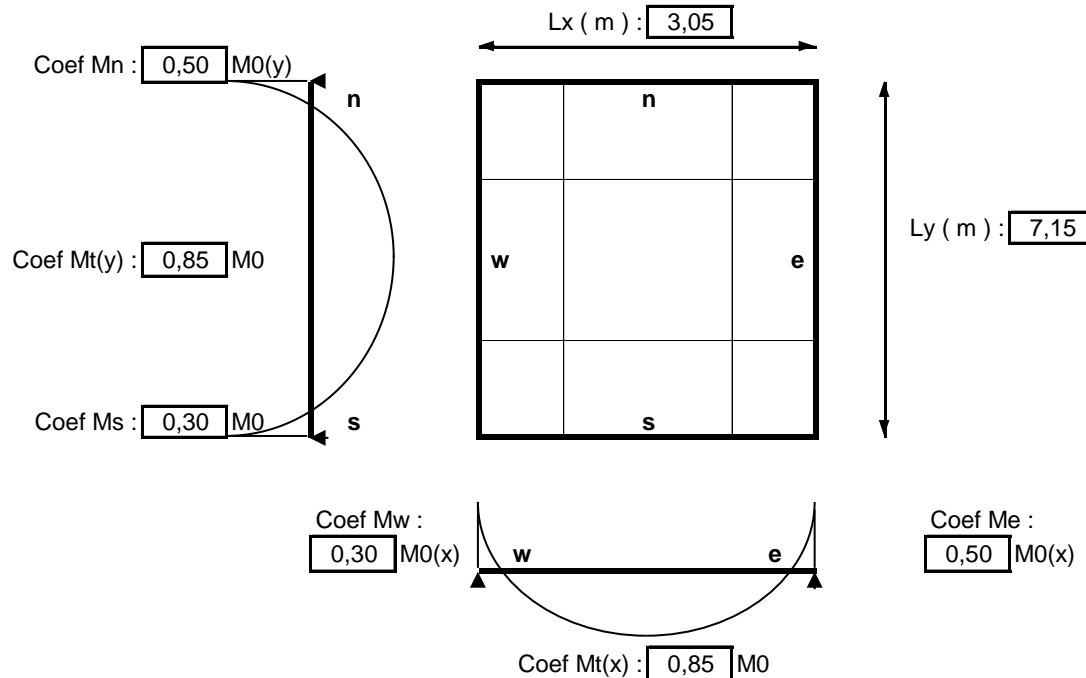
**CHANTIER :**

Anthony RICH

## Données de l'étude

Repère : Dalle n°1

Charges (G) diverses	
$G' \text{ (KN / m}^2\text{)} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">2,35</span>
Epaisseur de la dalle	
$ep \text{ ( m )} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0,14</span>
Contrainte de l'acier utilisé	
$FeE \text{ ( MPa )} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">500</span>
Contrainte du béton à 28 j	
$Fc28 \text{ ( MPa )} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">25</span>
Charges d'exploitations Q	
$Q \text{ ( KN / m}^2\text{)} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">5,00</span>
Enrobage des aciers	
$C \text{ ( cm )} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">2,5</span>



## Calculs des moments agissants

Rapport des cotés ( Lx / Ly )	Lx / Ly	$\alpha = 0,43$
Charges permanentes G	( épaisseur dalle x 25 KN / m <sup>3</sup> ) + G'	G = 5,85 KN / m <sup>2</sup>
Effort ultime repris par le plancher	( 1.35G + 1.5Q )	Pu = 15,40 KN / m
Détermination des coef $\mu_x$ et $\mu_y$	Dépend du rapport $\alpha$ Tableau BAEL page 243, annexe E3	$\mu_x = 0,1047$ $\mu_y = 0,2500$
Calcul des moments isostatiques	Sens Lx = $\mu_x \times ( Pu \times Lx^2 )$ Sens Ly = $\mu_y \times M0(x)$	M0(x) = 15,00 KN.m M0(y) = 3,75 KN.m
Calcul des moments sur appuis	Mw = Coef Mw x M0(x) Me = Coef Me x M0(x) Mn = Coef Mn x M0(y) Ms = Coef Ms x M0(y)	Mw = 4,50 KN.m Me = 7,50 KN.m Mn = 1,88 KN.m Ms = 0,75 KN.m
Calcul des moments en travées	Mt(x) = Coef Mt(x) x M0(x) Mt(y) = Coef Mt(y) x M0(y)	Mt(x) = 12,75 KN.m Mt(y) = 3,37 KN.m

## Calcul des sections d'armatures

Ferrailage de la travée dans le sens ( Lx )	Soit ( Mu ), les moments agissants Conditions : $\mu \mu < \mu$ de Perchat Les calculs s'effectuent comme pour une section rectangulaire La largeur ( b ) sera alors = 1,00m	Ax ( trav ) = 2,64 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage sur appui ( w )		Ax ( w ) = 0,91 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage sur appui ( e )		Ax ( e ) = 1,53 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage de la travée dans le sens ( Ly )		Ay ( trav ) = 0,68 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage sur appui ( n )		Ay ( n ) = 0,38 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage sur appui ( s )		Ay ( s ) = 0,15 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage mini dans la travée ( Ly )	( 8 x ep ) pour FeE 400 ( 6 x ep ) pour FeE 500 ou TS	$\rho_0(y) = 0,84 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Vérification	Il faut que Ay > $\rho_0(y)$	Vérification : Non vérifié
Ferrailage mini dans la travée ( Lx )	$\rho_0(y) \times (( 3 - \alpha ) / 2)$	$\rho_0(x) = 1,08 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Vérification	Il faut que Ax > $\rho_0(x)$	Vérification : Vérifié

## Vérification de la contrainte de cisaillement

Effort tranchant maximal ( Maxi Ly )	( Pu x Lx x Ly ) / (( 2 x Ly ) + Lx )	Vu.max = 19,35 KN
Contrainte tangente de travail	Vu / ( 1.00 x ( ep - C ) )	$\tau_u = 0,168 \text{ MPa}$
Contrainte tangente de travail admissible	( 0.07 x Fc28 ) / 1.5	$\tau_{u.adm} = 1,167 \text{ MPa}$
Vérification	$\tau_u < \tau_{u.adm}$	Vérification : Vérifié

# DALLE - CALCUL SUR 2 APPUIS

B.A.E.L 91 révisé 99

**CHANTIER :**

Anthony RICH

## Données de l'étude

Repère :

$L_x =$  m

Charges ( G ) diverses  
 $G' ( KN / m^2 ) =$

Travée de rive  
 ( 1 ) Oui, ( 2 ) Non

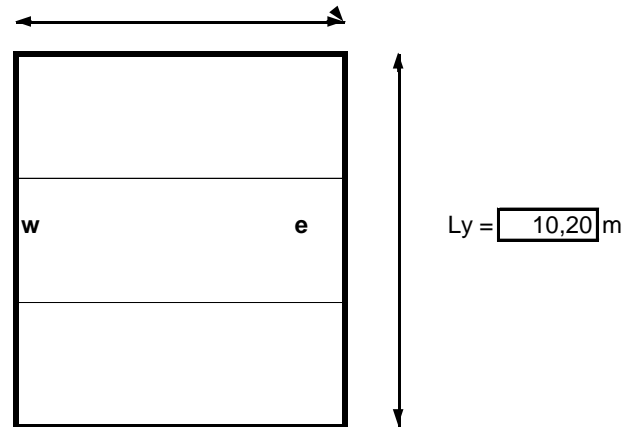
Epaisseur de la dalle  
 $ep ( m ) =$

Contrainte de l'acier utilisé  
 $FeE ( MPa ) =$

Contrainte du béton à 28 j  
 $Fc28 ( MPa ) =$

Charges d'exploitations Q  
 $Q ( KN / m^2 ) =$

Enrobage des aciers  
 $C ( cm ) =$

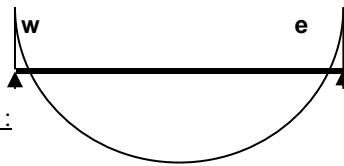


Coef Mw =  
 M0

M0(w) prépond :  
 KN.m

Coef Me =  
 M0

M0(e) prépond :  
 KN.m



M0 ( travée ) =  KN.m

## Calcul des moments agissants

Charges permanentes G	( épaisseur dalle x 25 KN / m <sup>3</sup> ) + G'	G =	5,85 KN / m <sup>2</sup>
Effort ultime repris par le plancher	( 1,35G + 1,5Q )	Pu =	15,40 KN / m
Moment isostatique de la travée	( Pu x Lx <sup>2</sup> ) / 8	Mo (trav) =	19,10 KN.m
Moment sur appui gauche ( w )	( M0(w) prépond x Coef Mw )	Mw =	9,55 KN.m
Moment sur appui droite ( e )	( M0(e) prépond x Coef Me )	Me =	9,55 KN.m
Calcul du coefficient $\alpha$	Q / ( G + Q )	$\alpha =$	0,46
Calcul du coefficient $\lambda$	Maxi ( 1,05 ; 1 + ( 0,3 x $\alpha$ ) )	$\lambda =$	1,14
Moment dans la travée	[ ( 2 x $\lambda$ x M0 ) - Me - Mw ] / 2	Mt =	12,19 KN.m
Vérification	Travée de rive => $Mt > [ ( 1,2 + 0,3\alpha ) / 2 ] x M0$ Travée intermédiaire => $Mt > [ ( 1 + 0,3\alpha ) / 2 ] x M0$	Contrôle :	Vérifié

## Calcul des sections d'armatures

Ferraillage de la travée sens ( Lx )	Soit ( Mu ), moments agissants ( $\mu\mu < \mu l$ )	Ax =	2,52 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage sur appui ( w )	Calculs identiques à une section	Ax ( w ) =	1,96 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage sur appui ( e )	rectangulaire ( ELU )	Ax ( e ) =	1,96 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage mini dans le sens ( Ly )	( 8 x ep ) pour FeE 400 ( 6 x ep ) pour FeE 500 ou TS	$\rho 0 ( y ) =$	0,84 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferraillage mini dans le sens ( Lx )	$\rho 0 ( y ) x ( ( 3 - \alpha ) / 2 )$	$\rho 0 ( x ) =$	1,07 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>

## Vérification de la contrainte de cisaillement

Effort tranchant maximal ( sens L(x) )	1,10 x ( ( Pu x L(x) ) / 2 )	Vu.max =	26,68 KN
Contrainte tangente de travail	Vu / ( 1,00 x ( ep - C ) )	$\tau u =$	0,232 MPa
Contrainte tangente admissible	( 0,07 x Fc28 ) / 1,5	$\tau u.adm =$	1,167 MPa
Vérification	$\tau u < \tau u.adm$	Vérification :	Vérifié

# DALLE - CALCUL SUR 4 APPUIS

B.A.E.L 91 révisé 99

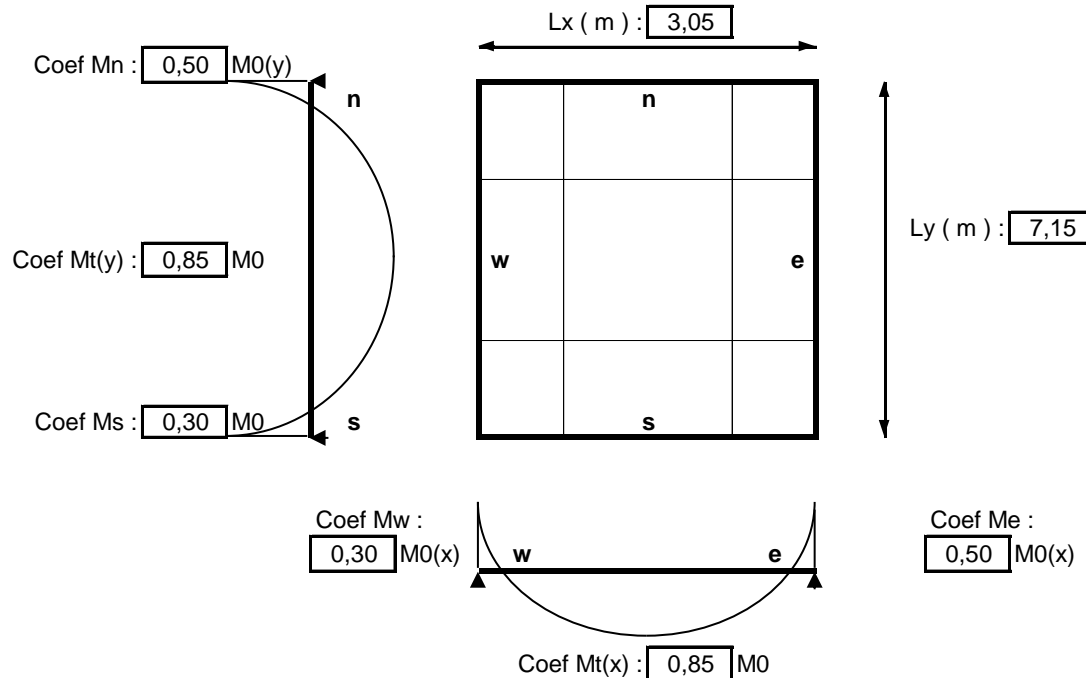
**CHANTIER :**

Anthony RICH

## Données de l'étude

Repère : Dalle n°1

Charges (G) diverses	
$G' \text{ (KN / m}^2\text{)} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">3,65</span>
Epaisseur de la dalle	
$ep \text{ ( m )} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0,14</span>
Contrainte de l'acier utilisé	
$FeE \text{ ( MPa )} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">500</span>
Contrainte du béton à 28 j	
$Fc28 \text{ ( MPa )} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">25</span>
Charges d'exploitations Q	
$Q \text{ ( KN / m}^2\text{)} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1,00</span>
Enrobage des aciers	
$C \text{ ( cm )} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">2,5</span>



## Calculs des moments agissants

Rapport des cotés ( Lx / Ly )	Lx / Ly	$\alpha = 0,43$
Charges permanentes G	( épaisseur dalle x 25 KN / m <sup>3</sup> ) + G'	G = 7,15 KN / m <sup>2</sup>
Effort ultime repris par le plancher	( 1.35G + 1.5Q )	Pu = 11,15 KN / m
Détermination des coef $\mu_x$ et $\mu_y$	Dépend du rapport $\alpha$ Tableau BAEL page 243, annexe E3	$\mu_x = 0,1047$ $\mu_y = 0,2500$
Calcul des moments isostatiques	Sens Lx = $\mu_x \times ( Pu \times Lx^2 )$ Sens Ly = $\mu_y \times M0(x)$	M0(x) = 10,86 KN.m M0(y) = 2,72 KN.m
Calcul des moments sur appuis	Mw = Coef Mw x M0(x) Me = Coef Me x M0(x) Mn = Coef Mn x M0(y) Ms = Coef Ms x M0(y)	Mw = 3,26 KN.m Me = 5,43 KN.m Mn = 1,36 KN.m Ms = 0,54 KN.m
Calcul des moments en travées	Mt(x) = Coef Mt(x) x M0(x) Mt(y) = Coef Mt(y) x M0(y)	Mt(x) = 0,82 KN.m Mt(y) = 2,31 KN.m

## Calcul des sections d'armatures

Ferrailage de la travée dans le sens ( Lx )	Soit ( $\mu_u$ ), les moments agissants Conditions : $\mu_u < \mu_l$ de Perchat Les calculs s'effectuent comme pour une section rectangulaire La largeur ( b ) sera alors = 1,00m	Ax ( trav ) = 1,69 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage sur appui ( w )		Ax ( w ) = 0,66 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage sur appui ( e )		Ax ( e ) = 1,10 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage de la travée dans le sens ( Ly )		Ay ( trav ) = 0,49 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage sur appui ( n )		Ay ( n ) = 0,27 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage sur appui ( s )		Ay ( s ) = 0,11 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage mini dans la travée ( Ly )	( 8 x ep ) pour FeE 400 ( 6 x ep ) pour FeE 500 ou TS	$\rho_0(y) = 0,84 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Vérification	Il faut que Ay > $\rho_0(y)$	Vérification : Non vérifié
Ferrailage mini dans la travée ( Lx )	$\rho_0(y) \times (( 3 - \alpha ) / 2)$	$\rho_0(x) = 1,08 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Vérification	Il faut que Ax > $\rho_0(x)$	Vérification : Vérifié

## Vérification de la contrainte de cisaillement

Effort tranchant maximal ( Maxi Ly )	( Pu x Lx x Ly ) / (( 2 x Ly ) + Lx )	Vu.max = 14,02 KN
Contrainte tangente de travail	Vu / ( 1.00 x ( ep - C ) )	$\tau_u = 0,122 \text{ MPa}$
Contrainte tangente de travail admissible	( 0.07 x Fc28 ) / 1.5	$\tau_{u.adm} = 1,167 \text{ MPa}$
Vérification	$\tau_u < \tau_{u.adm}$	Vérification : Vérifié

# DALLE - CALCUL SUR 4 APPUIS

B.A.E.L 91 révisé 99

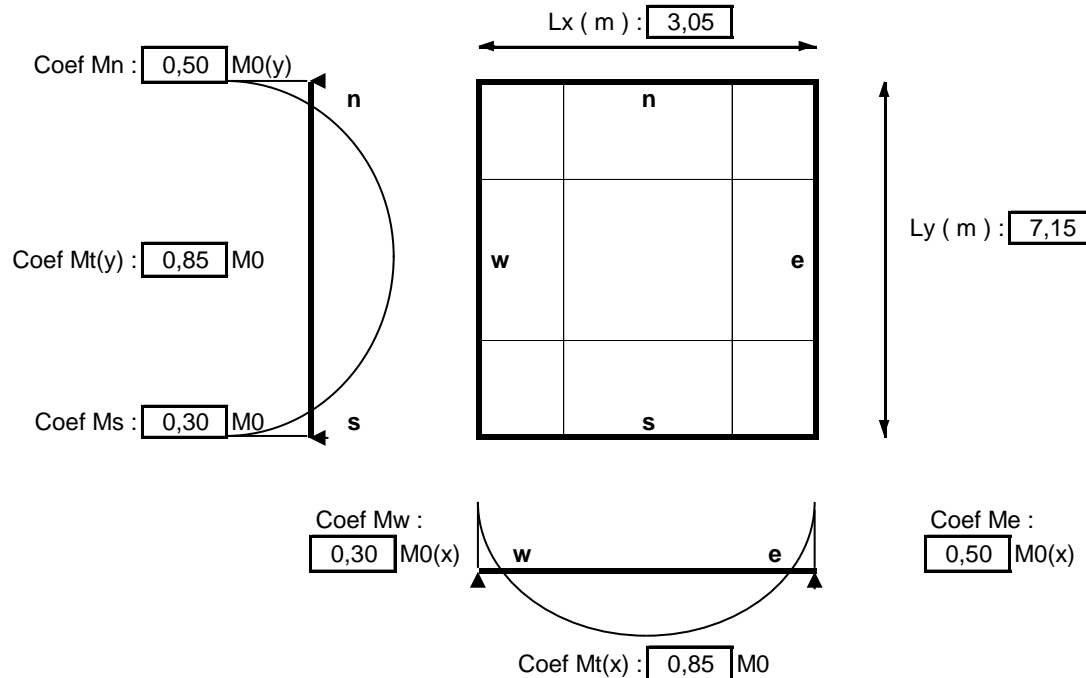
**CHANTIER :**

Anthony RICH

## Données de l'étude

Repère : Dalle n°1

Charges (G) diverses	
$G' \text{ (KN / m}^2\text{)} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">3,65</span>
Epaisseur de la dalle	
$ep \text{ ( m )} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0,14</span>
Contrainte de l'acier utilisé	
$FeE \text{ ( MPa )} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">500</span>
Contrainte du béton à 28 j	
$Fc28 \text{ ( MPa )} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">25</span>
Charges d'exploitations Q	
$Q \text{ ( KN / m}^2\text{)} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1,00</span>
Enrobage des aciers	
$C \text{ ( cm )} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">2,5</span>



## Calculs des moments agissants

Rapport des cotés ( Lx / Ly )	Lx / Ly	$\alpha = 0,43$
Charges permanentes G	( épaisseur dalle x 25 KN / m <sup>3</sup> ) + G'	G = 7,15 KN / m <sup>2</sup>
Effort ultime repris par le plancher	( 1.35G + 1.5Q )	Pu = 11,15 KN / m
Détermination des coef $\mu_x$ et $\mu_y$	Dépend du rapport $\alpha$ Tableau BAEL page 243, annexe E3	$\mu_x = 0,1047$ $\mu_y = 0,2500$
Calcul des moments isostatiques	Sens Lx = $\mu_x \times ( Pu \times Lx^2 )$ Sens Ly = $\mu_y \times M0(x)$	M0(x) = 10,86 KN.m M0(y) = 2,72 KN.m
Calcul des moments sur appuis	Mw = Coef Mw x M0(x) Me = Coef Me x M0(x) Mn = Coef Mn x M0(y) Ms = Coef Ms x M0(y)	Mw = 3,26 KN.m Me = 5,43 KN.m Mn = 1,36 KN.m Ms = 0,54 KN.m
Calcul des moments en travées	Mt(x) = Coef Mt(x) x M0(x) Mt(y) = Coef Mt(y) x M0(y)	Mt(x) = 0,82 KN.m Mt(y) = 2,31 KN.m

## Calcul des sections d'armatures

Ferrailage de la travée dans le sens ( Lx )	Soit ( $\mu_u$ ), les moments agissants Conditions : $\mu_u < \mu_l$ de Perchat Les calculs s'effectuent comme pour une section rectangulaire La largeur ( b ) sera alors = 1,00m	Ax ( trav ) = 1,69 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage sur appui ( w )		Ax ( w ) = 0,66 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage sur appui ( e )		Ax ( e ) = 1,10 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage de la travée dans le sens ( Ly )		Ay ( trav ) = 0,49 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage sur appui ( n )		Ay ( n ) = 0,27 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage sur appui ( s )		Ay ( s ) = 0,11 cm <sup>2</sup> / m <sup>2</sup>
Ferrailage mini dans la travée ( Ly )	( 8 x ep ) pour FeE 400 ( 6 x ep ) pour FeE 500 ou TS	$\rho_0(y) = 0,84 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Vérification	Il faut que Ay > $\rho_0(y)$	Vérification : Non vérifié
Ferrailage mini dans la travée ( Lx )	$\rho_0(y) \times (( 3 - \alpha ) / 2)$	$\rho_0(x) = 1,08 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$
Vérification	Il faut que Ax > $\rho_0(x)$	Vérification : Vérifié

## Vérification de la contrainte de cisaillement

Effort tranchant maximal ( Maxi Ly )	( Pu x Lx x Ly ) / (( 2 x Ly ) + Lx )	Vu.max = 14,02 KN
Contrainte tangente de travail	Vu / ( 1.00 x ( ep - C ) )	$\tau_u = 0,122 \text{ MPa}$
Contrainte tangente de travail admissible	( 0.07 x Fc28 ) / 1.5	$\tau_{u.adm} = 1,167 \text{ MPa}$
Vérification	$\tau_u < \tau_{u.adm}$	Vérification : Vérifié

### **III-3 Étude des escaliers :**

#### ***III-3-1 Définition :***

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et palier) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un niveau à un autre, il sert donc à monter et descendre.

La montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches de longueur « g » appelé giron et de contre marches de hauteur

« h » reliant deux marches successives

-la dalle inclinée supportant les marches et contre marches est appelé « paillasse »

#### ***III-3-2 Caractéristiques dimensionnelles***

**La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.

**La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.

**Hauteur de contre marche (h) :** est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.

**Le giron (g) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

**Une volée :** est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

**Un palier :** est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.

**L'embranchement (E) :** représente la largeur de la marche.

**La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si  $E \geq 1$  m.

**La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

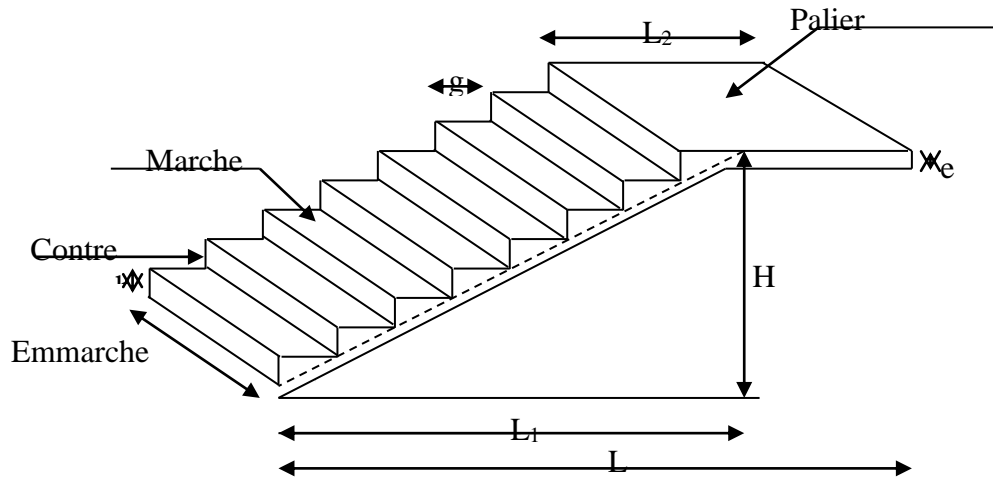


Fig. III.3.1 : Coupe verticale de

- g : la largeur de contre marche (giron)
- h : hauteur de la contre marche
- e : l'épaisseur de la paillasse et le palier
- H : hauteur de la volée
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

**III-3-3 Pré-dimensionnement de l'escalier :**

L'escalier comporte 02 volées identiques et un palier intermédiaire

Pour le dimensionnement de la marche " g " et la hauteur de contre marche " h " , on utilise la formule de (( Blondel ))

$$59 \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

**a) Calcul du nombre de marches (n-1) pour chaque volée :**

Soit n : le nombre de contre marches

n-1 : est le nombres de marches

h : hauteur à monter

l : la longueur de la foulée

$$n.h = H \rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$(n-1)G = L \rightarrow g = \frac{L}{(n-1)}$$

$$2h+G = 64$$

$$-64^2 + (2h+L +64 )n + 2H = 0$$

Avec :  $H = 1.87\text{m}$  et  $L = 2.70\text{ m}$

$$59 \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq \frac{L}{(n-1)} + 2 \frac{H}{n} \leq 64\text{cm}$$

On prend :  $\frac{L}{(n-1)} + 2 \frac{H}{n} \leq 64\text{cm}$

$$64 n^2 - (64 + L + 2H) n + 2H = 0$$

$$64 n^2 - (64 + 270 + 2 \times 187) n + 2 \times 187 = 0$$

$$64 n^2 - 708n + 374 = 0$$

$$\Delta = 405520$$

$$\sqrt{\Delta} = 637$$

Après résolution de l'équation du deuxième ordre, on obtient :  $n=10$

D'où le nombre de marches  $(n-1) = 9$  marches

**b) Calcul de la hauteur de la contre marches et le giron :**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17\text{ cm} \rightarrow h = 17\text{ cm}$$

$$G = \frac{L}{(n-1)} = \frac{270}{9} = 30\text{ cm} \rightarrow G = 30\text{ cm}$$

**c) Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59 \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66\text{cm} \rightarrow \text{la relation est vérifiée}$$

Donc :  $h = 17\text{ cm}$

$$G = 30\text{ cm}$$

**d) Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :

$$\frac{l_0}{30} \leq e_p \leq \frac{l_0}{20}$$

$l_0$ : longueur réelle du palier et de la paillasse

On:  $l_0 = \sqrt{2.4^2 + 1.70^2} = 2.94\text{ cm}$

$$\frac{2.94}{20} = 14.7 \text{ cm}$$

$$\frac{2.94}{30} = 9.8 \text{ cm}$$

$$\frac{2.94}{30} = 9.8 \text{ cm} \leq e_p \leq \frac{2.94}{20} = 14.7 \text{ cm}$$

Nous prenons une épaisseur de  $e_p = 14 \text{ cm}$

### Conclusion :

Nous prenons une épaisseur de 14 cm pour tous les escaliers de notre bâtiment

### III-3-4 Evaluation des charges :

#### a) charges permanentes :

- Paillasse :

**Poids propre de la paillasse :**

$$25 \times \frac{0.14}{\cos x} \times x \text{ m} = \frac{25 \times 0.14}{\cos 29.53} \times 1 \text{ m} = 4.02 \text{ KN/m}^2$$

**Poids propre de la marche :**

$$\frac{25 \times \square}{2} = \frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125 \times 1 = 2.125 \text{ KN/m}^2$$

- carrelage : 1.2 KN/m<sup>2</sup> (1.2)

- enduit plâtre : 0.16 KN/m<sup>2</sup>

$$\Rightarrow G1 = 4.02 + 2.125 + 1.2 + 0.16 = 7.505 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \boxed{G1 = 7.505 \text{ KN/m}^2}$$

#### Palier :

- Poids propre du palier : 0.14 × 25 = 3.5 KN/m<sup>2</sup>

- carrelage : 1.2 KN/m<sup>2</sup>

- mortier de pose : 0.4 KN/m<sup>2</sup>

- Enduit plâtre : 0.16 KN/m<sup>2</sup>

$$\Rightarrow G2 = 3.5 + 1.2 + 0.4 + 0.16 = 5.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \boxed{G2 = 5.26 \text{ KN/m}^2}$$

b) charge d'exploitation :

- charge sur paillasse :

$$\text{E.L.U} : Pu_1 = 1.35 G_1 + 1.5Q = 13.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : Ps_1 = G_1 + Q = 10 \text{ KN/m}^2$$

- charge sur palier :

$$\text{E.L.U} : Pu_2 = 1.35 G_2 + 1.5Q = 10.851 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : Ps_2 = G_2 + Q = 7.76 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{éq}} = \frac{\varepsilon_{pi} \times Li}{\varepsilon_{li}} = \frac{P_1 \times L_1 + P_2 \times L_2}{L_1 + L_2}$$

$$P_{\text{éq}u} = \frac{Pu_1 \times L_1 + Pu_2 \times L_2}{L_1 + L_2} = \frac{13.88 \times 2.40 + 10.851 \times 1.30}{2.40 + 1.30} = 12.816 \text{ KN/m}^2$$

$P_{\text{éq}u} = 12.816 \text{ KN/m}^2$
--

$$P_{\text{éq}s} = \frac{Ps_1 \times L_1 + Ps_2 \times L_2}{L_1 + L_2} = \frac{10 \times 2.40 + 7.76 \times 1.30}{2.40 + 1.30} = 9.213 \text{ KN/m}^2$$

c) Calcul des moments de flexion :

Le moment isostatique est  $M_0 = \frac{P_{\text{éq}} \times L^2}{8}$ , on prend de façon forfaitaires des moments ( $M_a$ ) d'encastrement égaux a un pourcentage de  $M_0$  tels que  $M_t + \frac{M_a \times M_a'}{2} \geq 1.25$

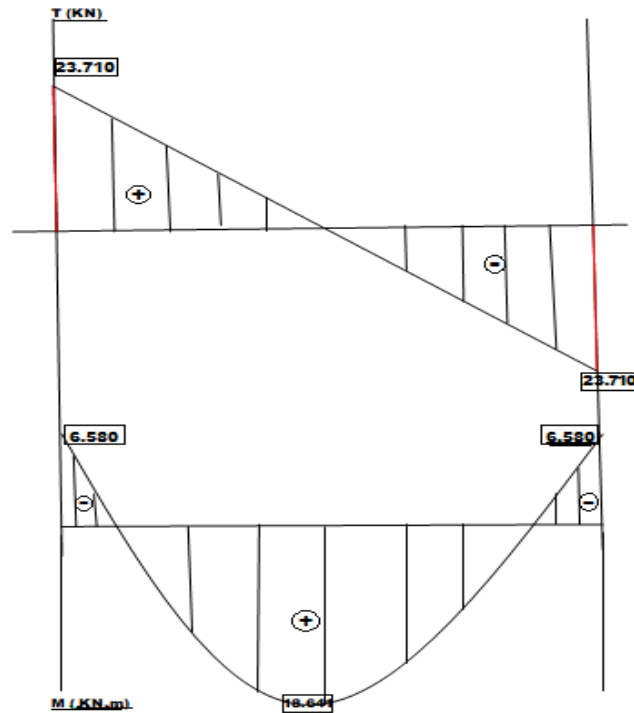
Soient :

$$\text{ELU} : M_0 = \frac{12.816 \times 3.7^2}{8} = 21.931 \text{ KN/m}$$

$$\text{-moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 18.641 \text{ KN.m}$$

$$\text{- moment en appui : } M_a = -0.3 M_0 = 6.580 \text{ KN.m}$$

$$R_A = R_B = \frac{P_{\text{éq}} \times L}{2} = \frac{12.816 \times 3.7}{2} = 23.710 \text{ KN}$$



**Diagramme de l'Effort Tranchant et Moment fléchissant**

**III-3-5 Calcul de ferrailage :**

$M_t = 18.641 \text{ KN.m}$  ;  $M_a = 6.580 \text{ KN.m}$

$H = 14 \text{ cm}$      $C_1 = 3 \text{ cm}$

$B = 100 \text{ cm}$      $C_2 = 3 \text{ cm}$

$D_x = h - C_1 = 14 - 3 = 11 \text{ cm} = d_y = d$

$\Rightarrow$   $d = 11 \text{ cm}$

$f_e = 400 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ,  $f_{bu} = 14.4 \text{ MPa}$

**a) En travées :**

$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{18.641 \times 10^3}{14.4 \times 100 \times 11^2} = 0.108$

$\mu = 0.107 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A (A}' = 0)$

$\alpha = 1.25 ( 1 - \sqrt{2\mu} ) = 0.143$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.943$

$A_t \frac{M_t}{B d \sigma_s} = \frac{18.641 \times 10^3}{0.943 \times 11 \times 348} = 5.16 \text{ cm}^2$

Soit : 6T12 (A = 6.79 cm<sup>2</sup>) avec e = 150 m 6T19 → 2 x 3T14

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.697 \text{ cm}^2$$

**Soit :**

7T8 ( A = 3.52 cm<sup>2</sup>) avec e = 15 cm (2 x 7T8)

Et 8T8 ( A = 4.02 cm<sup>2</sup>) avec e = 15 cm (2 x 8T8)

**b) En Appui :**

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6.580 \times 10^3}{14.4 \times 100 \times 11^2} = 0.037$$

$$\mu = 0.037 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A (A=0)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.05$$

$$A_0 = \frac{Ma}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{6.580 \times 10^3}{348 \times 0.980 \times 11} = 1.753 \text{ cm}^2$$

Soit : 3T14 ( A = 4.62 cm<sup>2</sup>) avec e = 15 cm (2×3T14)

### **III-3-6 Vérification :**

#### **1. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \cdot f_{t28}/f_e = 0.23 \times 100 \times 11 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.32 \text{ cm}^2$$

**Travée :**

$$A_t = 6.79 \text{ cm}^2 > 1.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{c.v}$$

**Appui :**

$$A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{c.v}$$

#### **2. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau \mu < \tilde{\tau} \mu$$

Pour une dalle les contraintes

1.25 Mpa

$$\tau \mu = \frac{T}{bd} = \frac{23.710 \times 10^3}{1 \times 0.11} = 0.213 \text{ MPa}$$

$$\tau\mu = 0.213 \text{ MPa} < \tilde{\tau}\mu = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow c. v$$

⇒ donc on n'a pas besoin d'armatures de caillement

### 3. Vérification de la flèche : (ELS)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions

Suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

#### Avec :

H : hauteur de la section est égale à 14 cm

L : portée libre est égale à

A : section des armatures tendues

$M_t$  : moment fléchissant max en travée

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{3.7} = 3.78 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow c. v$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{18.641}{10 \times 21.931} = 0.085$$

$$\frac{h}{L} = 3.78 > \frac{M_t}{10 M_0} = 0.085 \Rightarrow c. v$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{6.79}{100 \times 11} = 0.0062 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow c. v$$

Les 03 conditions sont vérifiées ⇒ le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

### III-3-7 Procédé de réalisation de l'escalier :

L'escalier sera réalisé après achèvement des travaux du tunnel les armatures du plier seront ancrées à l'aide d'une résine d'ancrage dans les voiles latéraux en respectant les étapes suivantes :

1/ réaliser des trous de diamètre  $\emptyset$  1.6 cm

Sur toute l'épaisseur des voiles axes 06 et 07 pour recevoir les armatures du chaînage en T14

Et de diamètre T12 pour recevoir les armatures de répartition du palier

2/nettoyer les réservations de toute poussière

3/ procéder a la mise en place des armatures en utilisant une résine d'ancrage

(lors de l'application de la résine, l'entreprise doit respecter les recommandation données dans les fiches techniques accompagnant le produit)

## ***Chapitre IV : Technique Coffrage Tunnel***

## IV-1 ASSEMBLAGE

### IV-1-1 Préparation pour l'assemblage :

#### a) Zone d'Assemblage :

La zone d'assemblage doit être au moins de 300 m<sup>2</sup> et doit être proche de la zone de construction et à portée de la grue, laissant les 2/3 de la surface vide pour travailler et assembler le matériel.

Si les fondations sont réalisées le matériel assembles peut être directement installé à sa place pour le premier coulage du béton.

#### b) L'équipe d'assemblage :

Il est recommandé que l'équipe d'assemblage soit la même que l'équipe d'installation des coffrages tunnel. Cela augmentera la productivité et diminuera le temps de formation pour être opérationnel

Sous la direction du superviseur de l'entreprise , l'équipe doit être idéalement constituée de 8-10 personnes et qui doivent être formés aux règles de sécurité en vigueur

#### c) Composition de l'équipe 5-6 personnes pour :

Tunnels de coffrage

Panneaux de pignon

Consoles de décoffrage

Consoles de circulation

Platelages sur cage

3-4 personnes pour

Poutres des plateformes

Coffrages d'amorces

#### IV-1-2 ASSEMBLAGE D'UN JEU DE COFFRAGES :

##### 1. Assemblage des panneaux horizontaux :

Poser le panneau horizontal sur 2 poutres en bois comme sur l'image à droite.

Visser le taquet de positionnement-45 avec un boulon M14x30 sur les côtés là où sera place un second panneau horizontal.

Approcher le second panneau horizontal au premier panneau horizontal et insérer les taquets de positionnement précédemment installé au profile UPF du second panneau.

Aligner les trous des 2 panneaux. Visser les 2 panneaux avec des boulons M14x80 dans les trous libres.

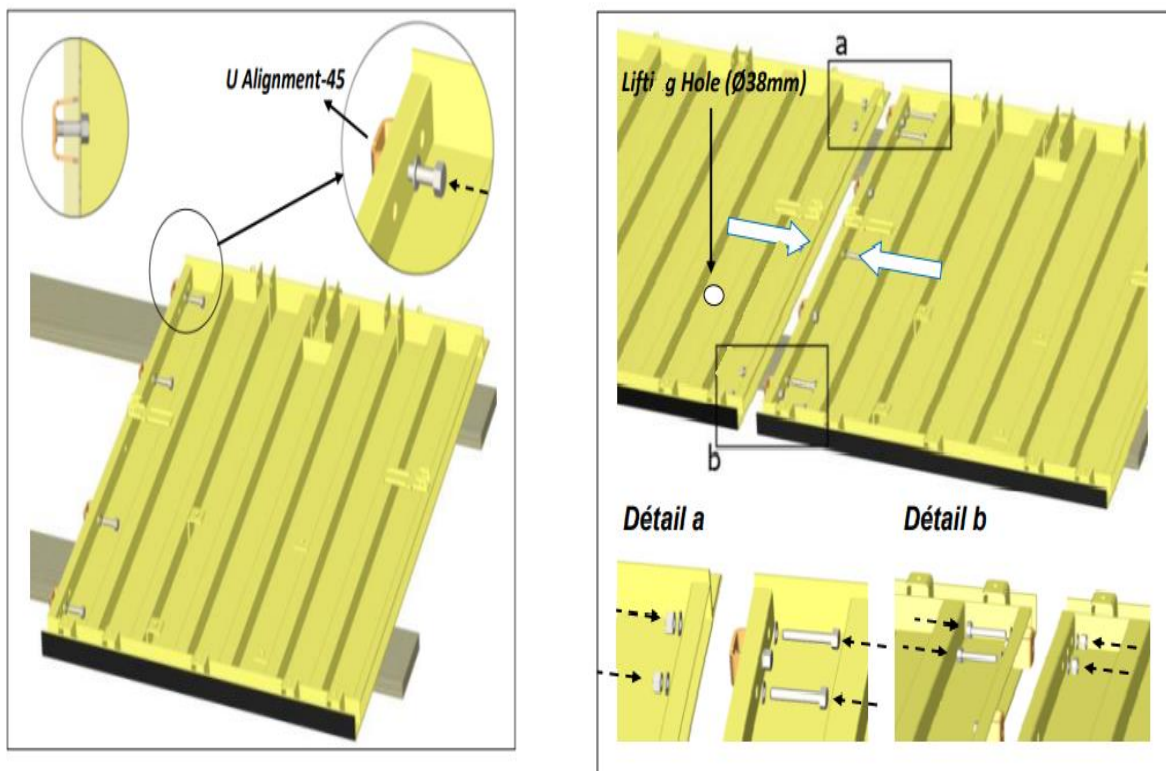
Percer un trou pour le dispositif de levage correspondant aux dimensions données dans le plan de montage.

Placer en priorité les boulons M14x80 dans les trous sur les côtés des panneaux tel que montré dans les zones

« A » et « B »

Il doit y avoir obligatoirement un trou libre entre chaque taquet de positionnement-45

Assurez-vous qu'il n'y a pas de différence entre les jonctions des 2 panneaux.



**Figure IV.1** : assemblage des panneaux horizontaux

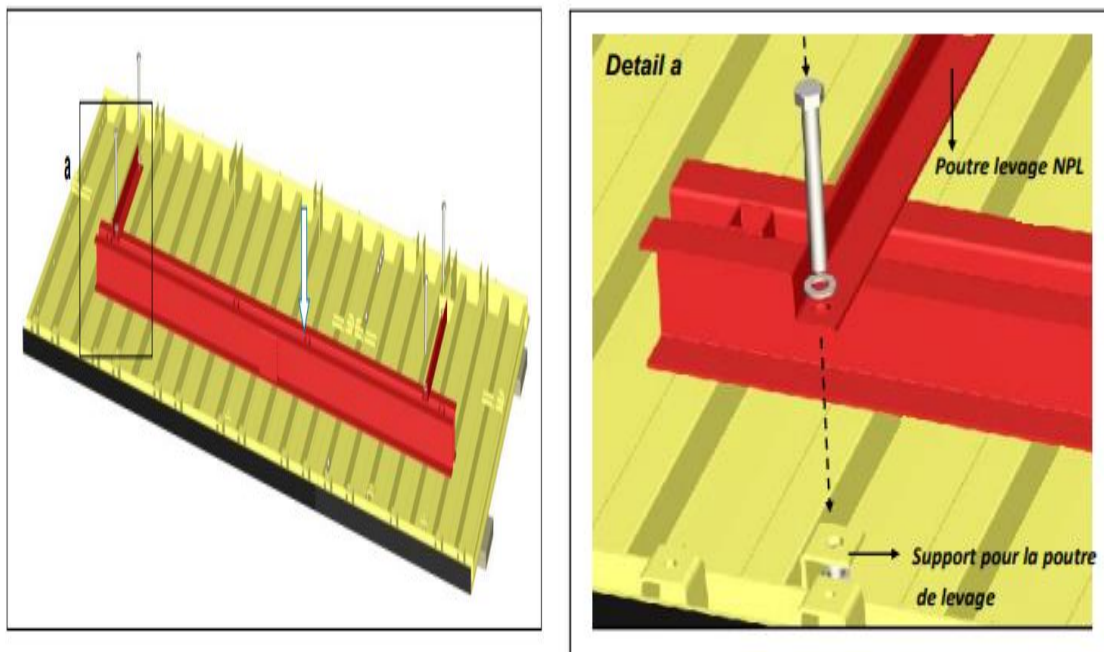
### 2. Montage de la poutre de levage :

Aligner le trou percé précédemment sur le panneau avec celui du profile NPL.

Utiliser un boulon M6x160 pour relier le profile NPL au support du panneau pour fixer la poutre de levage.

Assurez-vous que le trou ( $\text{Ø}35\text{mm}$ ) pour le dispositif de levage a été correctement percé.

Vérifier dans le plan de montage que les codes d'assemblage de la poutre de levage et du tunnel correspondent.



**Figure IV.2 :** Montage de la poutre de levage

### 3. Connexion des panneaux verticaux :

Poser le panneau vertical sur 2 poutres en bois comme sur l'image à droite.

Visser le taquet de positionnement-45 avec un boulon M14x30 sur les côtés là où sera placé un second panneau horizontal.

Approcher le second panneau horizontal au premier panneau horizontal et insérer les taquets de positionnement précédemment installé au profile UPF du second panneau.

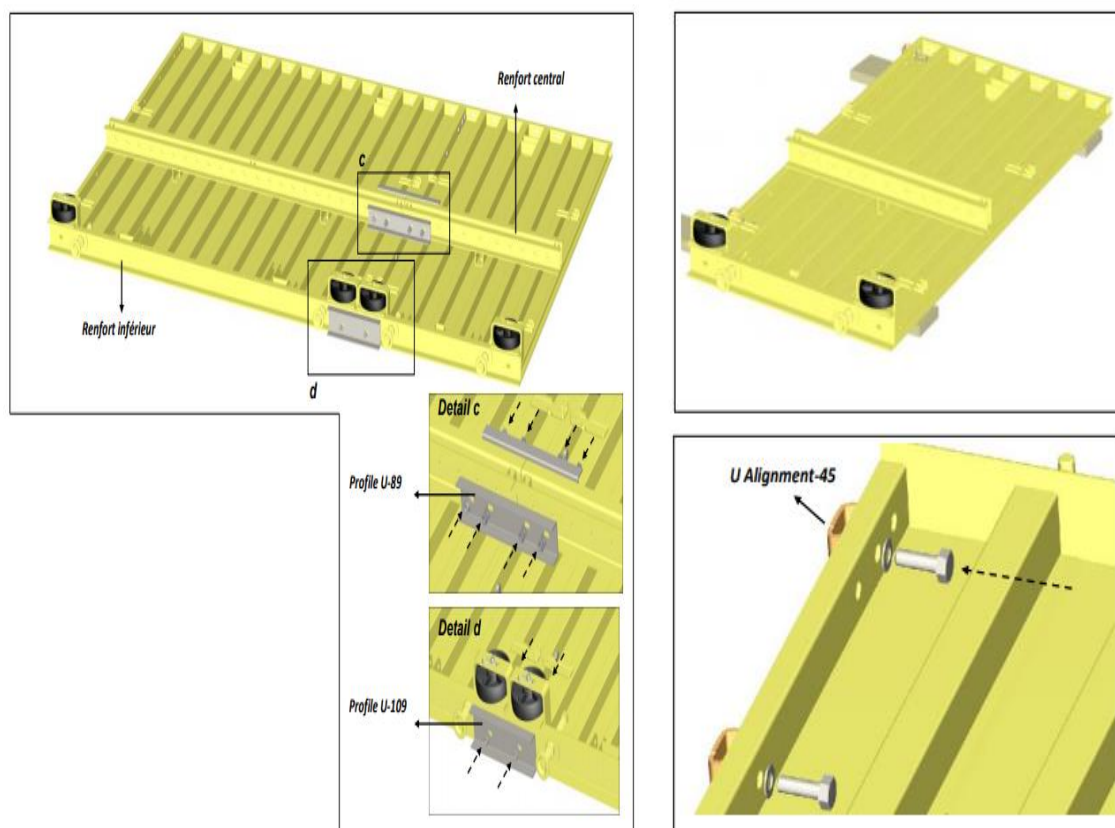
Aligner les trous des 2 panneaux. Visser les 2 panneaux avec des boulons M14x80 dans les trous libres.

Placer en priorité les boulons M14x80 dans les trous sur les côtés des panneaux tel que montré dans les zones

« A » et « B »

Il doit y avoir obligatoirement un trou libre entre chaque taquet de positionnement-45

Assurez-vous qu'il n'y a pas de différence entre les jonctions des 2 panneaux.



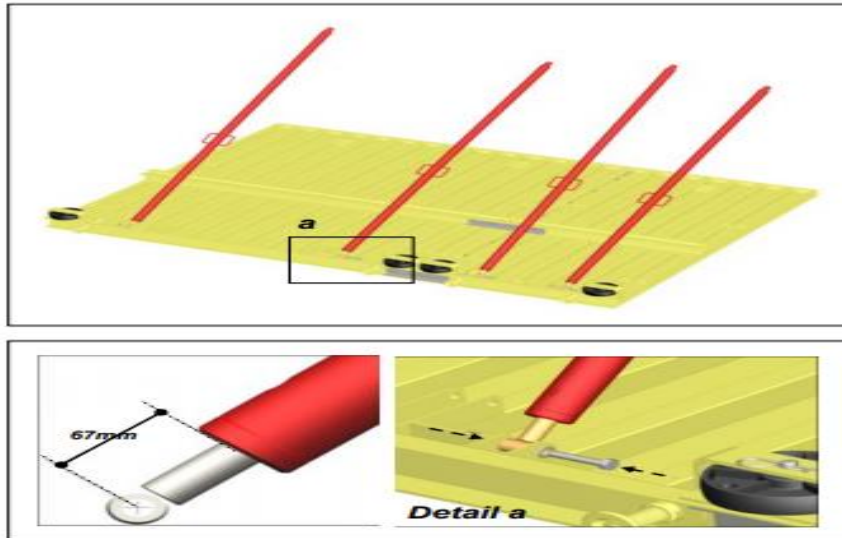
**Figure IV.3** : connexion des panneaux verticaux

#### 4. Fixation des étaielements diagonaux :

Monter suffisamment d'étaielements tirant- poussant diagonaux aux panneaux avec des boulons M14x80. Voir détail A.

Assurez-vous que c'est le côté vissable de l'étaie qui est relié au panneau.

l'étaielement doit être de 67mm.



**Figure IV.4 :** fixation des étaielements diagonaux

#### 5. Montage des panneaux verticaux et horizontaux

Soulever le panneau horizontal assemblé précédemment et poser le sur le panneau vertical.

Utiliser les roues de déplacement du panneau pour le déplacer.

Fixer la partie supérieure des étaielements aux panneaux horizontaux avec des boulons M14x80. Voir détail "A".

Les boulons M14x80 des étaielements ne doivent pas être serrés

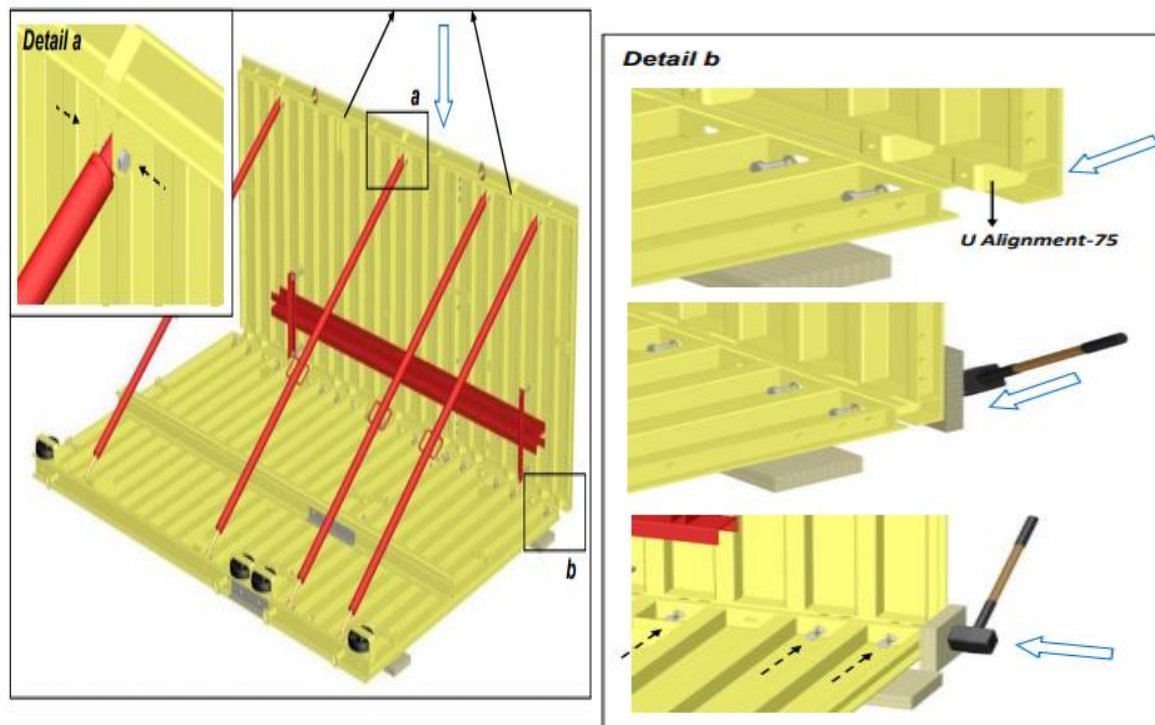
Insérer le profile U-65 soudé au panneau horizontal au profile UPF du panneau vertical.

Pour ajuster l'alignement du panneau horizontal, utiliser une masse comme indiqué dans le "Détail b".

Vérifier que le l'alignement des panneaux est satisfaisant pour cela assurez-vous que les trous de fixation sont biens alignés des 2 cotés.

Insérer des boulons M14x50 dans les panneaux à travers les profiles U-65 et serrer, tel que montré en détail B.

Aucun défaut d'alignement n'est admis dans les jonctions des panneaux.



**Figure IV.5 :** Montage des panneaux verticaux et horizontaux

#### **6. Montage des roues de béquille et leur support :**

Connecter les supports de roue aux encoches situés à l'intérieur des panneaux avec des boulons M14x80 voir détails a & b.

Si la longueur du panneau est de 2500m, le support de roue est fixer à l'encoche prévu à cet effet, voir détail a.

Si la longueur du panneau est de 1250mm alors le support de roue est connecter avec l'étalement tirant poussant voir détail b.

Les codes d'assemblage et les dimensions des supports de roue sont différents, veiller à ne pas les confondre.

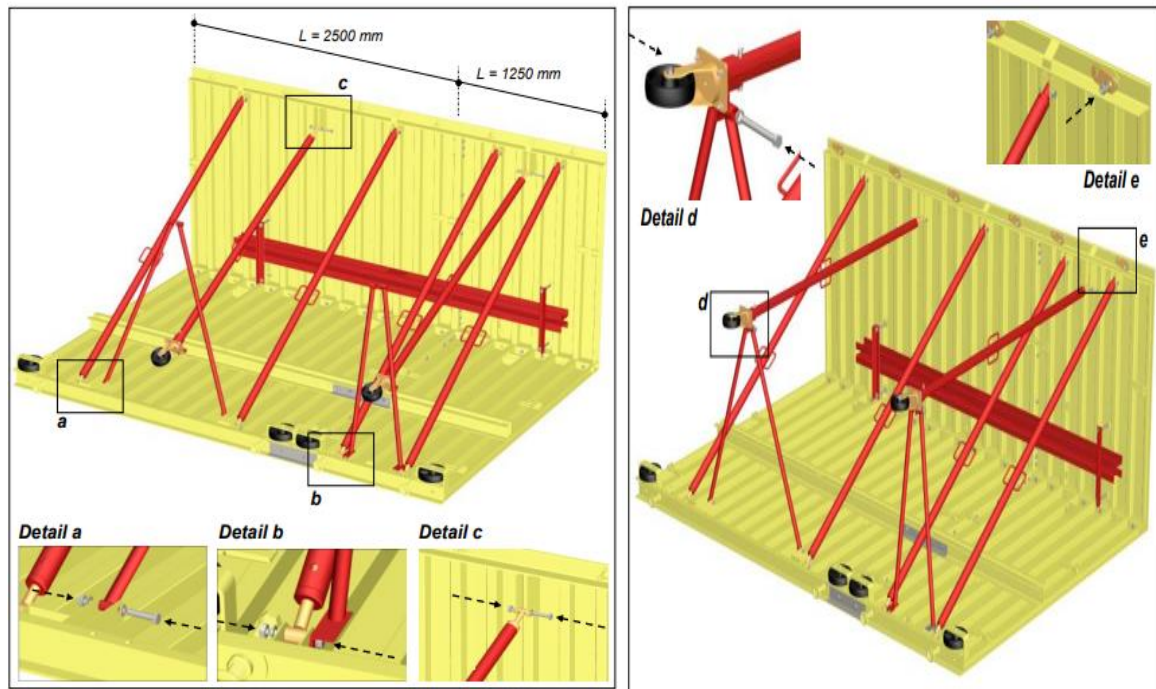
Fixer sans serrer la béquille de roue à l'encoche du panneau de dalle avec un boulon M14x80 voir détails C.

Assembler les roues de béquille avec les supports de roue à l'aide de boulons 18x150 sans le

serrer. Voir “Détail d”.

Si le demi-tunnel sera situé à droite de l’installation selon le plan d’installation, alors ajouter un verrou de plafond aux panneaux de dalle au niveau des trous prévus avec des vis et rondelles M18, voir détail E

Pour les demi-tunnels de gauche, insérer uniquement des vis et rondelles M18, aux endroits prévus



**Figure IV.6** : Montage des roues de béquille et leur support

### **7. Retourner le demi-tunnel de coffrage :**

Vérifier qu’il n’y a ni fissure ni voile sur la tige de lavage du dispositif de levage.

Une tige fissurée, abîmée ou voilée ne doit en aucun cas être utilisée.

Comme montré dans le “Détail a”, passer la tige de lavage à travers le trou percé sur le panneau et à travers la poutre de lavage.

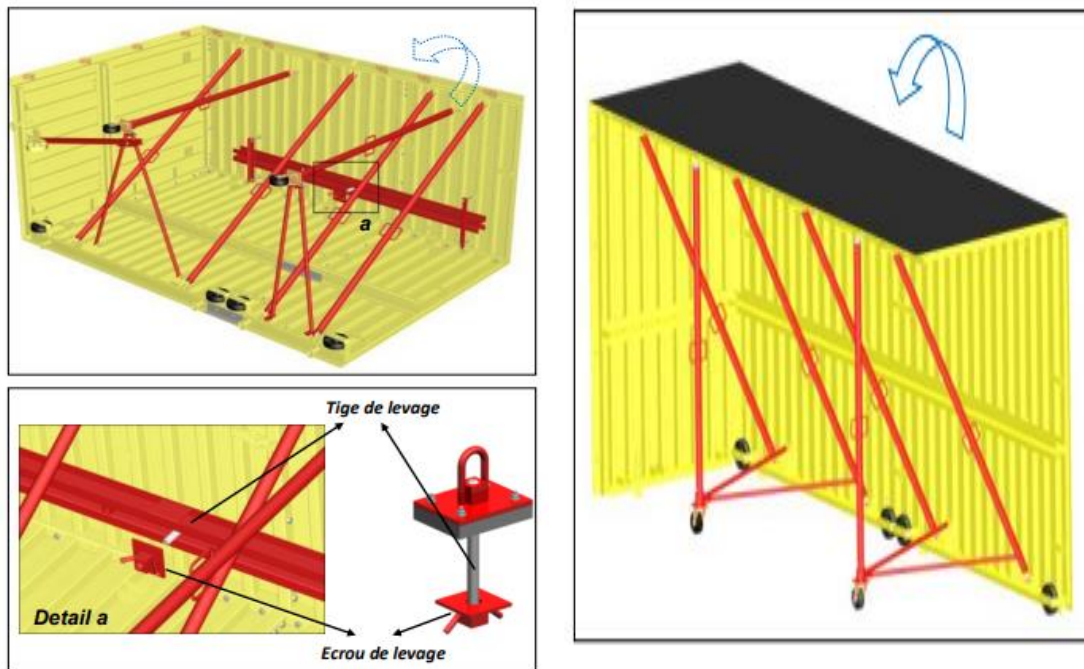
Serrer fortement l’écrou de levage

Lever le demi-tunnel avec la grue afin qu’il soit positionné sur ses roues.

Assurez-vous que tout est fixé correctement.

Desserrer l’écrou de lavage et enlever le dispositif de lavage du tunnel.

Pour des raisons de sécurité vérifier que le tunnel est bien stable. Prenez des précautions supplémentaires en cas de vent.



***Figure IV.7*** : Demi-tunnel de coffrage

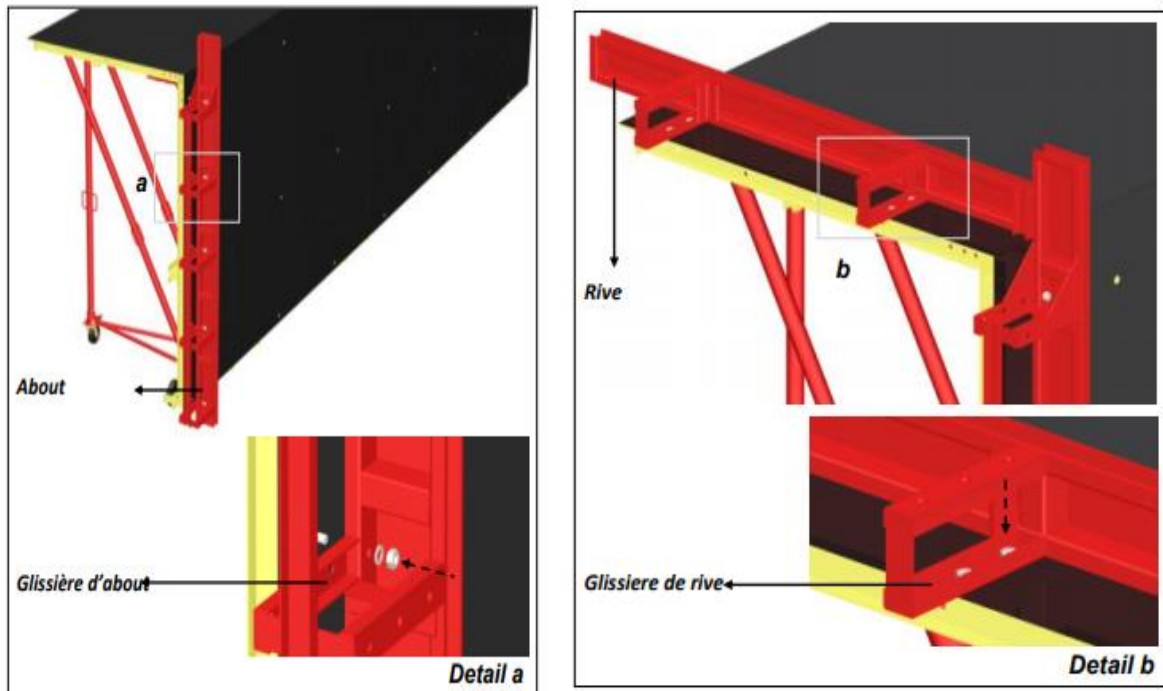


***Figure IV.9*** : détail de montage de l'écrou de levage

**8. Montage des rives et abouts :**

Marquer la position de l'about sur le tunnel en se référant aux mesures données dans les dessins techniques.

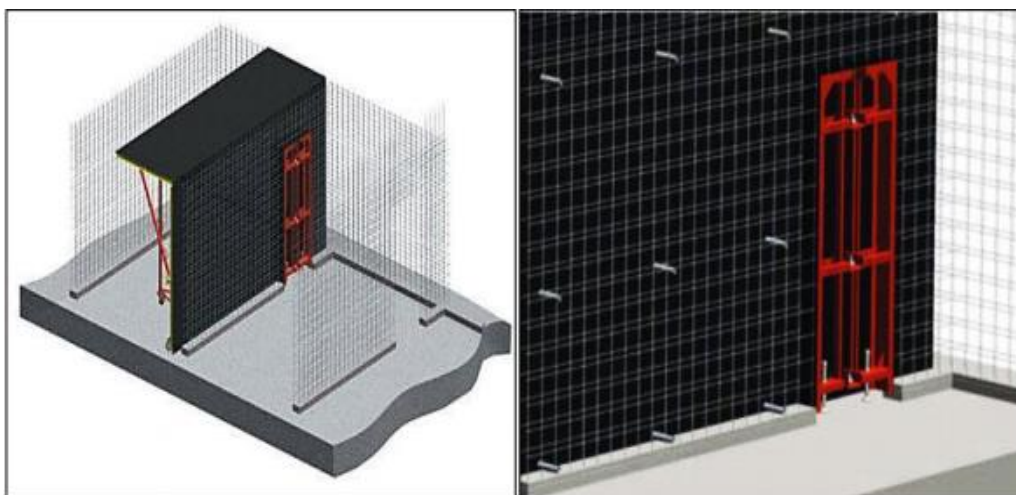
Fixer l'about au panneau vertical avec des boulons M14x50.



**Figure IV.10** :Montage des rives et abouts

**9. Montage des réservations :**

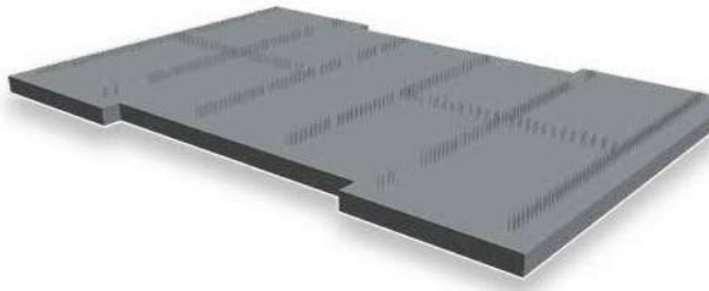
Marquer la position des réservations sur le tunnel en se référant aux mesures données dans les dessins techniques.



**Figure IV.11** : Montage des réservations

**IV-1-3** Méthode d'exécution**L'application Quotidienne de la coulée d'un ½ étage avec le coffrage Tunnel :****1. Etape 01 :**

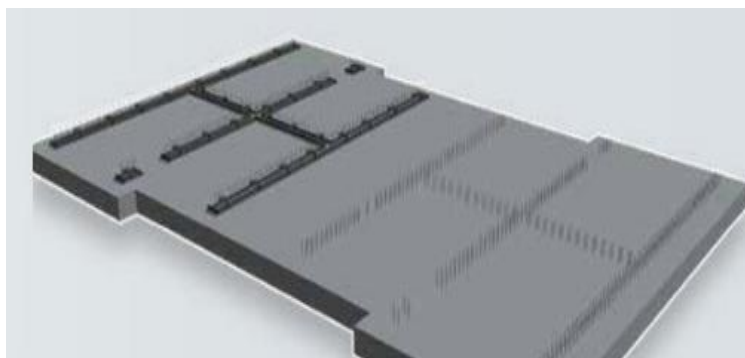
Le sous sol est coulé selon les guides du projet



**Figure IV.12** : préparation du sous-sol

**2. Etape 2 :**

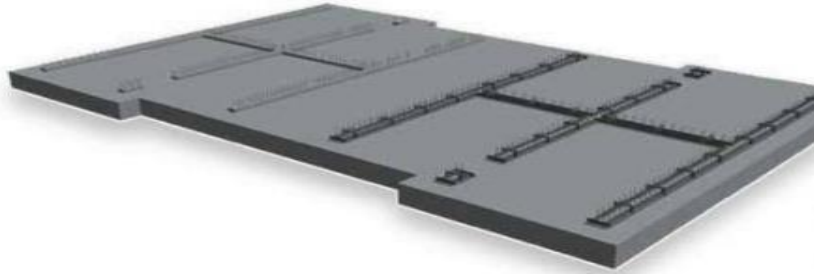
Pour les mise en mur , les Pulseurs sont situés sur le sous-sol



**Figure IV.13** : Installation des pulseurs

### 3. Etape 3 :

Les Pulseurs sont déplacés de l'autre coté

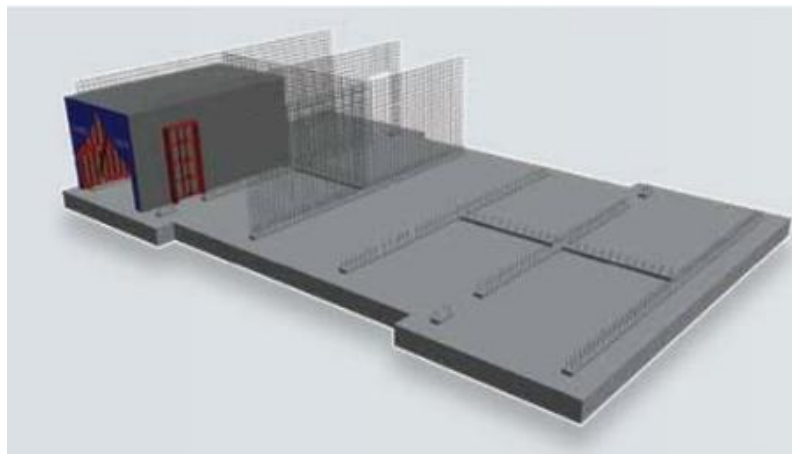


**Figure IV.14 :** Installation des pulseurs dans l'autre coté

### 4. Etape 4 :

La première moitié du tunnel est installé par la grue .

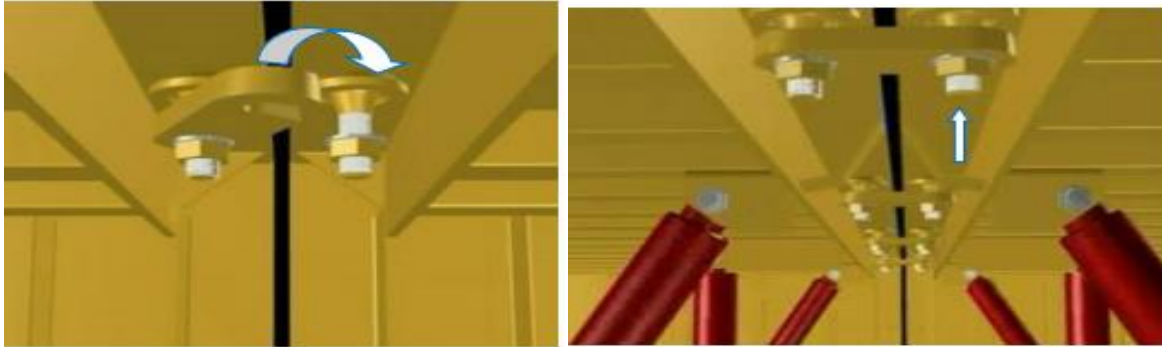
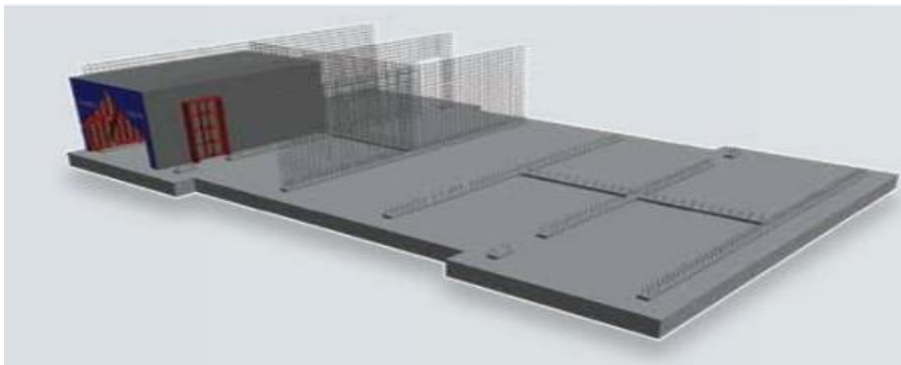
La hauteur du coffrage depuis la dalle est ajustée par les crics



**Figure IV.15 :** Installation de la premières moitié du tunnel

- Etape 5 :

La seconde moitié du tunnel est situé selon le projet et attaché à la première moitié du tunnel , s'il ya une réserve de paroi , elle est montée sur le coffrage tunnel

**Serrage des verrous de plafond :****Figure IV.16** : Serrage des verrous de plafond**Figure IV.17** : Installation des réservations**5. Etape 6 :**

*Toutes les unités sont placées sur la dalle avec des processus similaires.*

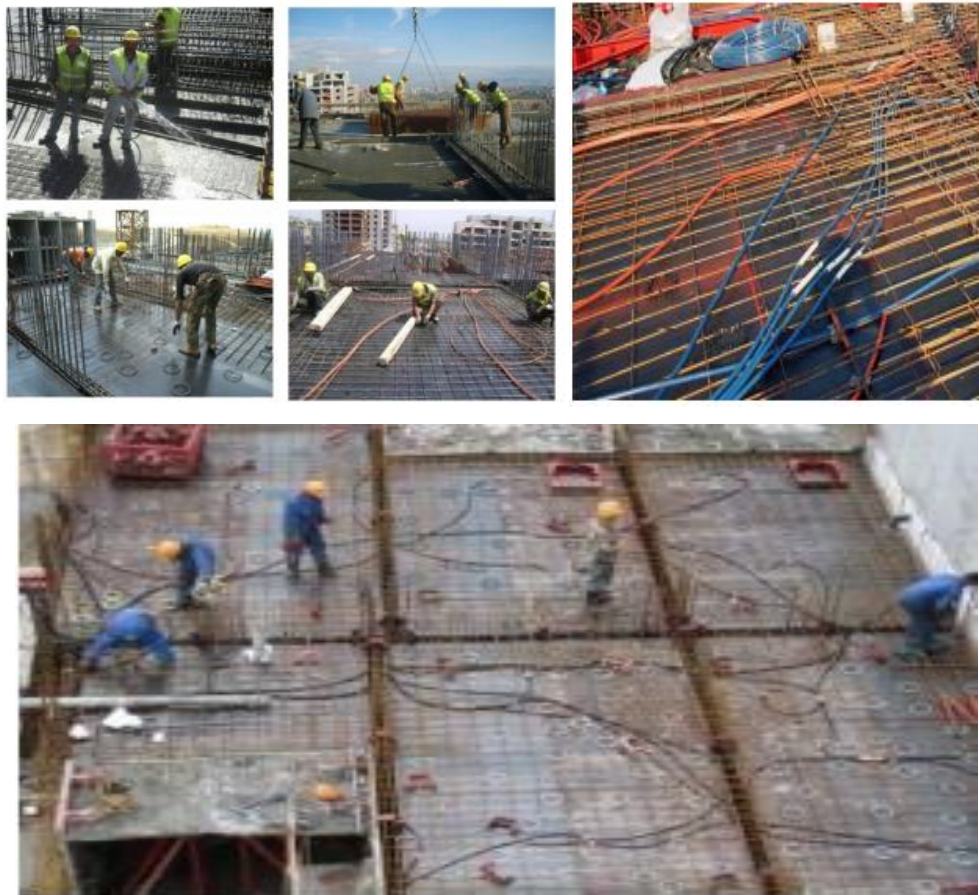
*L'installation électrique et les réservations du sol sont montés sur la dalle.*

*1-Renforcement des dalles (armature inférieur)*

*2-Installation des circuits d'eau et d'électricité sur les dalles.*

*3-Renforcement des dalles (armature supérieur)*

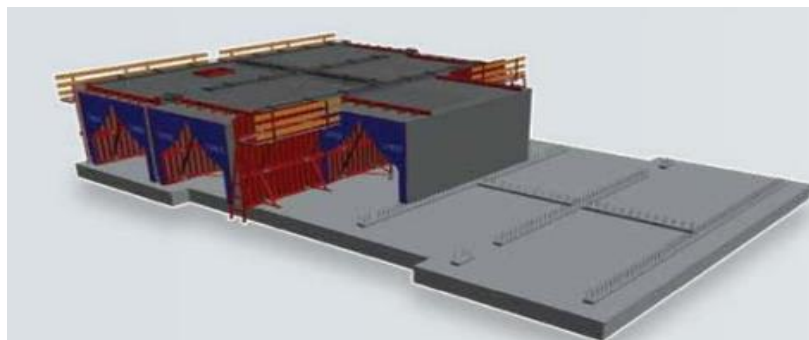
**→***Les dalles sont désormais prêtes pour l'installation des réservations.*



***Figure IV.17*** : Installation des réservations

**6. Etape 7 :**

Les mailles d'acier de la dalle sont placées, les pulseurs nécessaires à l'étage suivant sont placés sur tunnel, alors le coffrage est prêt pour le coulage



***Figure IV.18*** : préparation du coffrage pour le coulage

**Coulage du béton :**

Le point de démarrage du coulage du béton est déterminé selon les conditions suivantes :

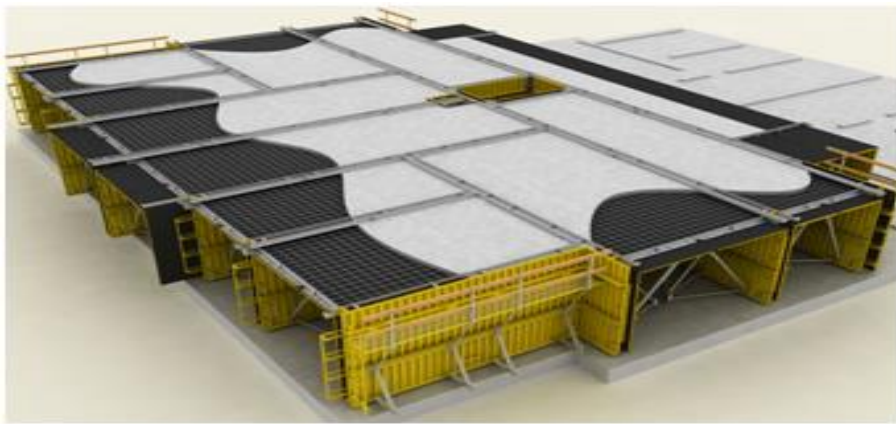
Couler le béton des panneaux intérieurs vers les panneaux extérieurs.

Les murs qui ont les plus grands surfaces de réservation sont prioritaires.

Démarrer le coulage du béton sur les tunnels qui seront déplacés en premier pour la prochaine étape de coulage.

Couler les voiles ensuite les dalles

Etaler jusqu'aux amorces, abouts et réservations de dalle.



**Figure IV.19** : coulage du béton

**Installation du matériel de chauffage**

Apporter tous le matériel de chauffage près des coffrages de tunnel.

Les placer dans les coffrages tunnel et faire les installations nécessaires.

Descendre toutes les bâches et les fermer en attachant les 2 cotés.

*Assurez-vous qu'il y'a une zone échappatoire pour l'air au niveau inférieur de chaque tunnel.*

Démarrer les bruleurs correctement.

Le séchage du béton dure toute la nuit.

Vérifier régulièrement les niveaux de carburant des bruleurs.

Assurez-vous que la température des chambres n'augmente pas de plus de 20 °C par heure



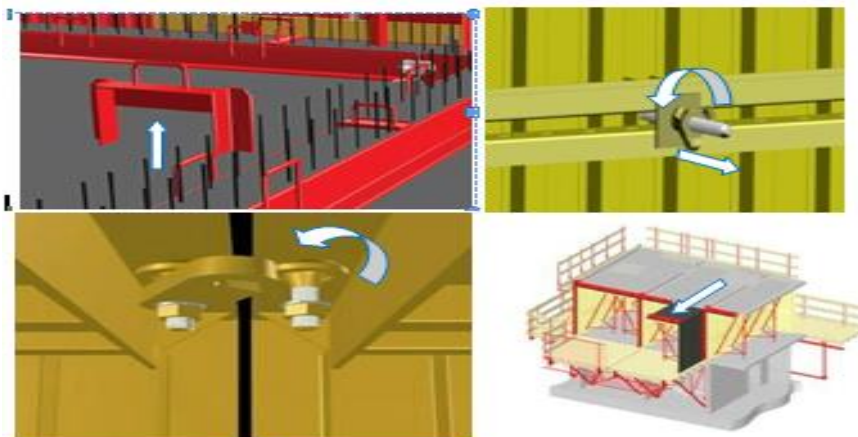
**Figure IV.20** : Installation du matériel des chauffages

Le béton de la première dalle de plancher est coulée, les tentes sur le coffrage tunnel, sont fermées et les radiateurs sont mis à feu pour le durcissement.

### 7. Étape 8 :

Dans le jour suivant :

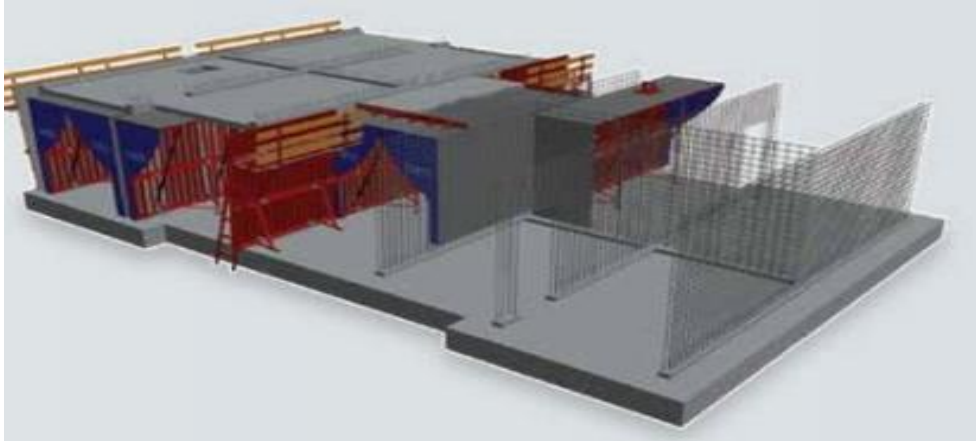
- Désinstallation des rideaux isolants et des bruleurs
- Désinstallation des coffrages d'amorce
- Désinstallation des réservations de dalle
- Enlever les rives de dalle
- Enlever les abouts de voile
- Enlever les tiges
- Dévisser les verrous de plafond
- Descendre et décoffrer le premier jeu de demi-tunnel



**Figure IV.21** : désinstallation des coffrages

**8. Etape 09 :**

Cette moitié du tunnel est portée de l'autre côté du projet par une grue de la dalle du plancher est supportée par des étais



**Figure IV.22** : déplacement du coffrage au deuxième coté

Le processus d'installation des étaitements se fait dès que le premier demi-tunnel est déplacé vers la plateforme de décoffrage. Prévoir un nombre suffisant d'étais télescopiques pour la chambre

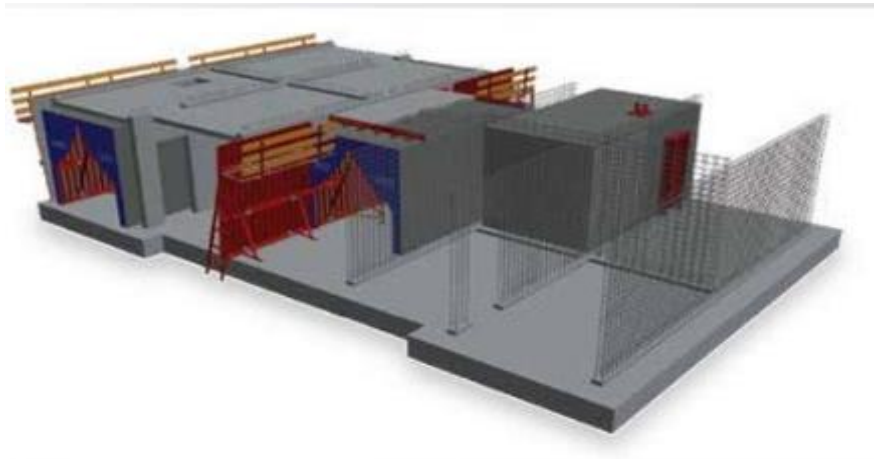
La distance longitudinale "L" entre 2 étais adjacents ne doit pas être supérieur à 1500 mm  
Faire une double rangée d'étais si la largeur "g" est supérieur à 4500mm.



**Figure IV.23** : installations des étaitements

**9. Étape 10 :**

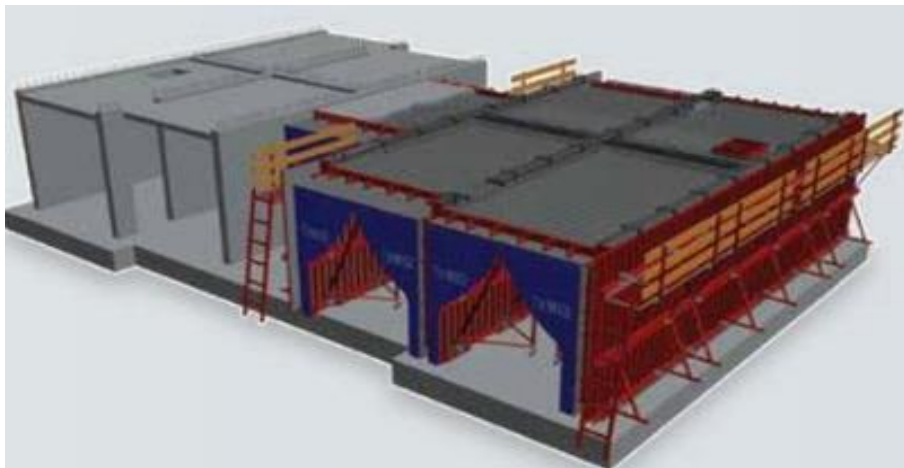
Toutes les unités sont placées sur la dalle avec le même processus



**Figure IV.24** : préparation avant le collage du béton

**10. Étape 11 :**

Le procédé appliqué pour le coulage de la seconde moitié du sol est similaire au processus de l'étape 07



**Figure IV.25** : préparation du coffrage

**11. Étape 12 :**

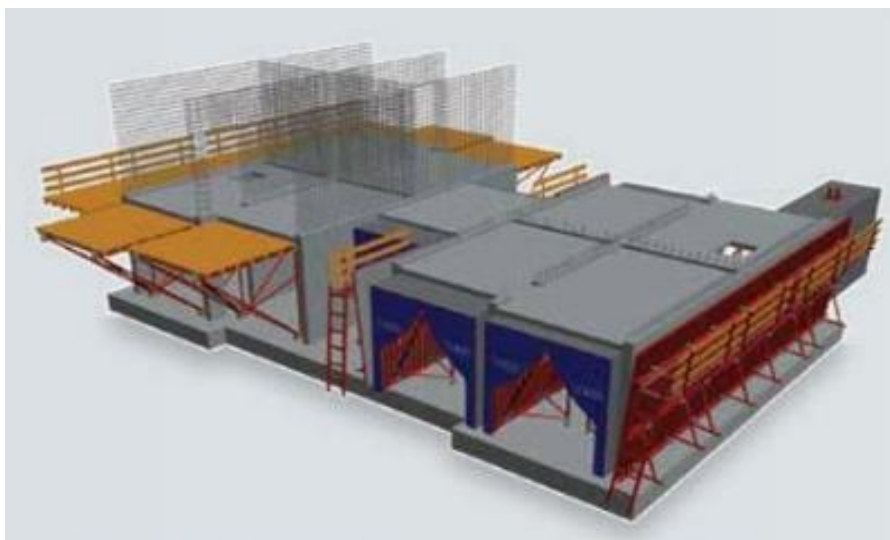
*Le béton du Second demi-étage est coulé, les tentes sont fermées et les radiateurs sont allumés pour le durcissement (similaire à l'étape 7)*



***Figure IV.26 :*** le séchage du béton

**12. Étape 13 :**

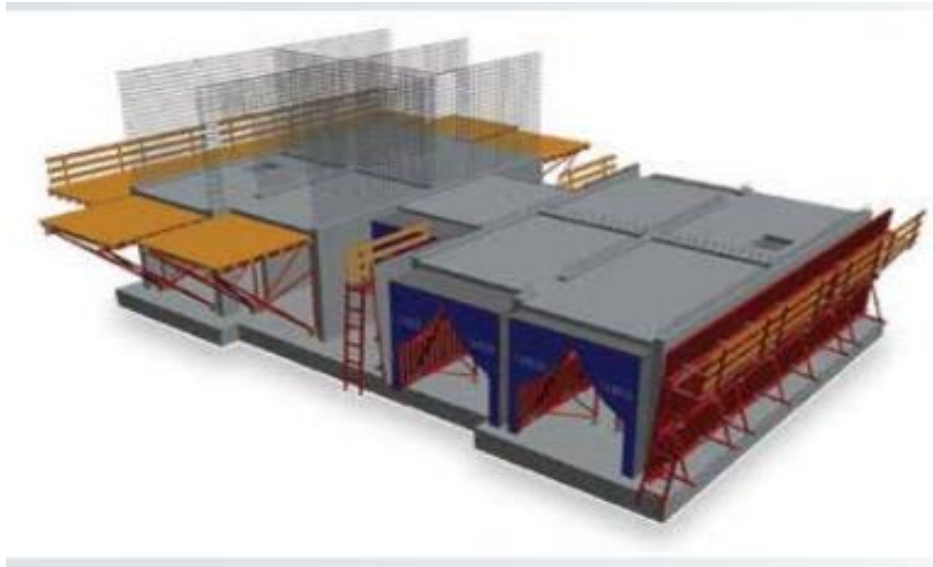
*Après que le béton est durci, le coffrage tunnel est poussé dehors*



***Figure IV.27 :*** décoffrage de l'autre seconde moitié de l'étage

**13. Étape 14 :**

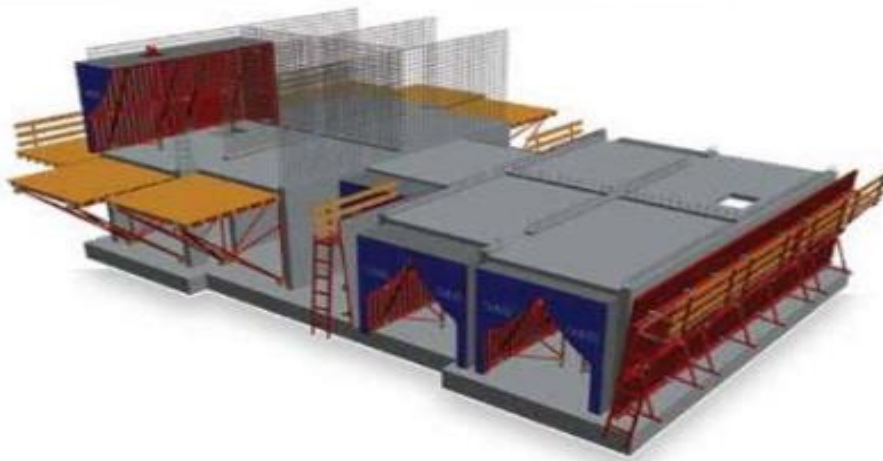
*Les plates-formes de tunnel et les supports de panneaux extérieurs sont construits en rez de chaussée et toutes les unités sont portées à la première dalle de plancher*



**Figure IV.28 :** préparation et ferrailage de la 1<sup>ère</sup>  
Moitié du second étage

**14. Étape 15 :**

La moitié du tunnel extraite est soulevée et placée au deuxième étage (en fonction du projet)

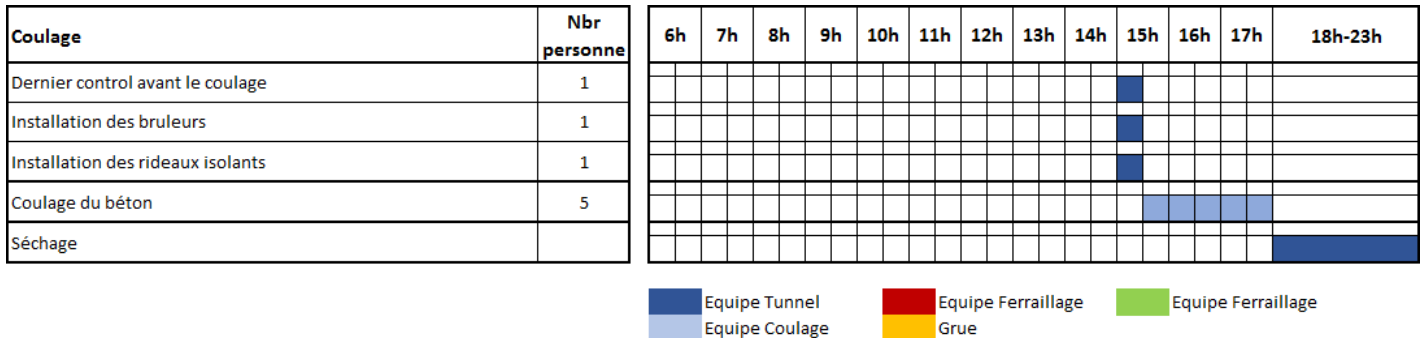


**Figure IV.29 :** installations du coffrage dans le 1<sup>ère</sup>  
Moitié du second étage

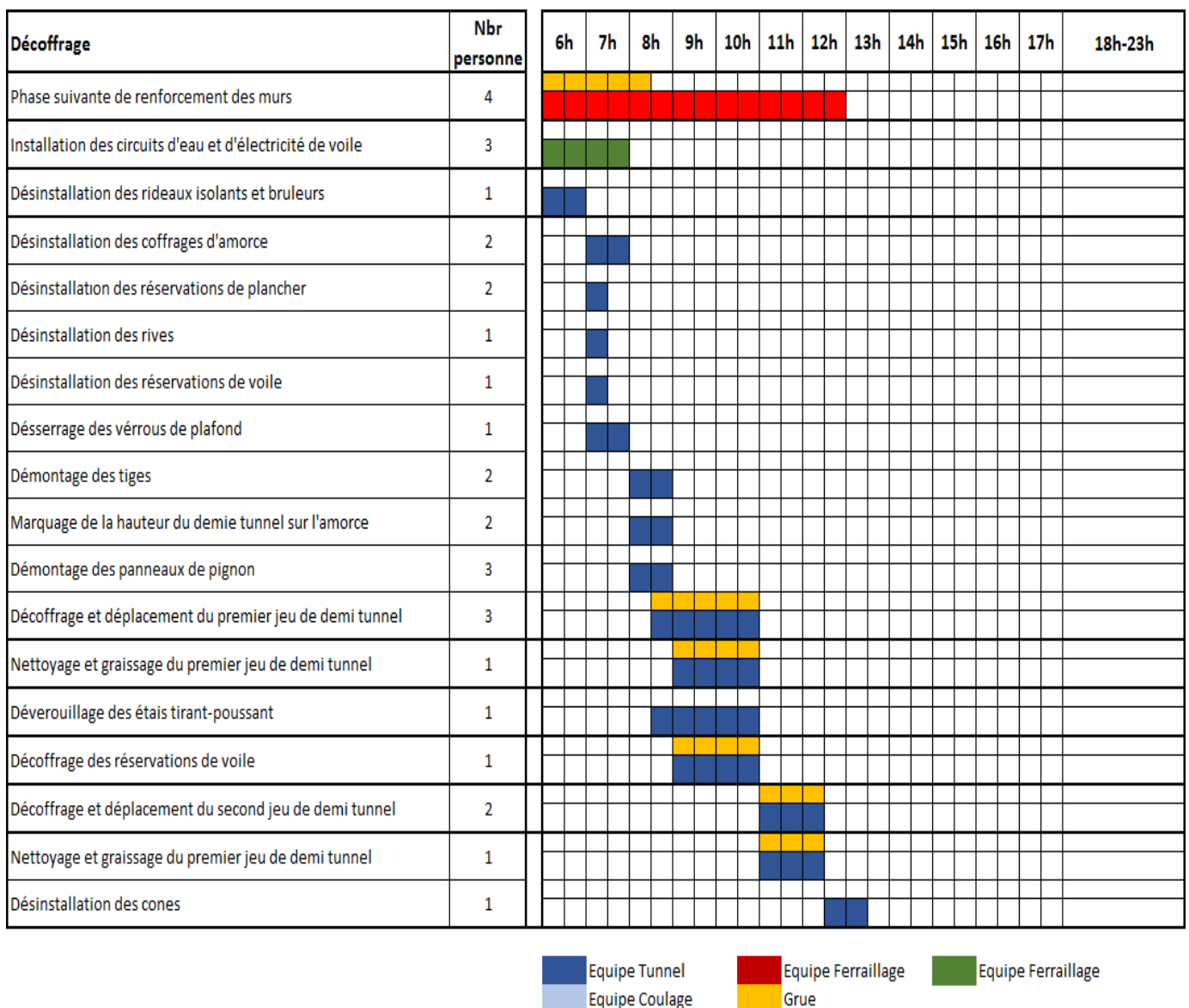
**IV-1-4 Emploi du temps**

L'emploi du temps proposé est pour un système de coffrage tunnel pour la construction d'un étage de 450-500 m<sup>2</sup>

**15. Coulage du béton :**



**16. Décoffrage :**



**IV-1-5 Les avantages et les inconvénients :****1. Avantage :**

- C'est un système qui permet de réduire les délais de réalisation en offrant une vitesse d'exécution assez rapide.
- une période de coulage rapide
- une haute qualité de surface de béton ; le béton a seulement besoin d'une mince couche de plâtre
- une facilité d'usage , le système a besoin de travailleur peu qualifié
- Il offre une qualité de mise en œuvre selon les règles de l'art.
- Il permet d'obtenir des structures plus adaptées aux séismes
- Facilité de reproduction et d'exécution des structures répétitives d'un même projet.
- Il garantit la sécurité des ouvriers par l'emploi de passerelles et filets de sécurité

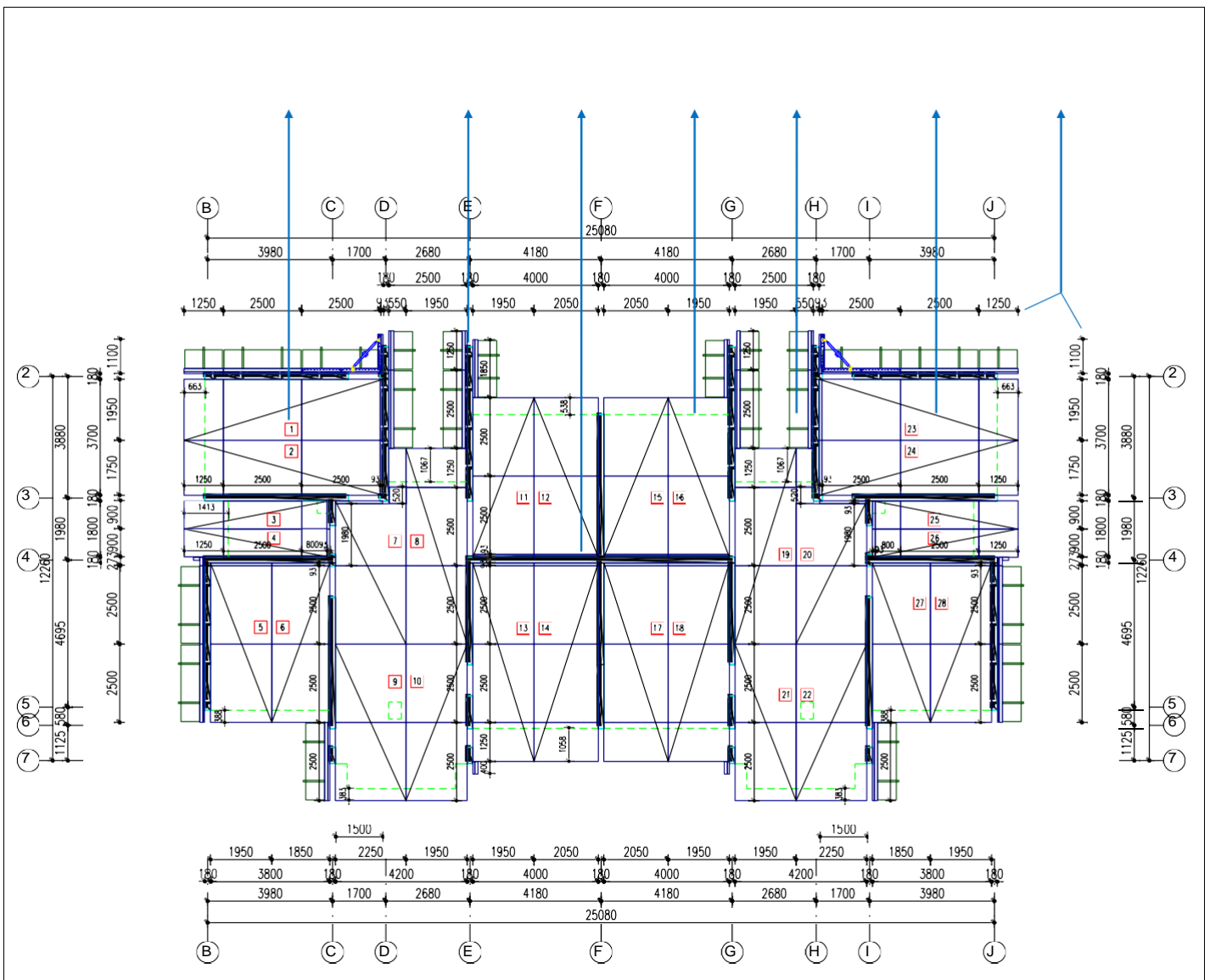
**2. Inconvénients :**

- Ce système ne permet pas d'avoir de grand espace habitable au niveau de chaque logement.
- Il ne permet pas d'effectuer des modifications ou transformations par le propriétaire du logement après la fin des travaux.
- Ce système ne permet pas de changer la disposition des voiles après la conception architecturale.
- Ce système n'offre pas beaucoup de perspective architecturale ou esthétique.
- Le coffrage tunnel demande des moyens matériels considérables et un personnel qualifié et spécialisé.

- Plans Techniques

Les plans de coffrage réalisés par MESA contiennent les informations suivantes :

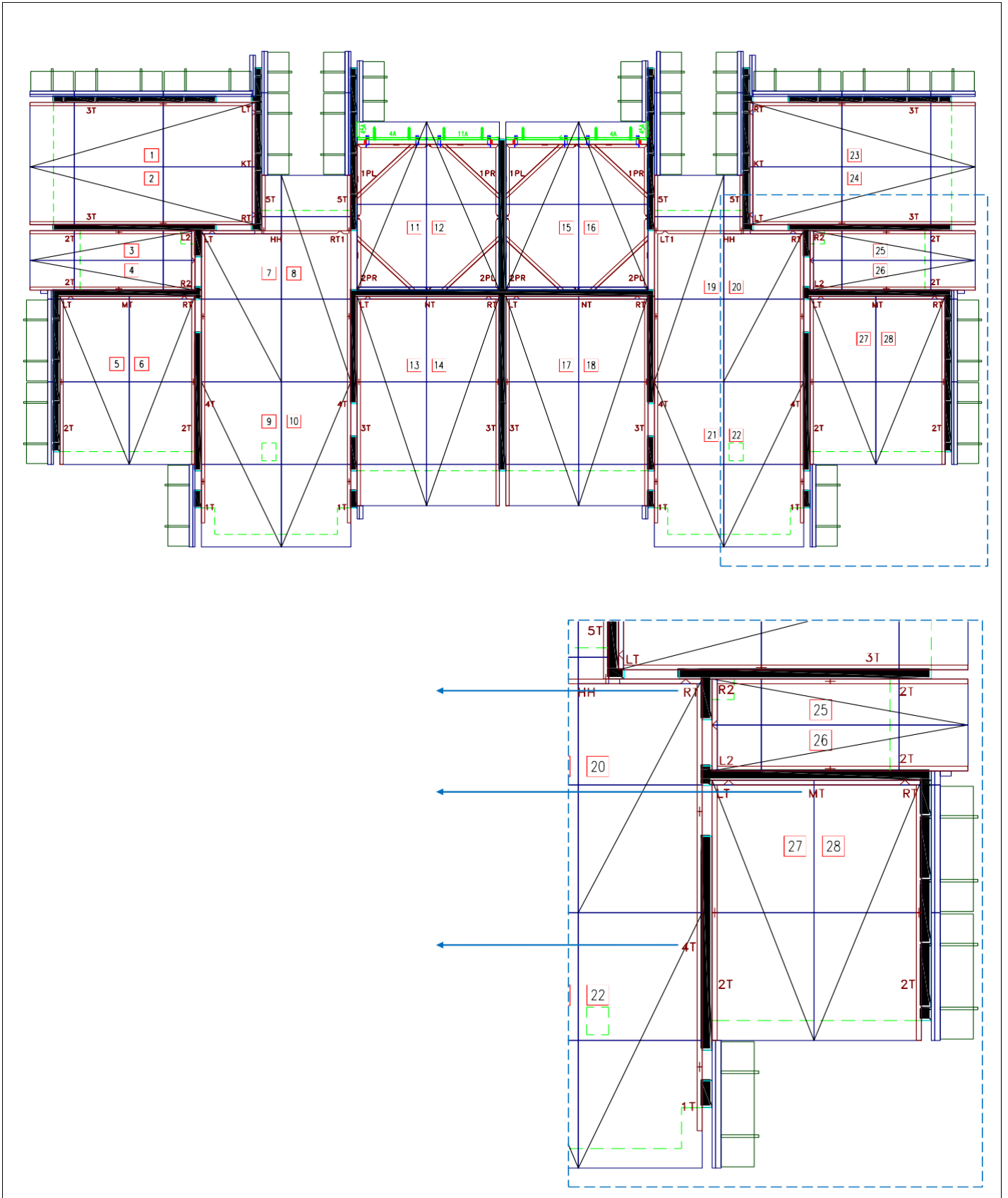
- Plan d'installation tunnels de coffrage
- Codes d'assemblage et positions des tiges
- Plan d'installation des coffrages d'amorces
- Plan d'installation des rives et abouts
- Plan d'installation des poutres de levage
- Plan d'installation des réservations de plancher
- Plan d'installation des plateformes



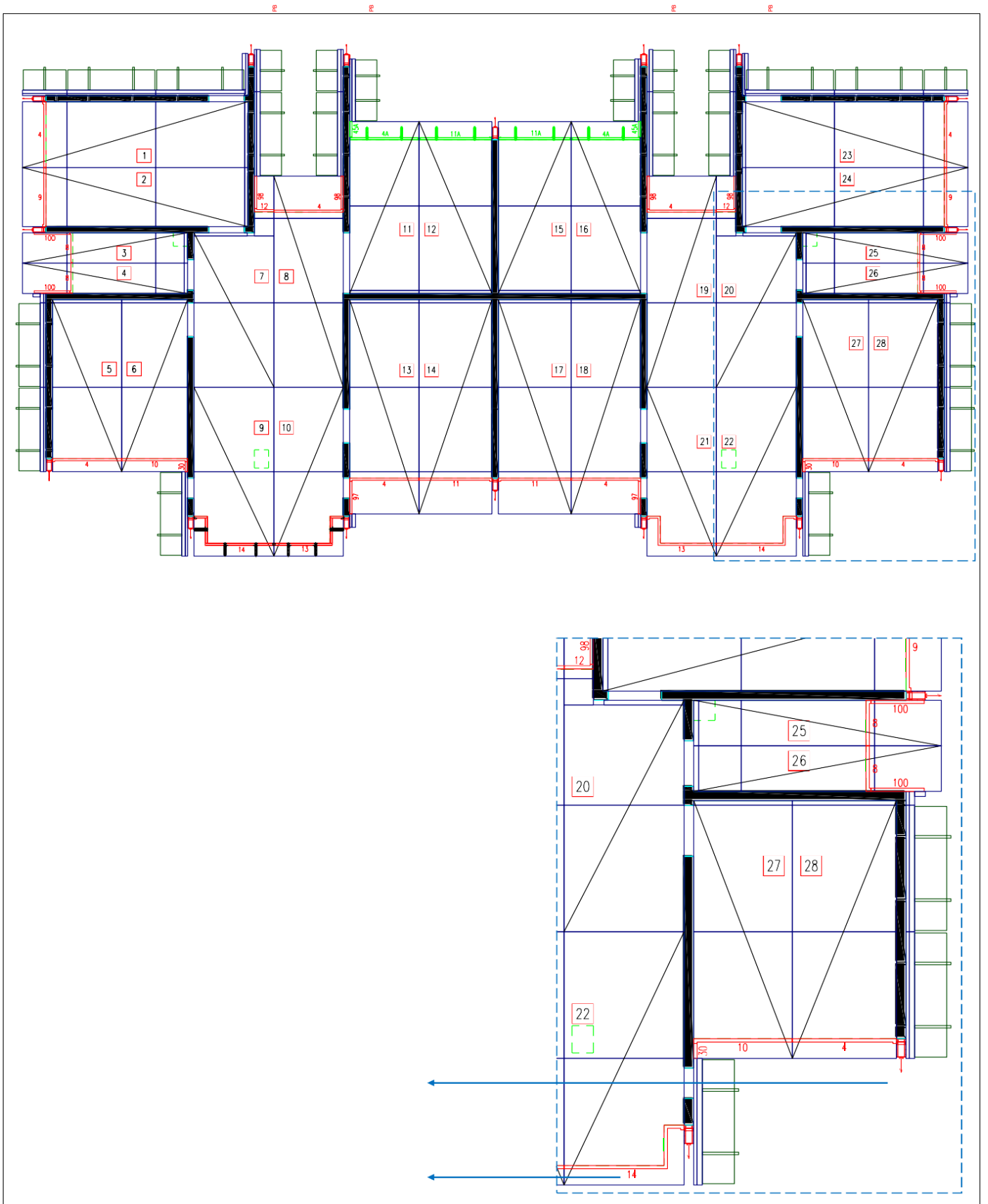




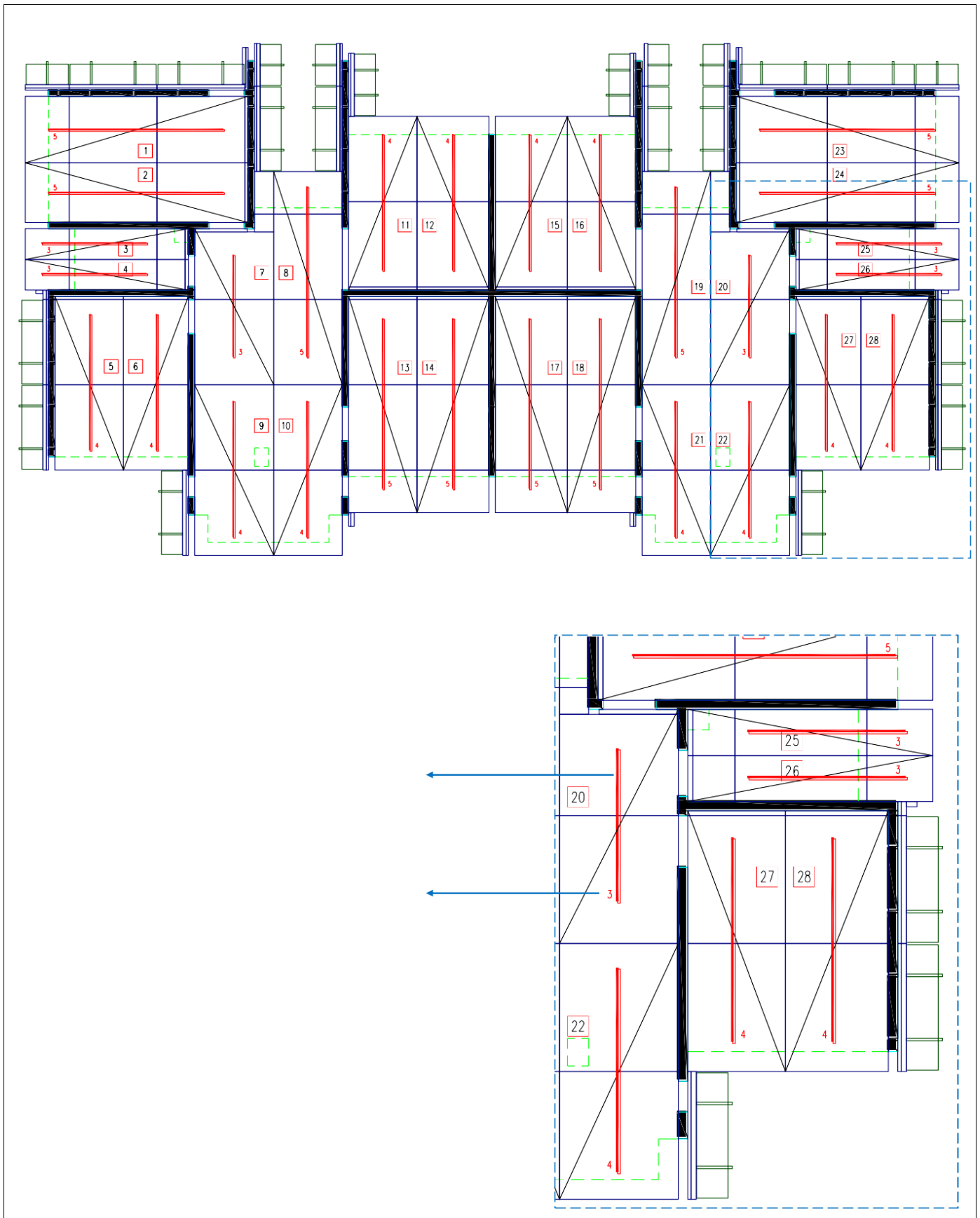
*Plan d'installation des coffrages d'amorce*



*Plan d'installation des rives et abouts*

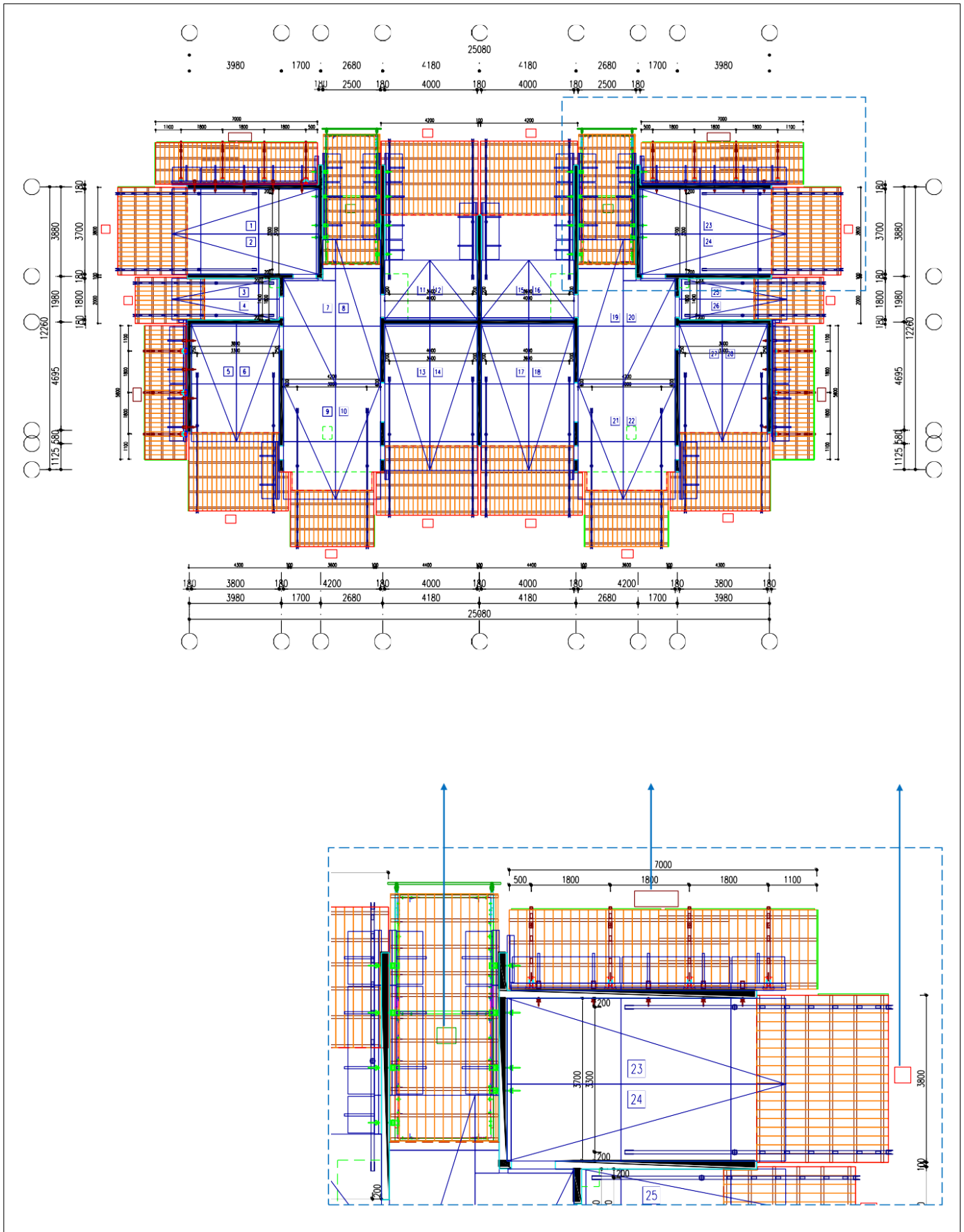


*Plan d'installation des poutres de levage*





Plan d'installation des consoles

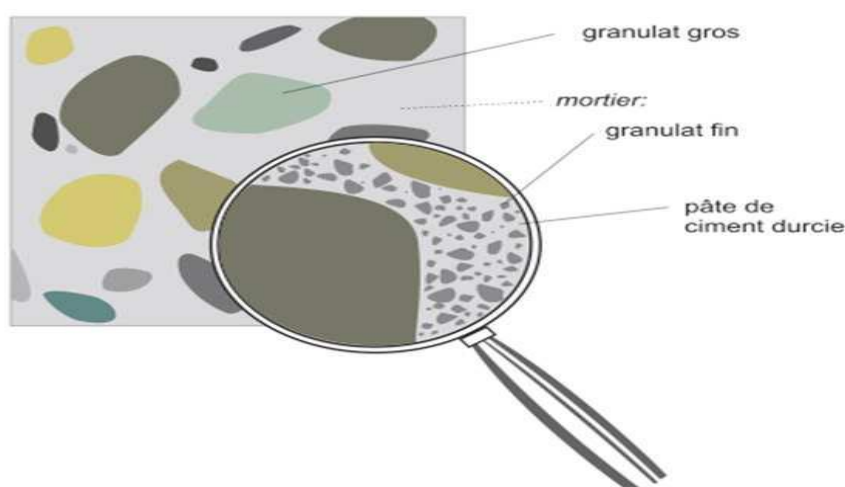


## ***Chapitre V : Formulation de Béton***

### **V-1 Introduction :**

Le béton est un matériau composite constitué de granulats gros et fins (gravier ou pierre concassée, sable), de ciment et d'eau. Le mélange entre le ciment et l'eau forme une pâte qui durcit. La pâte de ciment hydraté et le sable constituent le mortier. Celui-ci a pour rôle de se lier avec les gros granulats pour former un conglomérat solide. Les adjuvants et les additions servent à améliorer certaines caractéristiques du béton frais ou durci.

le béton utilisé dans notre projet est adjuvante et traité thermiquement pour certains éléments (voiles, dalles pleines), en revanche pour d'autres éléments comme les escaliers



**Figure V.1** : composition du béton

### **V-2 Liant hydraulique :**

Un **liant hydraulique** est un [liant](#) qui se forme et durcit par réaction chimique avec de l'eau et est aussi capable de le faire sous l'eau, ce que l'on nomme [hydraulicité](#). Il est utilisé dans la construction et dans l'industrie routière afin de répartir la pression uniformément sur toute la surface des particules.

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire une matière inorganique finement moulue qui, gachée avec de l'eau forme une pâte faisant prise et durcit, et qui après durcissement conserve sa résistance et sa stabilité même sous l'eau.

Il existe aussi d'autres liants hydrauliques comme les chaux hydrauliques naturelles et artificielles.

#### **V-2-1 Principales catégories de ciments :**

Il existe 05 catégories de ciment désignés par les notations suivantes :

- Le Ciment de portland (CPA - CEM I)

- Le Ciment de portland composé (CPJ - CEM II )
- Le ciment de haut fourneau (CHF - CEM II )
- Le ciment de laitier au clinker (CLK - CEM IV )
- Le ciment au laitier et aux cendres (CLC - CEM V )

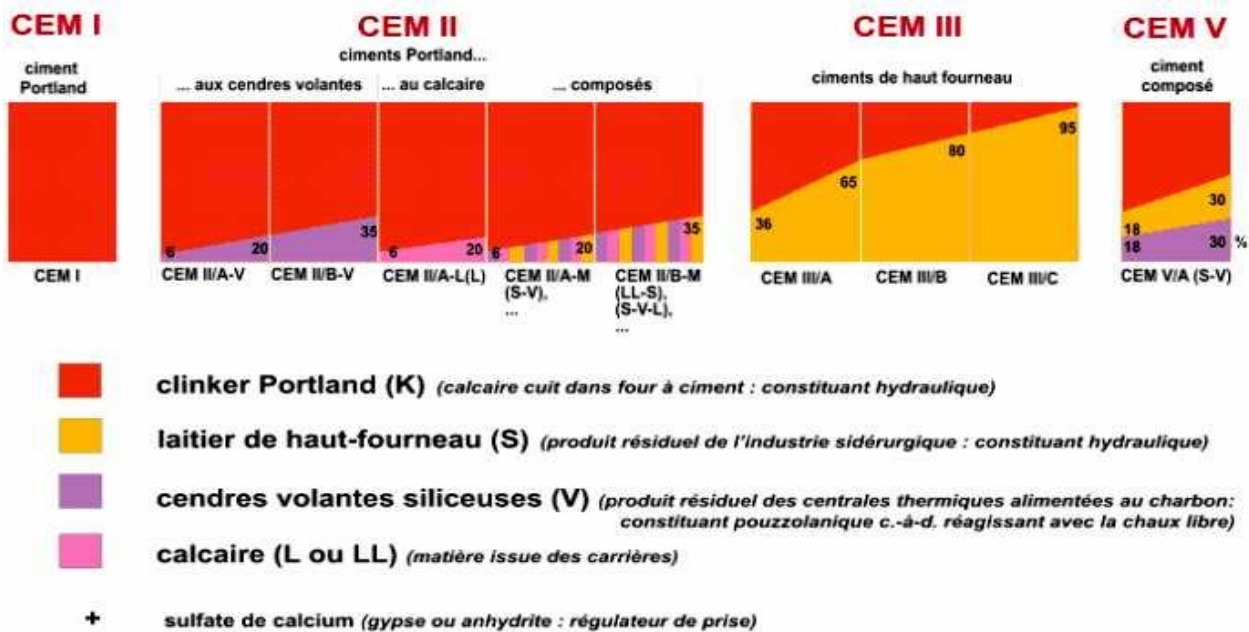


Figure V.2 : les catégories de ciment

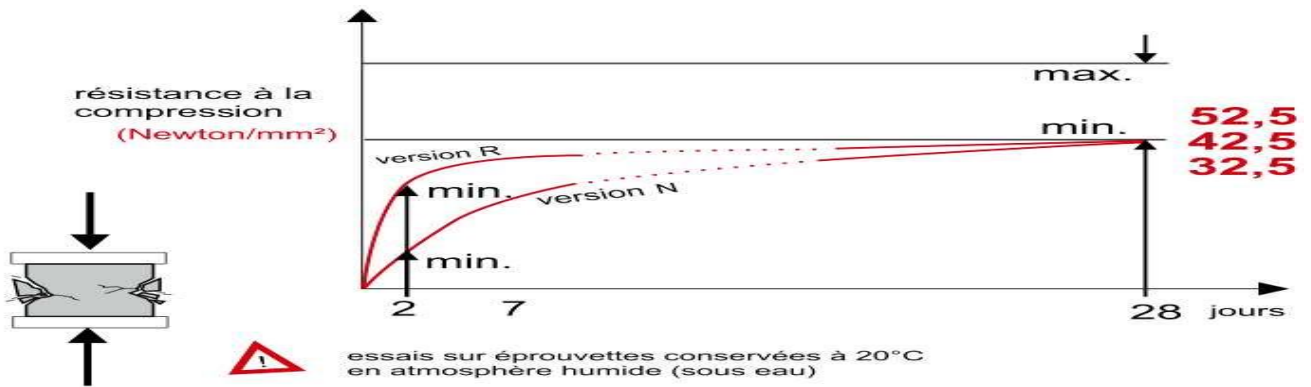
**V-2-2 Les classes de résistances des ciments courants :**

Les ciments courants sont classés d’après la norme NA 442 en classes de résistance. On distingue la résistance normale et la résistance au jeune âge. La résistance normale d’un ciment est la résistance mécanique en compression déterminée conformément à la norme NA 234 à 28 jours d’âge et exprimée en N/mm<sup>2</sup> (ou MPa).

Il existe trois classes de résistance normale à 28 jours, désigné par leur valeur caractéristique inférieure : classe 32.5/ classe 42.5 / classe 52.5

Les classes de résistance élevées au jeune âge sont désignées par : 32.5R ; 42.5R ; 52.5R.

la résistance du ciment augmente en fonction du temps, comme le montre la figure suivante :



**Figure V.3 :** la résistance de ciment

En fonction du temps

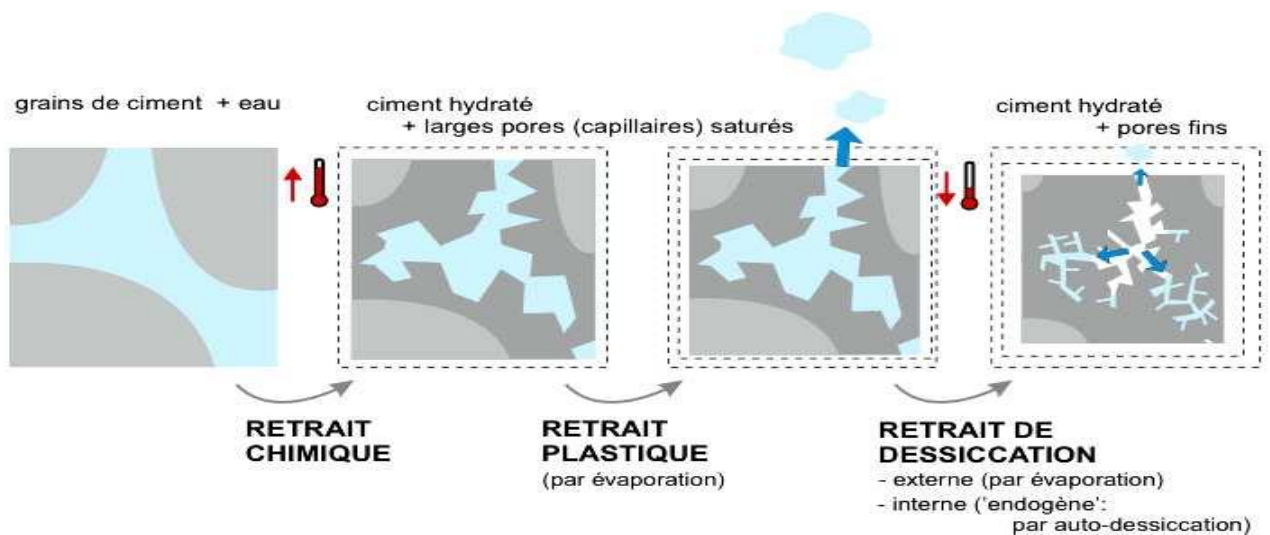
Dans chaque classe, et suivant les performances au jeune âge, une distinction est faite entre la version N (normale) et la version R (rapide).

Le ciment durci a une résistance comparable à celle du béton.

### V-3 la déformation des bétons au cause de Phénomène de retrait et de fluage

#### V-3-1 Phénomène de retrait :

On constate qu'il ya trois type des retrait sont

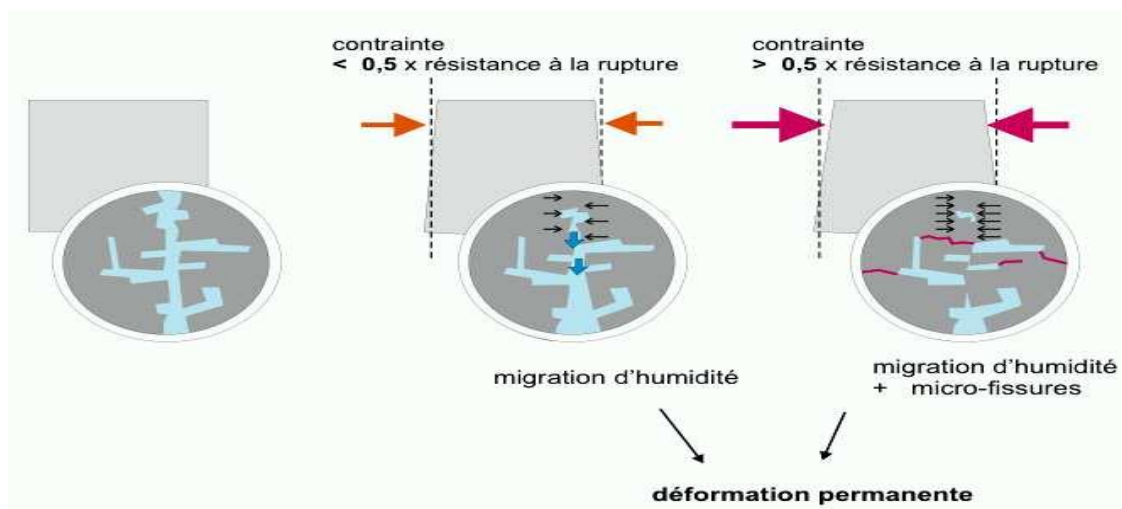


**Figure V.4 :** types de retrait

**V-3-2 Le retrait chimique :**

*Est dû au fait que le ciment hydraté occupe un volume plus petit que la somme des volumes du ciment et de l'eau.*

- **Le retrait plastique** est causé par l'évaporation de l'eau libre (c'est-à-dire qui n'a pas hydraté le ciment).
- **Le retrait de dessiccation** (retrait hydraulique) résulte de l'évaporation de l'eau des pores du béton durci suivie de la contraction des pores par les forces capillaires.

**V-3-3 Phénomène de fluage :**

**Figure V.5 :** phénomène de fluage

Ce phénomène résulte en premier lieu d'une migration d'humidité. En cas de charge plus importante, des microfissures se développent dans la pâte de ciment durcie. Un béton jeune est plus sensible au fluage parce que la structure du matériau résiste moins bien aux contraintes de compression et de traction internes. Le fluage est donc une déformation sous contrainte constante appliquée au béton.

Donc pour éviter l'apparition de ces phénomènes, il faut minimiser la quantité de ciment c'est-à-dire remplir par des matériaux inertes et solides (granulats).

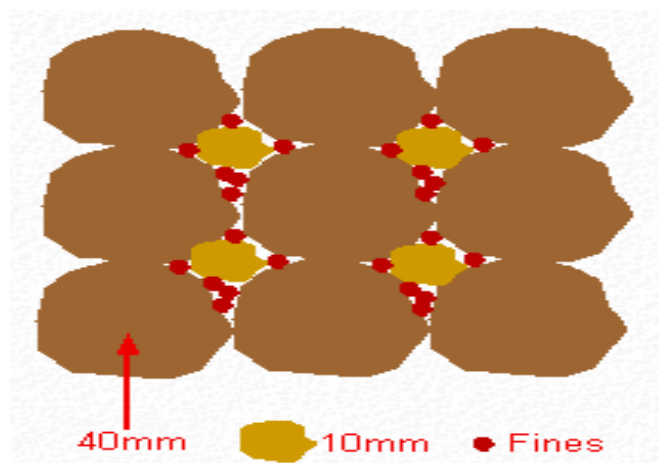
**V-4 Choix des granulats :**

Les granulats à utiliser dans la fabrication du béton doivent permettre la réalisation d'un squelette granulaire à minimum de vides. Il faut en conséquence utiliser des granulats de toutes tailles pour que les plus petits éléments viennent combler les vides laissés par les plus gros.

Pour permettre une mise en œuvre correcte du béton, il est important que la taille des

plus gros granulat  $D_{max}$  ne s'oppose pas au déplacement des grains entre les armatures métalliques du ferrailage.

Un contrôle régulier des agrégats approvisionnés par le laboratoires de l'entreprise ((GURBAG)) pour la fabrication de béton est nécessaire



**Figure V.6** : les granulats

### **V-5 Procédures d'essais et analyses :**

Les essais de réception des agrégats sont faits en application des normes suivantes :

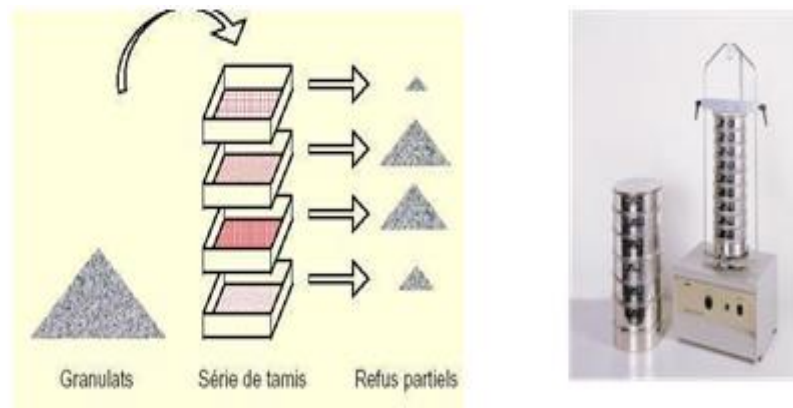
- Granulométrie (norme : NF P 18.560)
- Densité (norme : NF P 18.598)
- Équivalent de sable (norme : NF P 18.560)
- Propreté superficielle des granulats (norme : NF P 18.591)
- Affaissement au cône d'ABRAMS (norme : NF EN 12.350-2)
- Confection et conservation des éprouvettes (norme : NF P 18.438)
- Essai de compression sur éprouvettes (norme : NF P 18.406)

#### **1. La granulométrie :**

Elle a pour but de vérifier:

Que la granularité réelle du produit livré correspond bien à la classe granulaire annoncée par le producteur. Cette vérification consiste à constater que la courbe granulométrique obtenue est située à l'intérieur du fuseau imposé dans la norme B11-101 pour la classe granulaire concernée,

que cette granularité reste relativement constante d'une livraison à l'autre. Cette vérification consiste à faire une appréciation statistique d'une série d'essais consécutifs et à constater le domaine de variation de la granularité.



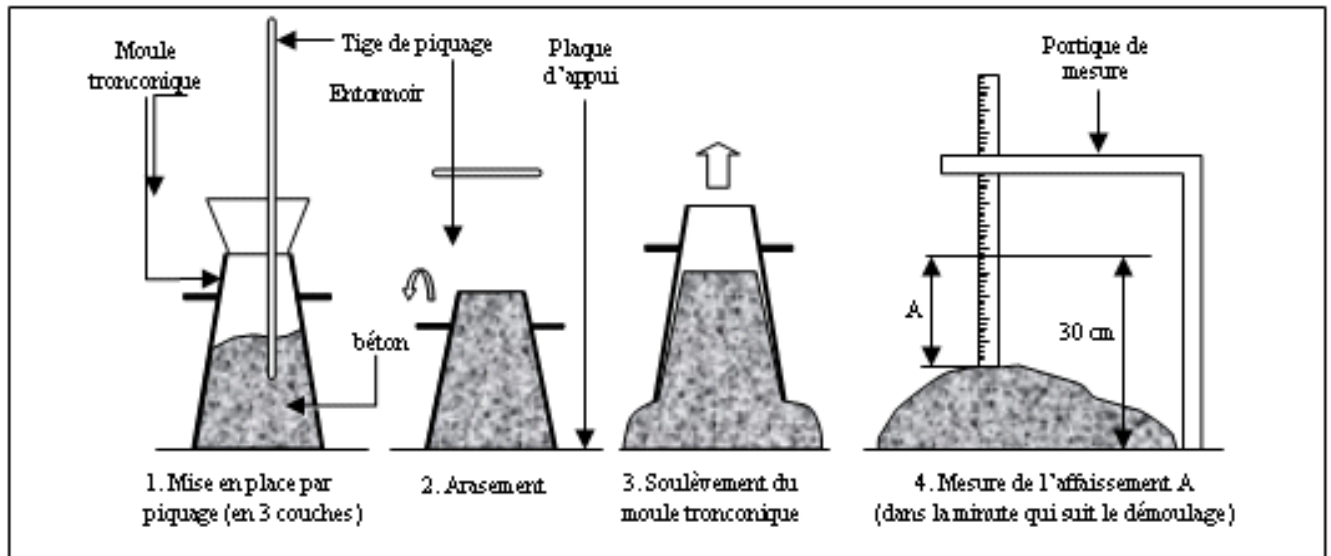
**Figure V.7** : essai de granulométrie



**Figure V.8** : courbe de béton

**V-6-1 ESSAI AU CONE D'ABRAMS**

Cet essai, consiste à mesurer la hauteur d'affaissement d'un volume tronconique de béton frais.



**Figure V.9** : essai au care d'ABRAMS



**Figure V.10** : essai d'étalement

**2. ESSAI D'ETALEMENT :**

Cet essai simple à réaliser, est très utilisé pour apprécier la consistance des bétons fluides. Il n'est pas adapté pour les bétons fermes et la dimension maximale des granulats ne doit pas dépasser 40 mm. La consistance du béton est estimée par l'étalement d'un cône (moule tronconique de 200 mm de haut, de diamètre 200 mm à sa base et 130 mm à sa partie supérieure) de béton démoulé sur une table à chocs. Ce cône de béton est soumis à son propre

poids et à une série de secousses. Plus l'étalement est grand et plus le béton est réputé fluide. Le moule tronconique placé au centre du plateau carré est rempli par 2 couches de béton, compacté par 10 coups de pilon. Après arasement le moule est retiré verticalement. Puis le plateau est soulevé de 40 mm jusqu'à la butée et relâché immédiatement 15 fois de suite en 15 secondes.



**Figure V.10** : essai d'étalement

### **V-6 Formulation de Béton :**

L'étude de la composition de béton consiste à définir les pourcentage des différents granulats ainsi que les dosages en eau et en ciment , afin de réaliser un béton dont les caractéristiques soient celles recherchés

Plusieurs étapes de calcul successives sont nécessaires à l'obtention de la formulation théorique de béton :

- Détermination du rapport C/E
- Détermination de C et E
- Détermination du mélange optimal à minimum de vides
- Détermination de la compacité du béton

#### **V-6-1 Corrections de la formulation théorique de béton :**

La formulation de béton obtenue précédemment est théorique et il convient de la tester et de la corriger par des essais de laboratoire avant d'être utilisée.

Des corrections seront apportées avant fabrication pour prendre en considération la teneur en eau éventuelle des granulats et après une série de tests effectués en laboratoire pour ajuster les dosages en eau, granulats et ciment.

- **Corrections à apporter avant fabrication**

La composition théorique de béton est établie pour des matériaux secs. Il est impératif avant confection du béton de prendre en considération l'eau contenue dans les granulats. Une mesure de teneur en eau doit être par conséquent effectuée ( $w = \text{Masse d'eau} / \text{Masse sèche}$ ).

- **Corrections à apporter après essais en laboratoire**

Les corrections seront effectuées sur chaque matériau utilisé. La quantité d'eau sera ajustée grâce à la valeur obtenue lors de la mesure de l'affaissement au cône, les quantités de granulats grâce à la mesure de la masse volumique réelle du béton, et la quantité de ciment après essais sur béton durci. Les trois corrections se feront indépendamment les unes des autres.

### V-6-2 Composition de béton :

#### 1. Béton dosé à 350kg/m<sup>3</sup> : ( Tunnel , planchers et voiles )

Composant	% composant	Bolume absolu mélange (litre)	Volume absolu Des composants	Densité Absolue	Composants (Kg/m <sup>3</sup> )	Densité apparente (t / m <sup>3</sup> )	Composants ( L / m <sup>3</sup> )	Volume des composants
8/15	39.00	813.00	317.07	2.65	840.24	1.41	595.91	1582.67
0/8	14.00		113.82	2.62	298.21	1.44	207.09	
0/3	20.00		162.60	2.64	429.26	1.53	280.56	
0/1	13.10		106.50	2.65	282.23	1.56	180.92	
Ciment	13.90		112.90	3.10	350.00	1.10	318.18	
EAU	187.00	187.00	187.00	1.00	187.00	1.00	187.00	187.00
adjuvant	1.2% par rapport au poids du ciment							

**Tableau V.1** : composition de béton dosé 350 kg/m<sup>3</sup> (voile / plancher )2. **Béton dosé à 350kg/m<sup>3</sup>** : ( Radier )

Composant	% composant	Bolome absolu mélange (litre)	Volume absolu Des composants	Densité Absolue	Composants (Kg/m <sup>3</sup> )	Densité apparente (t/m <sup>3</sup> )	Composants (L / m <sup>3</sup> )	Volume des composants
15/25	20.00	805.00	161.00	2.70	434.70	1.44	301.88	1646.33
8/15	20.00		217.08	2.71	588.29	1.49	394.82	
3/8	12.00		96.60	2.68	258.89	1.53	169.21	
0/3	33.98		273.54	2.67	730.35	1.58	394.82	
Ciment	14.02		112.90	3.10	350.00	1.10	318.18	
EAU	195.00	195.00	195.00	1.00	195.00	1.00	195.00	195.00
adjuvant	0.8% par rapport au poids du ciment							

**Tableau V.2** : composition de béton dosé a 350 kg/m<sup>3</sup> (radier)3. **Béton dosé à 150kg/m<sup>3</sup>** : Gros béton

Composant	% composant	Bolome absolu mélange (litre)	Volume absolu Des composants	Densité Absolue	Composants (Kg/m <sup>3</sup> )	Densité apparente (t/m <sup>3</sup> )	Composants (L / m <sup>3</sup> )	Volume des composants
15/25	25.00	799.00	199.75	2.70	539.33	1.44	374.53	1467.81
8/15	35.95		287.24	2.67	766.93	1.58	485.40	
0/1	15.00		119.85	2.68	321.20	1.53	209.93	
0/3	18.00		143.82	2.71	389.75	1.49	261.58	
Ciment	6.05		48.38	3.10	150.00	1.10	136.36	
EAU	201.00	201.00	201.00	1.00	201.00	1.00	201.00	201.00

**Tableau V.3** : composition de béton dosé a 150 kg/m<sup>3</sup>

Suivant le mélange théorique obtenu , on précède à une gâchée de béton pour la confection de six (06) éprouvettes cubique de 15 cm de coté ; après démoulage (48 heures après ) , celles-ci sont mises à immersion à température ambiante



**Figure V.11** : prélèvement d'échantillon



**Figure V.12** : immersion des éprouvettes dans le bac d'eau

Les six éprouvettes de béton vont être soumises à l'essai de compression simple, 03 éprouvettes pour un essai à 7 jours et les 03 autres à 28 jours

### **V-7 Écrasement des éprouvettes de béton :**

Le contrôle de la qualité de béton durci. Il s'agit d'un des essais les plus courants, il permet de définir

la classification du « béton à propriétés spécifiées ». Cette classification s'effectue à partir des valeurs

Caractéristiques de la résistance à la compression sur cylindre ou sur cube.

On appliquera la charge sans choc. Cette charge sera appliquée de façon continue à la vitesse

Constante sélectionnée, jusqu'à la rupture de l'éprouvette. On enregistrera la charge maximale obtenue en kN.

La méthode d'écrasement des éprouvettes dans la presse à béton :

1. Placer l'éprouvette verticalement et au centre du plateau de la presse.
2. Entrer les réglages de la presse (diamètre, hauteur, âge du béton, poids et vitesse de chargement). On choisit un chargement graduel de 1kN/s pour ne pas causer de choc.
3. S'assurer que la vitre de sécurité est fermée et actionner la machine.
4. Noter la valeur obtenue à la rupture et nettoyer la presse pour une autre utilisation.



**Figure V.13** : la presse à béton

Après écrasement des éprouvettes, deux **PV** (7j et **28 j**) seront transmis à l'Ingénieur de l'entreprise chargé de contrôle qualité par le Laboratoire

### **V-8 Le Chauffage du béton dans le Tunnel**

On considère que la température ne doit pas excéder les 80°C

Économiquement le chauffage du béton doit se faire entre 50°C et 70°.

*Les capacités de chauffage du bruleur GPL et du bruleur rayonnant sont respectivement de 15,000 et 28,500 kcal/heure*

*1 bruleur GPL ↔ 30 m<sup>3</sup>*

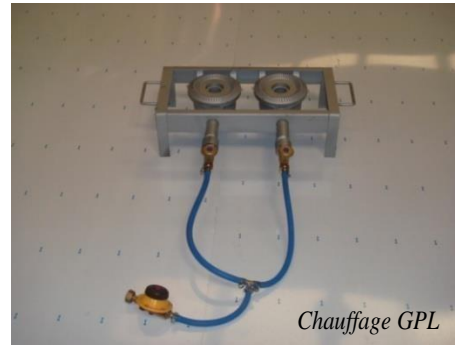
*1 bruleur Radiant ↔ 60 m<sup>3</sup>*

*Pour 100 m<sup>3</sup> :*

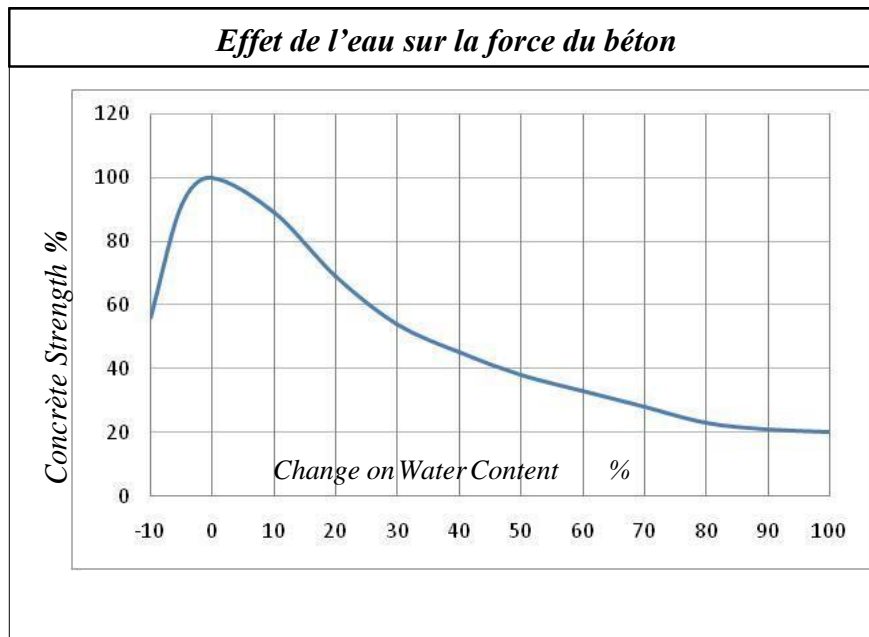
*100/30 = 3.3 => 4x Bruleur GPL*

*100/60 = 1.7 => 2x Bruleur Rayonnant*

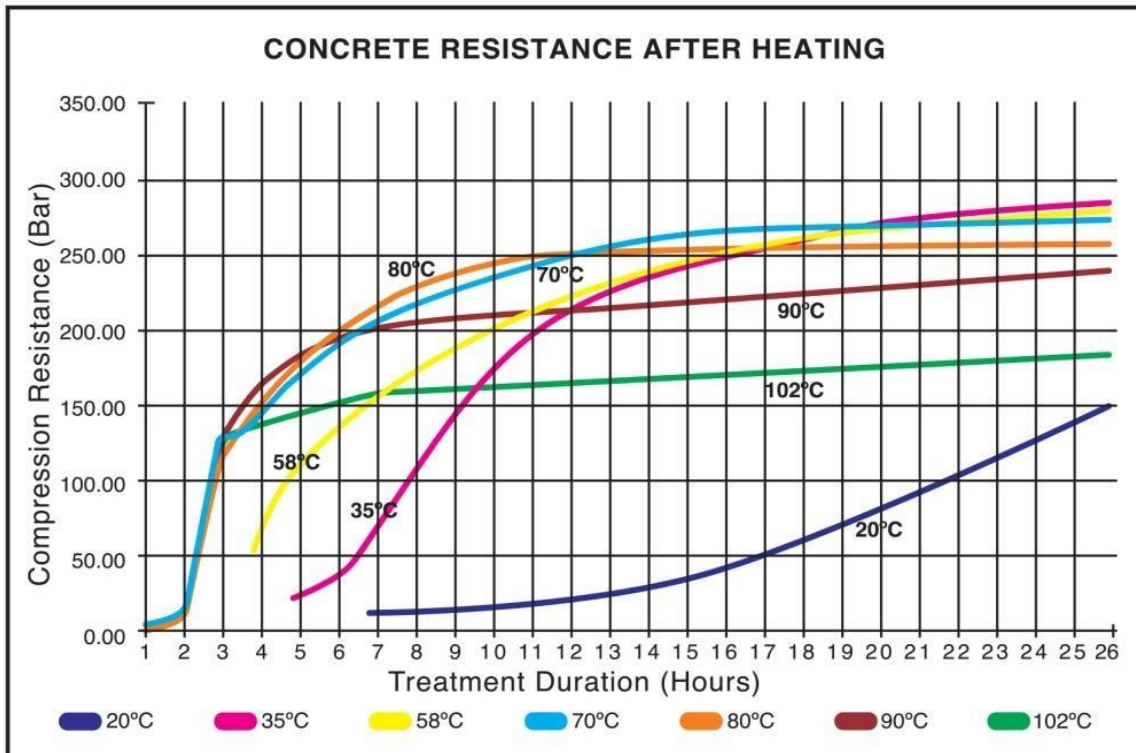
plus de 20 °C par heure. Au-delà, il y'a des risques de perte rapide d'eau.



**Figure V.15** : chauffage GPL et bruleur rayonnant



**Figure V.14** : courbe de béton après le chauffage



## *Chapitre VI : Étude de l'infrastructure*

**VI-1 Introduction:**

La contrainte admissible du sol fondation selon le complément du rapport du sol étant égale a : ( $\sigma_{sol} = 2.00$  bars) sur toute la surface sur laquelle sera implanté le bloc : par conséquent, le dimensionnement des fondations s'effectuera selon les normes et les règles de l'art tout en effectuant pour chaque calcul les vérifications nécessaires pour la stabilité et la sécurité de l'ouvrage pour choix du type de fondation , nous avons opté pour la stabilité et la sécurité de l'ouvrage

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux d l'ossature et qui est soumis a la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier est :

Rigide en sou plan horizontale

Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation facilité de coffrage

Rapidité d'exécution

Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

**VI-2 Étude du radier :****VI-2-1 PREDIMENSIONNEMENT DU RADIER :****a) Condition de la longueur élastique :**

le radier est rigide s'il vérifier :

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

Le : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40$  MPa

$L_{\max}$  : Portée maximale = 3.2 m

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ( $b = 1$ m)

E : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 32164.19$ MPa

$$E = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3.20}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32164.19}} = 0.40 \text{ m}$$

b) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

c) Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

h : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : Portée maximale

$$L_{\max} = 3.20 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\rightarrow \frac{3.20}{8} \leq h \leq \frac{3.20}{5}$$

$$0.4 \text{ m} \leq h \leq 0.64 \text{ m}$$

$$40 \text{ cm} \leq h \leq 64 \text{ cm} \rightarrow \boxed{h = 60 \text{ cm}}$$

On prend h 60 cm

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$H_d = 60 \text{ cm}$  (hauteur de la dalle).

### VI-2-2 DETERMINATION DE LA SURFACE NECESSAIRE DU RADIER :

Charge permanente :  $G = 67538.97 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :  $Q = 8296.68 \text{ KN}$

a) Combinaisons d'actions :

Nous avons  $\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bar}$

**ELU:**

$$N_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$N_u = 1.35 (67538.97) + 1.5 (8296.68)$$

$$N_u = 103622.62 \text{ KN}$$

$$S_{radU} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{SOL}}$$

$$S_{radU} \geq \frac{103622.62}{1.33 \times 150} = 519.41 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 519.41 \text{ m}^2$$

**EIS :**

$$N_s = G+Q = 67533.97+8296.68$$

$$N_s = 75830.65 \text{ KN}$$

$$S_{rad} = \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{75830.65}{150} = 505.53 \text{ m}^2$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur  $L_d$

$$L_d \geq \max (h/2 ; 30 \text{ cm} )$$

$$L_d \geq \max (6/2 ; 30 \text{ cm}) = 35 \text{ cm}$$

$$L_d \geq 35 \text{ cm}$$

On adoptera un débord :

$$L_d = 2.00 \text{ m}$$

$$S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{débord}$$

$$S_{débord} = 2 \times L_d (x+y)$$

X : Longueur du bâtiment

Y : Longueur du bâtiment

$$S_{débord} = 174.03 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 519.41 \text{ m}^2 + 174.03 \text{ m}^2 = 693.44 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 693.44 \text{ m}^2$$

**Détermination des efforts :****Charge permanente :**

$P_{rad}$  = poids du tablier + poids des remblais

$$V_{rad} = 416.06 \text{ m}^3$$

$$V_{remb} = 268.607 \text{ m}^3$$

$$P_{rad} = V \times \delta b = S_{xrad} \times \delta b$$

$$P_{rad} = 416.06 \times 25 = 10401.5 \text{ KN}$$

$$P_{rad} = 10401.5 \text{ KN}$$

$$P_{premb} = 268.607 \times 19.6 = 5264.7 \text{ KN}$$

$$P_{premb} = 5264.7 \text{ KN}$$

$$P_{total} = P_{rad} + P_{premb}$$

$$P_{Tot} = 15666.2 \text{ KN}$$

**Donc :**  $G_{total} = G_{rad} + G_{structure}$

$$Q_{total} = 15666.2 + 67538.97$$

$$G_{total} = 83205.17 \text{ KN}$$

$$Q_{total} = Q_{rad} + Q_{structure}$$

$$(s_{rad} \times 1) = (693.44 \times 1) + 8296.68$$

$$Q_{tot} = 8990.12 \text{ KN}$$

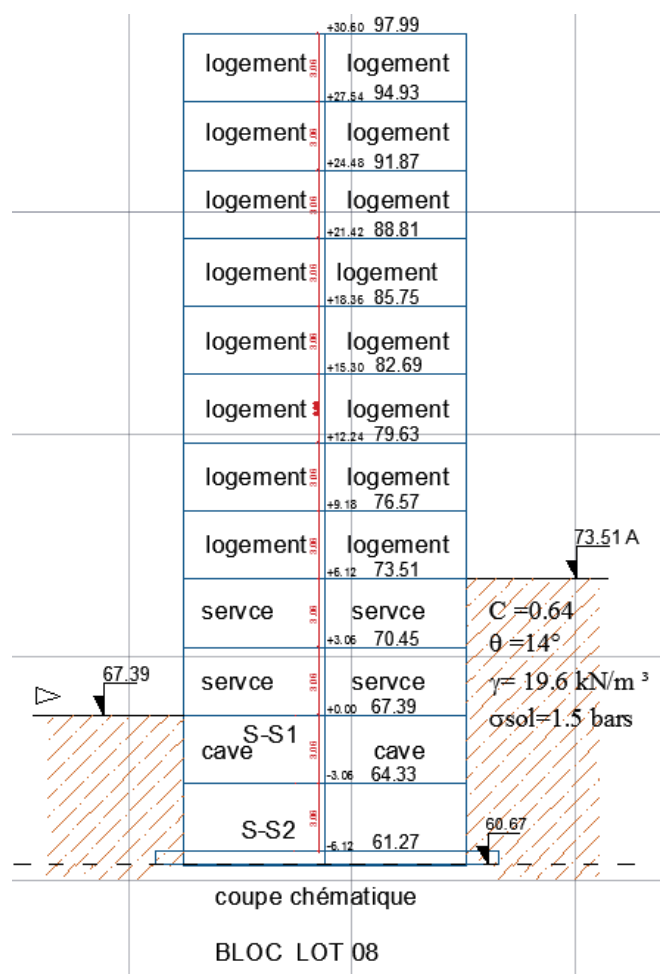


Figure VI.1.1: Coupe Schématique du bloc

VI-2-3 Contrainte de la poussée :

on utilisera la méthode de Rankine. Les contraintes actives et passives. ( et  $C \neq 0$ ):  
nous considérerons seulement le cas d'un écran vertical.

Pour les sols pulvérulents

a) Contrainte de la poussée des terres :

$$\sigma_a = k_a \gamma \cdot h + k_{aq} \cdot q - k_{ac} \cdot c$$

$$\sigma_{h1} = K_a \times \gamma \times H$$

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.61$$

$$k_a = 0.61$$

a.1 sens transversal: ( y y ) :• Coté amont h=12.24m

$$Q_{h1} = k_a \times y \times h$$

$$= 0.61 \times 19.6 \times 4$$

$$Q_{h1} = 11.954 \text{ kN/m}^2$$

$$4 = 0.00 \rightarrow$$

$$Q_{h1} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$H = 12.24 \text{ m} \rightarrow Q_{h1} = 11.95 \times 12.24 = 146.27 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{h1} = 146.26 \text{ KN m}^2$$

$$Q_{h1} = 146.26 \text{ KN m}^2$$

➤ **Point d'application :**

$$➤ Y_1 = \frac{H}{3} = \frac{12.24}{3} = 4.08 \text{ m}$$

$$Y_1 = 4.08 \text{ m}$$

b) Contrainte de la poussée horizontale due à la surcharge :

$$\sigma_{h2} = K_q \times q$$

$k_q$  : Coefficient de poussée due à la surcharge.

$$k_q = \frac{k_a}{\cos(\beta - \lambda)}$$

On prend  $\beta = \lambda = 0$ .

$$k_q = 0.61$$

$$\sigma_{h2} = 0.61 \times 5 = 3.05 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{h2} = 3.05 \text{ kN/m}^2$$

➤ Point d'application :

$$Y_2 = \frac{H}{2} = \frac{12.24}{2} = 6.12 \text{ m} \quad \boxed{Y_2=6.12\text{m}}$$

$$Q_a = 11.95h + 3.05$$

$$H = 0.00 \rightarrow$$

$$\boxed{Q_a = 3.05 \text{ KN/m}^2}$$

$$H = 12.24 \text{ m} \rightarrow Q_a = 11.95 \times 12.24 + 3.05 = 149.32$$

$$\boxed{Q_a = 149.32 \text{ KN/m}^2}$$

• Coté aval h=6.12m

CAS DE BUTE :

$$\sigma_p = k_p \gamma \cdot y \cdot h + k_p q \cdot q + k_p c \cdot c$$

Avec  $K_p$  : coefficient de bute.

$$K_p = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right)$$

$$\boxed{K_p = 1.63}$$

$$K_{pq} = \frac{k_{ay}}{\cos(b-y)}$$

$$K_{pc} = \frac{k_{pq}-1}{(\cos-y)} \frac{1}{\cos(b-\text{tg}\theta)}$$

B=0 surcharge non inclinée

$\delta$  = coefficient de frottement du sol

$$\delta = 2/3 \Phi = 9.33^\circ$$

$\Phi$  angle de frottement

$$\Phi = 14^\circ$$

D'ou

$$K_{p\gamma} = 1.63$$

$$K_{pq} = K_{p\gamma} = 1.63$$

$$K_{pc} = 2.40$$

le cas le plu défavorable on prend  $c=0$ bars

$$\sigma_p = k_p \gamma \cdot y \cdot h + k_p q \cdot q$$

$$\sigma_p = 31.95h + 8.15$$

$$H = 0.00 \text{ m} \Rightarrow$$

$$\boxed{\sigma_p = 8.15 \text{ kN/m}^2}$$

$$H = 6.12 \text{ m} \Rightarrow \sigma_p = 31.95 \times 6.12 + 8.15$$

$$y_1 = H/3 = 6.12/3 =$$

$$\boxed{y_1 = 2.04 \text{ m}}$$

✓ Calcul des moments :• Coté amont h=12.24m :

$$F_a = \frac{\sigma_1 \times h}{2} = \frac{149.32 \times 12.24}{2} = 913.83 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \boxed{F_a = 913.83 \text{ KN}}$$

$$M_1 = F_a \times y_1 = 913.83 \times 4.08 = 3728.43 \text{ KN.m}$$

$$\boxed{M_1 = 3728.43 \text{ KN.m}}$$

$$F_q = \sigma_2 \times h = 3.05 \times 12.24 = 37.33$$

$$\boxed{F_q = 37.33 \text{ KN}}$$

$$\rightarrow M_2 = F_2 \times y_2 = 37.33 \times 6.12 = 228.46 \text{ KN.m}$$

$$\boxed{M_2 = 228.46 \text{ KN.m}}$$

$$M_u = 1.35M_1 + 1.5M_2$$

$$M_u = 1.35 \times 3728.43 + 1.5 \times 228.46$$

$$\boxed{M_u = 5376.12 \text{ KN.m}}$$

$$M_s = M_1 + M_2 = 3728.43 + 228.46$$

$$\boxed{M_s = 3956.89 \text{ KN.m}}$$

• Coté aval h=6.12mCAS DE BUTE :

$$F_p = \frac{\sigma_p \times h}{2} = \frac{203.68 \times 6.12}{2} = 623.26 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \boxed{F_p = 623.26 \text{ KN}}$$

$$M_1 = F_p \times y_1 = 623.26 \times 2.04 = 1271.45 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_p \text{ à } H = 0$$

$$\boxed{M_1 = 1271.45 \text{ KN.m}}$$

$$F_{qp} = \sigma_p \times h = 8.15 \times 6.12 = 49.88 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \boxed{F_{qp} = 49.88 \text{ KN}}$$

$$M_2 = F_{qp} \times Y_2 = 49.88 \times 3.06$$

$$\boxed{M_2 = 152.63 \text{ KN.m}}$$

$$M_U = 1.35 M_1 + 1.5 M_2$$

$$= 1.35 \times 1271.45 + 1.5 \times 152.63 = 1945.4$$

$$M_u = 1945.40 \text{ KN.m}$$

$$M_s = M_1 + M_2 = 1271.45 + 152.63$$

$$M_s = 142.08 \text{ KN.m}$$

d'ou:

**M = M<sub>pousser des terre</sub> - M<sub>butee des terre</sub>**

$$M_u = 5376.12 - 1945.40 = 3430.72 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 3956.89 - 1424.08 = 2532.81 \text{ KN.m}$$

### a.2 sens Longitudinal:

#### c) Contrainte de la poussée horizontale due à la charge globale:

- Coté amont h=6.12m

$$\sigma_{h1} = 0.61 \times 19.6 \times H = 11.95 H \text{ kN/m}^2$$

$$H = 0.00 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{h1} = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 6.12 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{h1} = 11.95 \times 6.12 = 73.17 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{h1} = 73.17 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Point d'application :**

$$Y_1 = \frac{H}{3} = \frac{6.12}{3} = 2.04 \text{ m}$$

#### c.1 Contrainte de la poussée horizontale due à la surcharge :

$$\sigma_{h2} = K_q \times q$$

$k_q$ : Coefficient de poussée due à la surcharge.

$$k_q = \frac{k_a}{\cos(\beta - \lambda)}$$

On prend  $\beta = \lambda = 0$ .

$$k_q = 0.61$$

$$\sigma_{h2} = 0.61 \times 5 = 3.05 \text{ kN/m}^2$$

$$Y_2 = \frac{H}{2} = 3.06 \text{ m}$$

$$\sigma_a = 11.95h + 3.05$$

$$H = 0.00 \text{ m} \Rightarrow \sigma_a = 3.05 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 12.24 \text{ m} \Rightarrow \sigma_a = 11.95 \times 6.12 + 3.05 = 76 \text{ kN/m}^2$$

**d) calcul des forces:**

- **Coté amont h=6.12m.**

$$F_a = \frac{\sigma_a \times h}{2} = \frac{76 \times 6.12}{2} = 232.56 \text{KN}$$

$$M1 = F_a \times y1 = 232.56 \times 2.04 = 474.42 \text{ KN.m}$$

$$F_q = \sigma_2 \times h = 3.05 \times 6.12 = 18.66 \text{ KN}$$

$$M2 = F2 \times y2 = 18.66 \times 3.06 = 57.09 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 1.35M1 + 1.5 M2 = 1.35(474.42) + 1.5(57.09) = 726.10 \text{KN.m}$$

$$M_s = M1+M2$$

$$474.42+57.09$$

$$M_s = 531.51 \text{ KN.m}$$

position		poussées	butées	M= Mp- Mb
Sens XX	Mu KN.m	5376.12	1945.40	3430.72
	Ms KN.m	3956.89	1424.08	2532.81
Sens Y	Mu KN.m	726.10	0	726.10
	Ms KN.m	531.53	0	531.53

**Tableau VI.1.1** : Tableau récapitulatif des sollicitations du Sol sur bloc

**VI-3 Vérification de la stabilité du radier :**

- a) **Calcul de centre de gravite**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 18.90 \text{m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 18.91 \text{m}$$

Avec : Si : Aire du panneau considéré.

Xi, Yi : Centre de gravité du panneau considéré.

- b) **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 74622.22 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 21315.76 \text{ m}^4$$

**VI-3-1 Vérification de la stabilité au renversement du radier :**

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport  $\frac{M_s}{M_r}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

$M_s$  : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

$M_r$  : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure .

$V$  : L'effort tranchant à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier = 0.6 m

MoX =	141986.30 kn.m	Moment sismique à la base de la structure
MoY =	142774.45 kn.m	Moment sismique à la base de la structure
EY =	5846.49 kn	L'effort tranchant à la base de la structure
Ex =	5714.21 kn	L'effort tranchant à la base de la structure
Ex x V =	3507.894 kn.m	Le moment de renversement sous le radier
Ey x V =	3428.526 kn.m	Le moment de renversement sous le radier
M1x =	145494.19 kn.m	Le moment de renversement à la base du radier
M1y =	146202.97 kn.m	Le moment de renversement à la base du radier
Mtx =	2583.74 kn.m	Le moment de renversement du au pousséesdes terres
Mty =	531.53 kn.m	Le moment de renversement du au poussées des terres

Mr x total	148077.93 kn.m	Le moment de renversement total
Mr y total	146734.5 kn.m	Le moment de renversement total

**Tableau VI.1.2** : récapitulatif des moments

$$M_{Sta,x} = W \times X_G = 83\,205.17 \times 18.90 = 1573409.76 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = W \times Y_G = 83\,205.16 \times 18.91 = 1573409.58 \text{ kN.m}$$

$$\text{Et : } M_{Ren,x} = M_{0x} + E_X V + Mtx = 141986.30 + 3507.83 + 2583.74$$

$$M_{Ren,x} = 148077.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ren,y} = M_{0y} + E_y V + Mty = 14277.45 + 3507.89 + 53153$$

$$M_{renv,y} = 146813.87 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = \frac{1573409.76}{148077.93} = 10.6 > 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 10.6 > 1.5 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = \frac{1573409.58}{146813.87} = 10.7 > 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 10.7 > 1.5 \rightarrow \text{C.V}$$

### **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

### **VI-3-2 La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :**

#### **1. cas sismique:**

Effort normal (N) → du aux changes verticales

Moment de renversement  $M = M_1 + M_2$

#### **2. cas de Service (ELS):**

-Effort normal(Ns) du aux charges verticales.

-Moment de renversement  $M = M_s + M_2$

### 3. Cas Ultime(ELU):

-Effort normal(**Nu**) du aux charges verticales.

-Moment de renversement  $M=M_1+M_2$

Sans les horizontales (forces sismiques), il ya naissances d'un moment de renversement

→ Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal :

Elu

Els

Cas sismique (sens xx) → changer horizontales (forces sismiques) Les Contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M V}{I} < \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$$

$$\sigma_{moy} = 3h+h/4 \text{ et } \sigma_2 \geq 0$$

$\sigma_{1,2}$  : Contraintes du sol sous la structure

#### 1. cas sismique:

A cet effort les extrémités du radier doivent étre vérifiés aux

→ Aux contraintes de radier traction (soulèvement) et construites de compression (tassement)

Avec l combinaison du poids a l'Els ,Le moment sismique a la base et l'effort des terres

Effort normal (N) du aux charges verticales

Moment de renversement  $M= M_1+M_2$

$M_1$  du au séisme dans le sens considéré.  $M_1=M_0+T_0 \times h + M \text{ terre}$

$M_2$  du au poussées des terres.

$M_0$  : moment sismique a la base du bâtiment.

$T_0$  : effort tranchant a la base du bâtiment.

h: profondeur de l'infrastructure (dalle).

Sens XX :

$$T_0 = 5846.49 = E_y$$

$$M_0 = 142774.45 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 140+T_0h+M_{\text{terre}} = 142774.45 + 5846.49 \times 0.6$$

$$M_1 = 146282.344 \text{ KN.m}$$

$$M_2=2583.74 \text{ kn.m}$$

$$h = 60\text{cm} = 0.6 \text{ m}$$

#### 2. cas de Service (ELS):

-Effort normal(**Ns**)du aux charges verticales.

-Moment de renversement  $M=M_s+M_2$

$M_s$  dû l'excentrement du moment d'inertie par rapport à G. $M_s$ (logiciel)

$M_2$  dû poussées des terres.

**Sens xx:**

$$N_s = 75\,830.65 \text{ kn.m}$$

$$M_s = -161.33 \text{ kn.m}$$

$$M_2 = 2583.74 \text{ kn.m}$$

$$M = N_s + M_2 \rightarrow M = 161.33 + 2583.74 = \text{KN.m}$$

**Sens yy:**

$M = 2745.07 \text{ Kn.m}$
----------------------------

$$N_s = 75\,835.65 \text{ kn.m}$$

$$M_s = 1.72 \text{ kn.m}$$

$$M_2 = 531.53 \text{ KN.m}$$

$$M = M_s + M_2 \rightarrow M = 1.72 + 531.53$$

$$M = 1.72 + 531.53 = 533.25 \text{ KN.m}$$

$M = 533.25$
--------------

**3. Cas Ultime(ELU):**

-Effort normal( $N_u$ )du aux charges verticales.

-Moment de renversement  $M = M_u + M_2$

$M_u$  dûa l'excentrement du moment d'inertie par rapport à G. $M_u$ (logiciel)

$M_2$  du au poussées des terres.

**Sens xx:**

$$N_u = 103622.62 \text{ kn.m}$$

$$M_u = 2.38 \text{ kn.m}$$

$$M_2 = 3499.42 \text{ kn.m}$$

$$M = M_u + M_2$$

$$M = 2.38 + 3430.72 = 3433.1 \text{ KN.m}$$

$M = 3433.1 \text{ Kn.m}$
---------------------------

**sens yy:**

$$N_u = 103622.62 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 1.72 \text{ Kn.M}$$

$$M_2 = 726.10 \text{ Kn.m}$$

$$M = M_u + M_2 \rightarrow M = 1.72 + 726.10 = 727.82$$

$M = 727.82 \text{ KN.m}$
---------------------------

**Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

**A l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

$\sigma_{1,2}$ : Contrainte du sol sous la structure

M : est le Moment De Renversement

$\sigma_{sol} = 150 \text{ Kn/m} = 1.5 \text{ Bars}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU		ELS		Cas sismique	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	103622.62	103622.62	75835.67	75835.67	75835.67	75835.67
$M_{rad} (KN.m)$	3720.09	703.68	2745.07	533.25	145 494.19	146 202.97
V (m)	11.4	18.91	11.4	18.91	11.4	18.91
I (m <sup>4</sup> )	21315.76	74622.22	21315.76	74622.22	21315.76	74622.22
S (m <sup>2</sup> )	693.44	693.44	693.44	693.44	693.44	693.44
$\sigma_1 (KN.m^2)$	151.42	149.61	110.83	109.50	187.17	146.41
$\sigma_2 (KN.m^2)$	147.44	149.25	107.89	109.23	31.55	72.31
$\sigma_{moy} (KN.m^2)$	150.43	149.52	110.10	109.43	148.27	127.89

$\sigma_{adm} (KN.m^2)$	300	300	150	150	150	150
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

**Tableau VI.1.3** : récapitulatif des vérifications du Sol sous la dalle de radier y compris les Sollicitations des terres

### 1. AL'ELU :

#### Sens xx :

$$\sigma_1 = N/S + MV/I = 103622.62/693.44 + 3433.1 \times 11.4/21315.76$$

$$\sigma_1 = 151.27 \text{ KN/m}^2$$

$$Q1 = 151.27 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_2 = N/s - MV/I = 103622.62/693.44 - 3433.1 \times 11.4/21315.76$$

$$\sigma_2 = 147.60 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{moy} = 3h+h/4 = (151.27) \times 3 + 147.6/4$$

$$\sigma_{moy} = 150.35 \text{ KN/m}^2$$

#### Sens y.y :

$$\sigma_1 = N/s + MV/I = 103622.62/693.44 + 727.82 \times 18.91/74622.22$$

$$\sigma_1 = 149.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = N/S - MV/I + 103622.62/693.44 - 727.82 \times 18.91/74622.22$$

$$\sigma_2 = 149.25 \text{ KN/M}^2$$

$$\sigma_{moy} = 3q_1 + q_2/4 = 3 \times 149.61 + 149.25/4$$

$$\sigma_{moy} = 149.52 \text{ KN m}^2$$

### 2. A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} = \frac{75830.65}{693.44} + \frac{2745.05 \times 11.4}{21315.76} = 110.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 110.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} = \frac{75830.65}{693.44} + \frac{2745.05 \times 11.4}{21315.76} = 107.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 107.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3q_1 + q_2}{4} = \frac{(3 \times 110.83) + 107.89}{4} = 110.10 \text{ KN/m}^2$$

**Sens Y.Y :**

$$\sigma_1 = \frac{n}{s} + \frac{mv}{i} = \frac{75830.65}{693.44} + \frac{533.25 \times 18.91}{74622.22} = 109.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 109.22 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 3Q_1 + Q_2/4 = 3 \times 109.22/4 = 109.43 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 109.43 \text{ KN/m}^2$$

**3. Cas Sismique :****Sens X.X :**

$$\sigma_1 = N/S + Mv/I = 75830.65/693.44 + 145494.19 \times 11.4/21315.76 = 187.17 \text{ MPa/m}^2$$

$$\sigma_1 = 187.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{n}{s} - \frac{mv}{I} = \frac{75830.65}{693.44} - \frac{14549.19 \times 11.4}{21315.76} = 31.55 \text{ KN/m}^2$$

→

$$\sigma_2 = 31.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 187.17) + 31.55}{4}$$

$$\sigma_{moy} = 148.27 \text{ KN/m}^2$$

**Sens Y.Y :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{s} + \frac{MV}{I} =$$

$$\frac{75830.65}{693.44} + \frac{146202.97 \times 18.91}{74622.22}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} =$$

$$\frac{75830.65}{693.44} + \frac{146202.97 \times 18.91}{74622.22}$$

$$\sigma_2 = 72.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 3\sigma_1 + \sigma_2 / 4 = (3 \times 146.41) + 72.31 / 4 = 127.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 127.89 \text{ KN/m}^2$$

### 1. Les vérifications :

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ KN.m}^2 = 1.5 \text{ bars}$$

#### 1. A l'ELU :

Il faut vérifiée que :

$$\sigma_{moy} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

#### Sens X.X :

$$\sigma_{moy} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

$$1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 150 = 199.5 \text{ kn.m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 150.35 \text{ kn/m}^2 \leq 1.33 \sigma_{sol} = 199.5 \text{ kn/m}^2 \rightarrow \text{c.v}$$

#### Sens Y.Y :

$$\sigma_{moy} = 149.52 \text{ kn/m}^2 \leq 1.33 \sigma_{sol} = 199.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{c.v}$$

#### 2. A l'ELS :

Il faut vérifie que  $\sigma_{moy} < \sigma_{sol}$  :

$$\sigma_{moy} = 110.10 \text{ kn/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ kn/m}^2 \rightarrow \text{c.v}$$

$$\sigma_{moy} = 109.43 \text{ Kn m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ kn/m}^2 \rightarrow \text{c.v}$$

#### 3. Ces sismique :

##### Sens x.x

$$\sigma_{moy} = 148.27 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ KN.m}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

##### Sens y.y :

$$\sigma_{moy} = 127.89 \text{ KN.M}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{C.v}$$

#### Conclusion :

les contraintes sont vérifiées dans les 02 sens → donc ya pas de risque de soulèvement

### VI-3-3 Vérification au poinçonnement BAEL91 (Art5.2.4.2) :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si les conditions suivantes N'est pas satisfaite ;

$$N_u \leq 0.045Mc.h.fc28 / \gamma_b$$

Avec :

$N_u$  : charge de calcul à l'Elu pour le voile

H : Épaisseur totale du radier

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier

A : épaisseur du poteau de voile

B : longueur du poteau ou du voile (une bande de 1 m )

$N_u = 17856.11$  la charge à l'Elu du voile  $V \times l$

$$L = 29.7 \text{ m}$$

$$Mc = 2 \times (a+b) = (a+b+2h) \times 2 = 63.3 \text{ m}$$

$$0.045 \times 63.3 \times 0.6 \times 25 \times 10^3 / \gamma_b = 15 = 28.485 \text{ KN}$$

$$N_u = 17856.11 \text{ KN} < 28485 \rightarrow \text{C.V}$$

### VI-3-4 Vérification de la poussée hydrostatique :

Consiste à vérifier le non soulèvement sous l'effort de la pression hydraulique

$$G_{tot} \geq \alpha \times \gamma \times h$$

Avec :

\* $G_{tot}$  : Poids totale à la base du radier

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement est égale à 1.5

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau = 10 kn/m<sup>3</sup>

H : profondeur de l'infrastructure est égale à 0.6 m

$$G_{tot} = 115429.18 \text{ KN}$$

$$\alpha \times \gamma \times h = 1.5 \times 10 \times 0.6 = 9 \text{ KN}$$

$$G_{tot} = 115429.18 \text{ KN} > 9 \text{ KN} \rightarrow \text{C.V}$$

## VI-4 Ferraillage du radier :

### VI-4-1 Ferraillage de la dalle :

Le ferraillage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables

Calcul des sollicitations :

Le radier est considéré comme un plancher dalle renversée la dalle ayant une épaisseur de 60 cm  $e_p = 60 \text{ cm}$

Pour faire le calcul on prend le panneau le plus défavorable

**Le panneau le plus sollicité est :**

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut savoir

$\alpha < 0.4 \rightarrow$  le panneau travaille dans un seul sens

$0.4 < \alpha < 1 \rightarrow$  le panneau travaille dans les 02 sens

**Avec :**

$$\alpha : \frac{l_x}{l_y}$$

$l_x$  : la petite portée de panneau

$l_y$  : la grande portée de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 3.20 \text{ m}$$

$$L_y = 5.30 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.20}{5.30} = 0.603 \rightarrow \alpha = 0.603$$

$\alpha = 0.603 < 0.4 \rightarrow$  le panneau travaille dans les 02 sens

Les moments au centre de la dalle pour une longueur unitaire sont définis comme suit :

$M_x = M \cdot q l_x^2 \rightarrow$  suivant la direction  $L_x$

$M_y = \alpha M_x \rightarrow$  suivant la direction  $L_y$

Notre panneau est appuis, d'où on déduit les moments sur appuis

**1. Dans le sens de la petite portée :**

Appuis :  $M_{ax} = 0.5 M_x$

Entravée :  $M_{tx} = 0.75 M_x$

**2. Dans le sens de la grande portée :**

Aux appuis :  $M_{ay} = -0.5 M_y$

Entravée :  $M_{ty} = 0.75 M_y$

**VI-4-2 Évaluation des charges et surcharges :**

Les charges sont celles du précédent tableau à fin de ferraillement dans les totalités des charges y compris celles des terres son le poids du radier

**a) Calcul des sollicitations :**

Le radier se calcule son l'effort des sollicitations suivants :

$$\text{Elu} : q_u = \frac{n_u}{s_{radier}} - \frac{Q_{radier}}{s_{radier}}$$

$$\text{Els : } q_s = \frac{N_s}{s_{radier}} - \frac{p_{radier}}{S_{radier}}$$

$$\frac{Q_{radier}}{S_{radier}} = \frac{10401.5}{693.44} = 15 \text{ KN/m}^2$$

1. **A L'ELU :**

$$Q_u = \frac{nu}{s_{rad}} - \frac{Q_{rad}}{s_{radier}} = \frac{103622.62}{693.44} - 15 = \boxed{Q_u = 134.43 \text{ KN/m}^2}$$

2. **A L'ELS :**

$$Q_s = \frac{ns}{s_{radier}} - \frac{Q_{radier}}{s_{radier}} = \frac{75830.65}{693.44} - 15 = 109.35$$

$$\boxed{Q_s = 94.35 \text{ KN.m}^2}$$

b) **Calcul des moments :**

**A L'ELU :**

$$M_x = 0.0822 u_y = 0.305$$

$$M_x = m_x * q_u * q_x$$

$$= 0.0822 \times 134.43 \times 3.20 =$$

$$\boxed{M_x = 113.15 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = u_y M_x$$

$$= 0.305 \times 113.15$$

$$\boxed{M_y = 34.52 \text{ KN.m}}$$

2. Les moment en travée et appuis :

✓ **A L'ELU :**

1. **Dans le sens de la petite portée :**

**-Entravée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{tx} = 0.75 \times 113.15$$

$$\boxed{M_{tx} = 84.86 \text{ KN.m}}$$

**-Aux appuis :**

$$M_x = -0.5m_x = -0.5 \times 113.15$$

$$M_x = 56.58 \text{ KN.m}$$

**1. Dans le sens de la grande Portée :**

**-Entravée :**

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 34.52$$

$$M_{ty} = 25.89 \text{ KN.m}$$

**-Aux appuis :**  $M_{ay} = -0.5 M_x = -0.5 \times 113.15$

$$M_{ay} = -56.58 \text{ KN.m}$$

✓ **A'L'ELS :**

**3. Dans le sens de la petite Portée :**

**-En travée :**  $M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 84.05$

$$M_{tx} = -42.02 \text{ kn.m}$$

$$\mu_x = 0.0870$$

$$\mu_y = 0.4672$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot t_x^2 = 0.0870 \times 94.35 \times 3.20^2$$

$$M_x = 84.05 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.4672 \times 84.05$$

$$M_y = 39.27 \text{ KN.M}$$

	Petite portée			Grande portée		
	$M_x \text{ (KN.m)}$	$M_{tx} \text{ (KN.m)}$	$M_{ax} \text{ (KN.m)}$	$M_y \text{ (kN.m)}$	$M_{ty} \text{ (kN.m)}$	$M_{ay} \text{ (kN.m)}$
E L U	113.15	84.86	-56.58	34.52	25.89	-56.58
E L S	84.05	63.03	-42.02	39.27	29.45	-42.02

**Tableau VI.2.1** : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier

**VI-4-3 Ferraillage :**

Le Calcul d ferraillage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens

Avec :

$$B = 100 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 54 \text{ cm}$$

$$H = 60 \text{ cm} \quad F_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**a) Ferraillage dans le sens x x****1. Aux appuis :**

$$\mu_U = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{56.58 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 14.2} = 0.014$$

$\mu_U = 0.014 < \mu_e = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) = 0.017$$

$$\alpha = 1 - 0.4 \beta$$

$$\beta = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{56.58 \times 10^3}{0.99 \times 54 \times 348} = 3.04 \text{ cm}^2$$

Choix : soit 7 MA 14 = 10.78 cm<sup>2</sup>

$$A_{adop} = 10.78 \text{ cm}^2$$

**2. En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{84.86 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 14.2} = 0.02$$

$\mu_u = 0.02 \leq \mu_e = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée

$$\alpha = 0.026$$

$$\beta = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{84.86 \times 10^3}{0.99 \times 54 \times 348} = 4.6 \text{ cm}^2$$

Choix : soit 7 MA 16 = 14.06 cm<sup>2</sup>

$$A_{adop} = 14.06 \text{ cm}^2$$

**b) Dans le sens y.y :**

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{56.58 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 14.2} = 0.014$$

$\mu_u = 0.014 < \mu_e = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) = 0.017$$

$$\alpha = 1 - 0.4 \beta$$

$$\beta = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{56.58 \times 10^3}{0.99 \times 54 \times 348} = 3.04 \text{ cm}^2$$

Choix : soit 7 MA 14 = 10.78 cm<sup>2</sup>

**1. Aux appuis :**

$$A_{sa} = 3.04 \text{ cm}^2$$

Choix : soit 7MA14=10.78 cm<sup>2</sup>

**2. En travée :**

$$A_{adop} = 10.78 \text{ cm}^2$$

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25.89 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 14.2} = 0.006$$

$\mu_u = 0.014 < \mu_e = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.006}) = 0.008$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{25.89 \times 10^3}{0.99 \times 54 \times 348} = 1.39 \text{ cm}^2$$

Choix : soit 7 MA 14 = 10.78 cm<sup>2</sup>

$$A_{adop} = 10.78 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul de section minimale :**

La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 b h \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

1. Et dans le sens yy est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 bh$$

Avec  $\rho_0 = 0.0006$  pour feE500

$$A_{\min} \geq 0.0006 \times 60 \times 100 \frac{\left(3 - \frac{3.2}{5.2}\right)}{2} = 4.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 10.78 \text{ cm}^2 > 4.31 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.v}$$

2. Dans le sens y.y :

$$A_{\min} \geq i.bh$$

$$i.bh = 0.0006 \times 100 \times 60 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 10.78 > i.bh = 3.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

d) Conclusion de ferrailage du radier :

Soit un ferrailage composé de 7 T14/ml avec un espacement de  $e=15$  cm en nappe inférieure et 7T14/ml avec un espacement de  $e= 15$  cm en nappe supérieure

### **VI-5 Etude du voile périphérique :**

#### **VI-5-1 Ferrailage du mur intégré sous l'effort de la pousser des terres : (V.P)**

Le mur intégré représente une paroi continue à la périphérie de la structure entre le niveau de fondation et le niveau de base, le mur assure :

- Protection contre les eaux agressives
- Reprendre les poussées des terres.

Dans notre calcul on va prendre le panneau le plus sollicité, sera considéré comme un panneau de dalle appuyé sur quatre appuis.

Les sollicitations des poussées sont :

Celles calculé pour le moment de renversement ;

#### **1. ELU:**

$$\sigma_h = 1.35 (K_a \gamma \cdot h.)$$

$$\sigma_a = 11.95h + 3.05$$

$$H = 0.00 \text{ m} \Rightarrow \sigma_a = 1.35 \times 3.05 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 12.24 \text{ m} \Rightarrow \sigma_a = 1.35 \times 149.32 \text{ kN/m}^2$$

- **sous sol niv: -12.24m:**

$$9.18 \leq z \leq 12.24$$

$$z = 9.18 \rightarrow 152.21 \text{ kN/m}^2.$$

$$z = 12.24 \rightarrow 201.57 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 189.24 \text{ kn/m}^2$$

### 2. ELS:

$$\sigma_h = K_a \gamma \cdot h + 3.05$$

$$\sigma_h = 11.96 h \text{ kn/m}^2.$$

- sous sol niv: -12.24m

$$9.18 \leq z \leq 12.24$$

$$z = 9.18 \rightarrow 112.75 \text{ kn/m}^2.$$

$$z = 12.24 \rightarrow 149.32 \text{ kn/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 140.18 \text{ kn/m}^2$$

### VI-5-2 Ferraillage du voile (mur intégré):

Le ferraillage du panneau se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables,

#### ➤ Calcul des sollicitations :

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 3.00 \text{ m}$$

$$L_y = 3.06 \text{ m} \approx 3.00 \text{ m} \text{ vue l'axe de l'appuis sur le planche de } 15 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

$L_x$  : Le petit portée de panneau

$L_y$  : La grande portée de panneau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Petite portée			Grande portée		
$M_x$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_{ax}$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_{ay}$ (kN.m)

ELU	62.68	62.68	31.34	62.68	62.68	31.34
ELS	46.43	46.43	23.21	46.43	46.43	23.21

**Tableau VI.2.1** : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier

position		$M_u$	As	choix	$A_s$ adopté
Sens XX	Travée	62.68	9.57	7HA16	14.06
	Appuis	31.34	4.63	7HA16	14.06
Sens YY	Travée	62.68	9.57	7HA16	14.06
	Appuis	31.34	4.63	7HA16	14.06

**Tableau VI.2.2** : Tableau récapitulatif des armatures des panneaux

### VI-6 Vérification de la flèche : (ELS)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{\square}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 \times M_x}$$

$$\frac{\square}{l_x} = 0.083 > \frac{M_t}{20 \times M_x} = 0.046 \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

$$\frac{\square}{l_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35}$$

$$\frac{\square}{l_x} = 0.083 \geq \frac{1}{27} = 0.028 \text{ à } \frac{1}{35} = 0.037 \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.00380 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

#### Avec :

H : hauteur de la section est égale à 14 cm

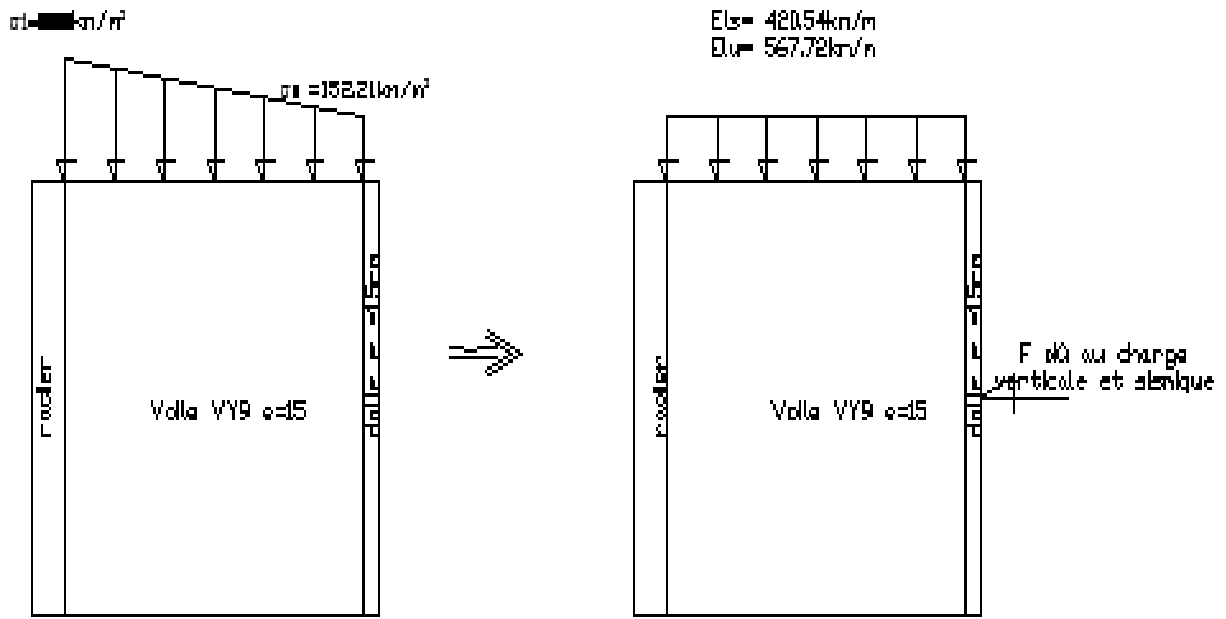
L : portée libre est égale à

A : section des armatures tendues

$M_t$  : Moment fléchissant max en travée

$\Rightarrow$  Les 03 conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  le calcul de la flèche n'est pas nécessaire





**Figure VI.2.4** : détail voile périphérique



**Figure VI.2.5** : voile périphérique

## Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude a représenté pour nous, notre toute première expérience d'étude génie civil d'une structure en béton armé avec une nouvelle Technique qui est récente en Algérie. Nous avons eu l'occasion durant notre stage et la formation effectués à l'entreprise GURBAG du coté administratif et sur le site du coté technique de mettre en pratique nos connaissances théoriques et de les approfondir

Le thème de notre projet a traité l'étude d'une structure en béton armé des deux projet 1000 et 2000 logements au pole d'excellence TIZI OUZOU , a voile porteur, réalisé selon la technique « coffrage tunnel », nous avons pu grâce à cette étude, découvrir, apprécier et déceler les avantages et les inconvénients de ce type de structure et d'apprendre les différentes techniques et méthodes de réalisation

Après avoir achevé ce mémoire de fin d'étude, nous somme arriver aux conclusions suivantes :

Les structures à voiles porteurs ne sont pas complètement in faible face aux séismes comme nous avons pu le souligner dans les premiers chapitres de ce mémoire. ☒

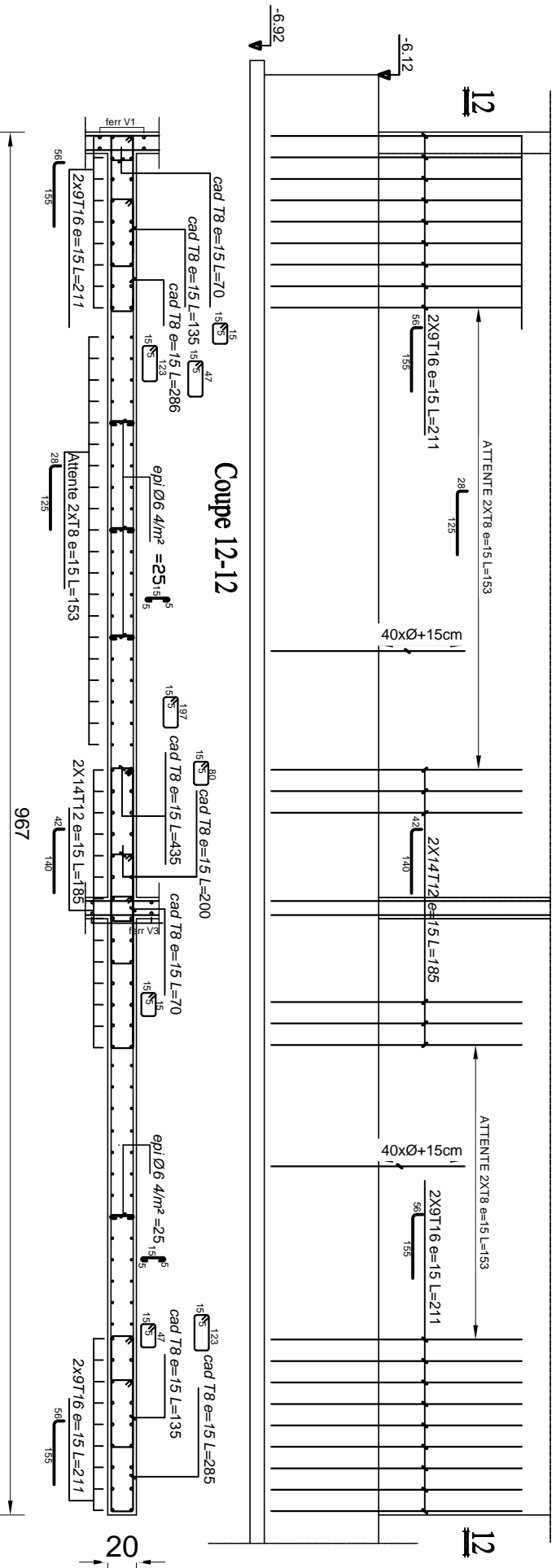
Cette vulnérabilité se présente sous la forme d'une flexibilité à la torsion lors d'un séisme, comme l'a pu démontrer l'étude sismique. Ce qui consiste une faiblesse pour l'ouvrage en question. ☒

La source de cette flexibilité face à la torsion est à notre sens, due aux choix des dispositions de voiles porteurs (disposé selon le sens xx) prise lors de la conception de cette ouvrage car on peut remarquer le déséquilibre des rigidités crée par ces voiles sur le plan architectural entre sa partie inférieur et supérieur.

Par conséquence, on peut dire que certaines dispositions architectural prise lors de la conception d'un ouvrage à voile porteur peuvent pénaliser énormément ce genre de structure en terme de résistance face aux séismes pourtant réputé pour être l'inverse.

# Voile VA

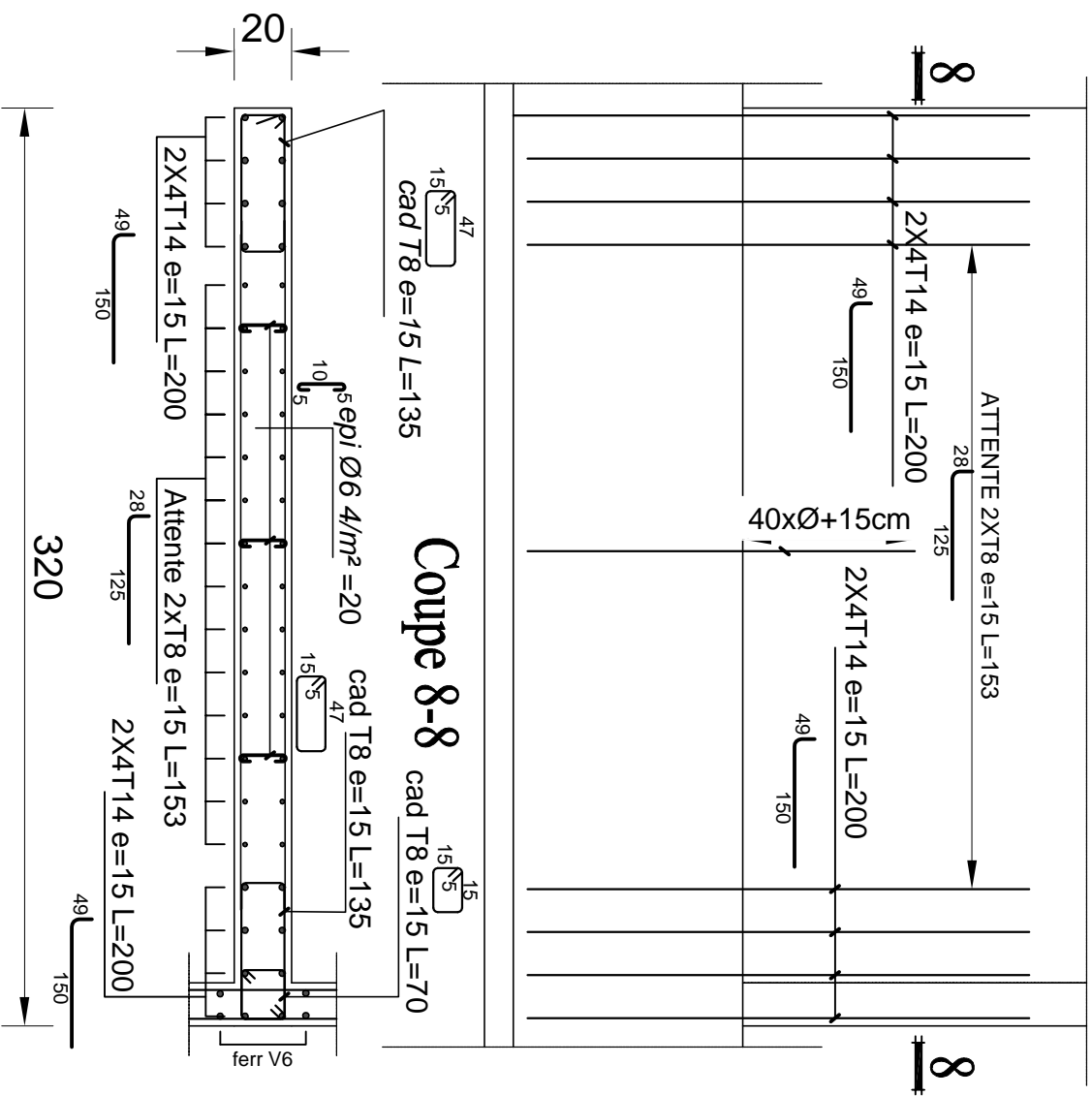
## axe A



Détail coffrage ferrailage des attentes voiles

# Voile VB

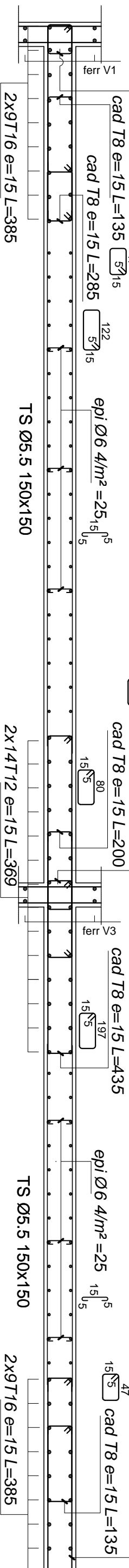
axe B



**Détaille coffrage ferrailage des  
attentes voiles**

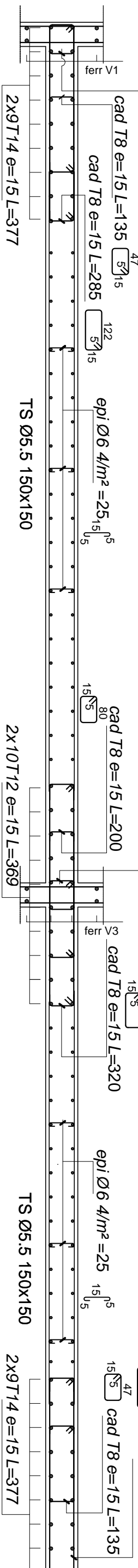
cad T8 e=15 L=70  $\sqrt[15]{5}$

### Coupe 12-12



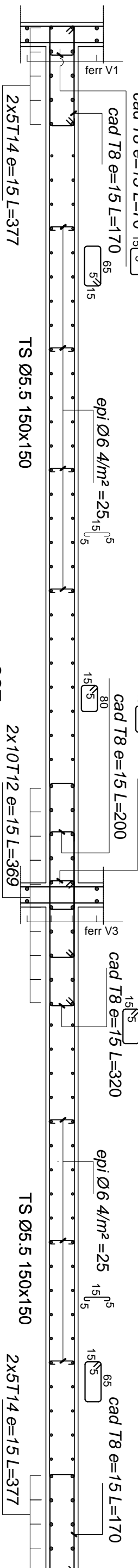
967

### Coupe 12a-12a



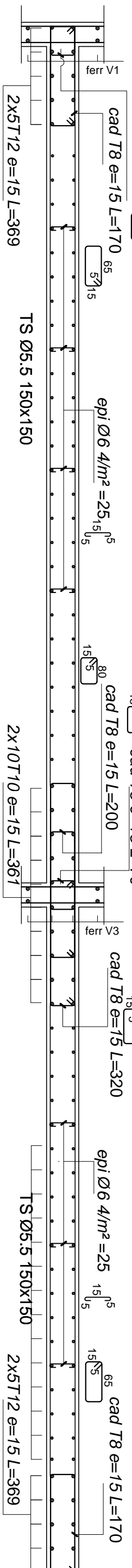
967

### Coupe 12b-12b



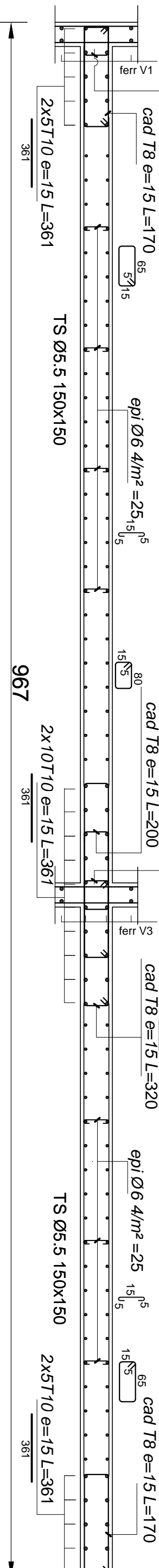
967

### Coupe 12c-12c



967

### Coupe 12d-12d



967

Détail coffrage ferrailage des voiles

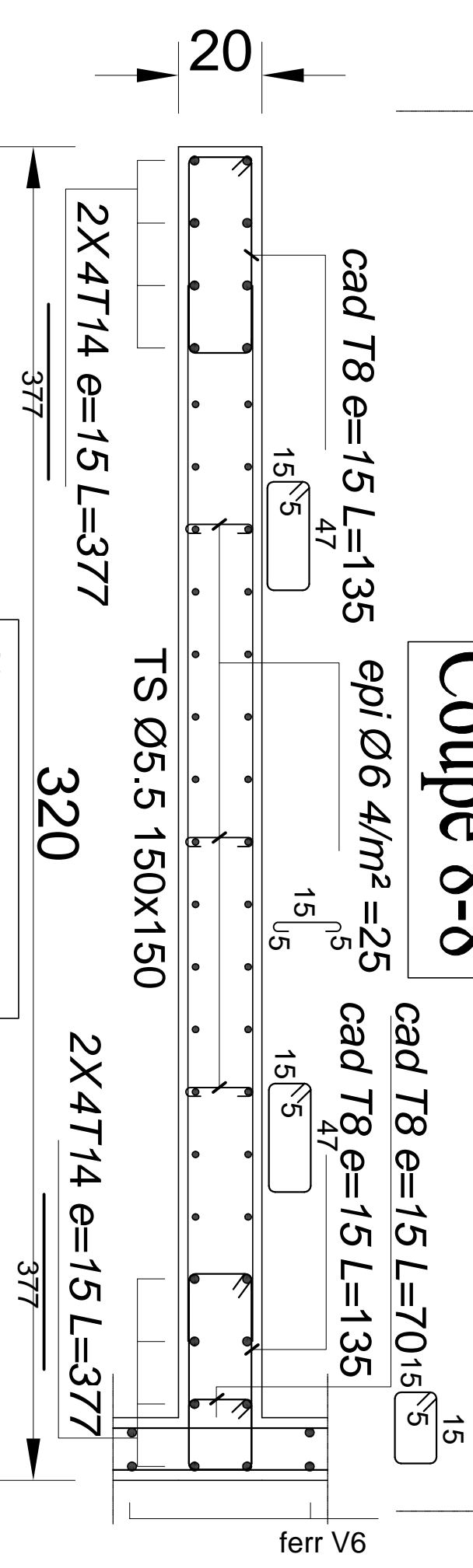
20

20

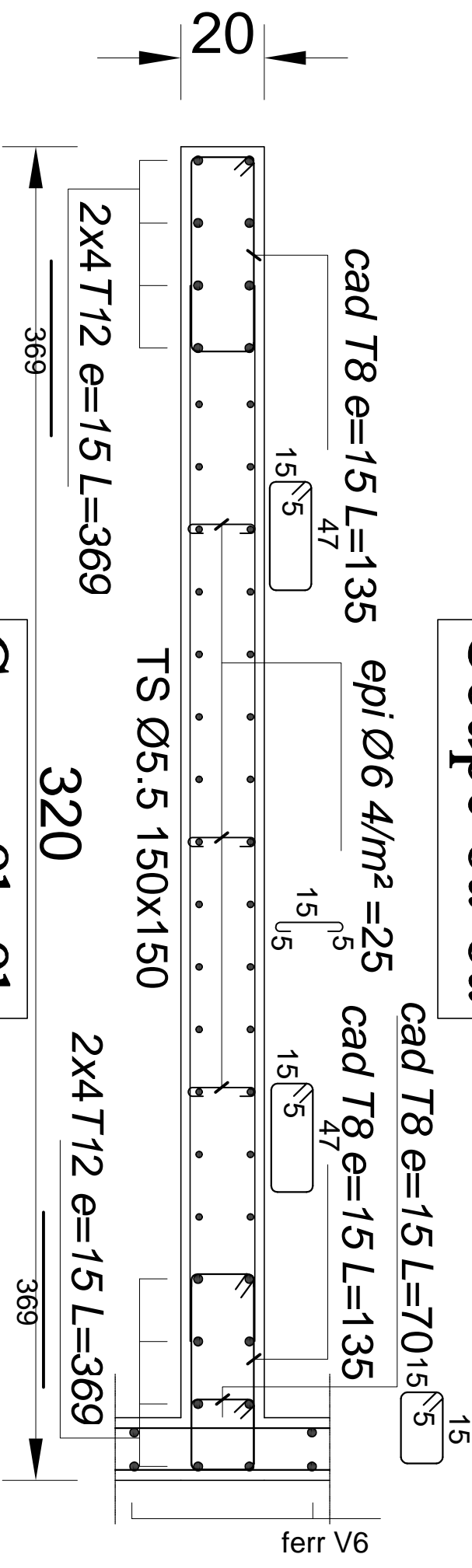
20

20

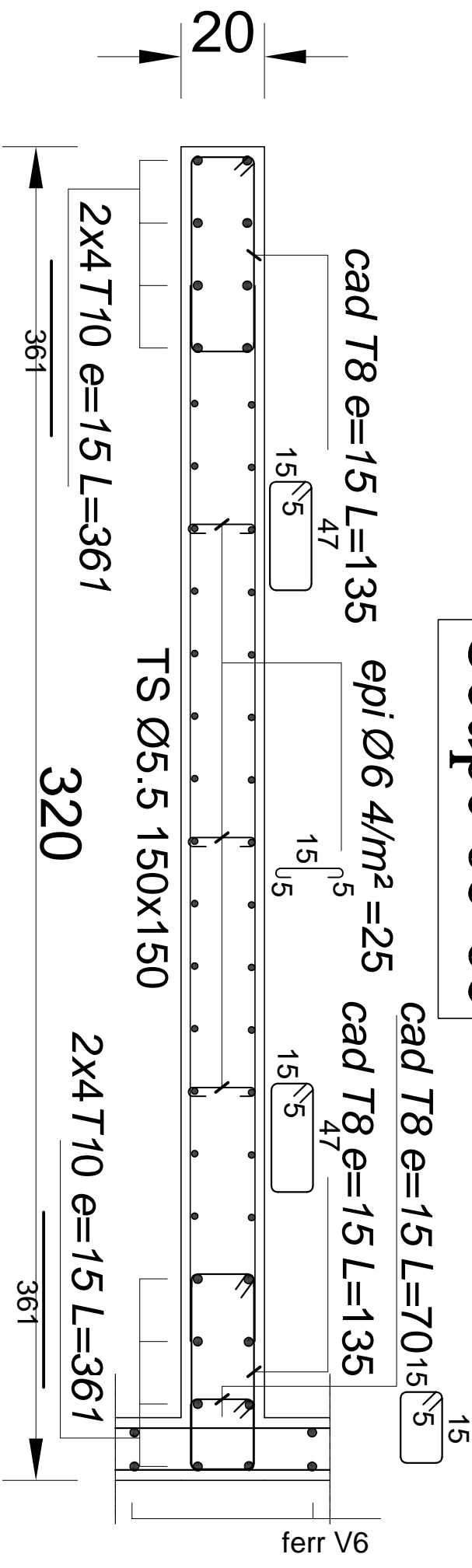
# Coupe 8-8



# Coupe 8a-8a

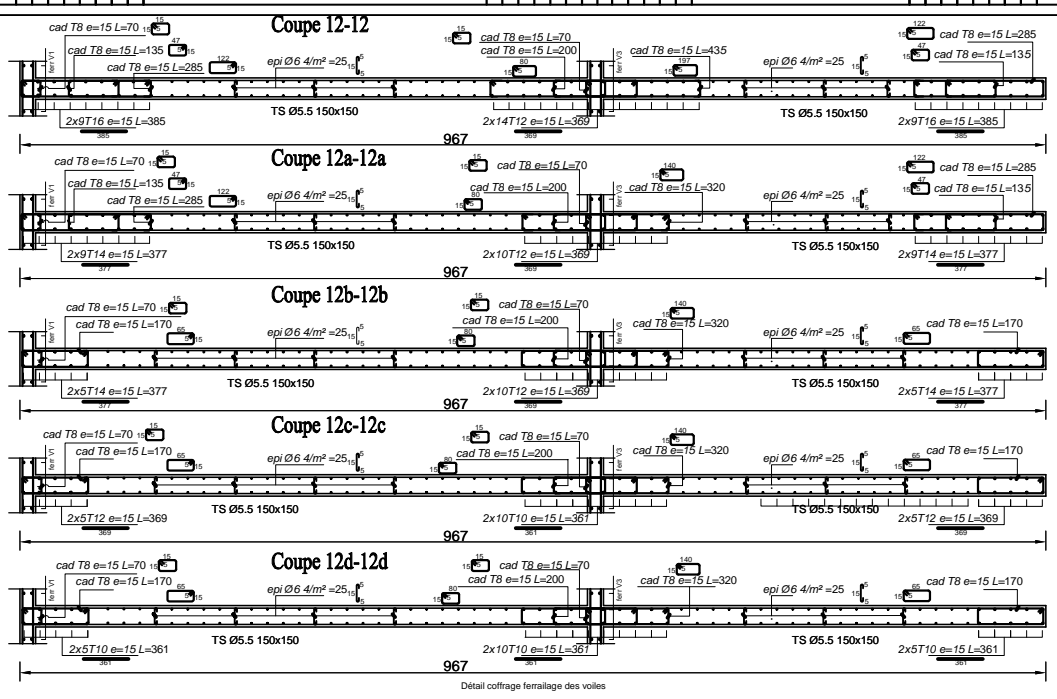
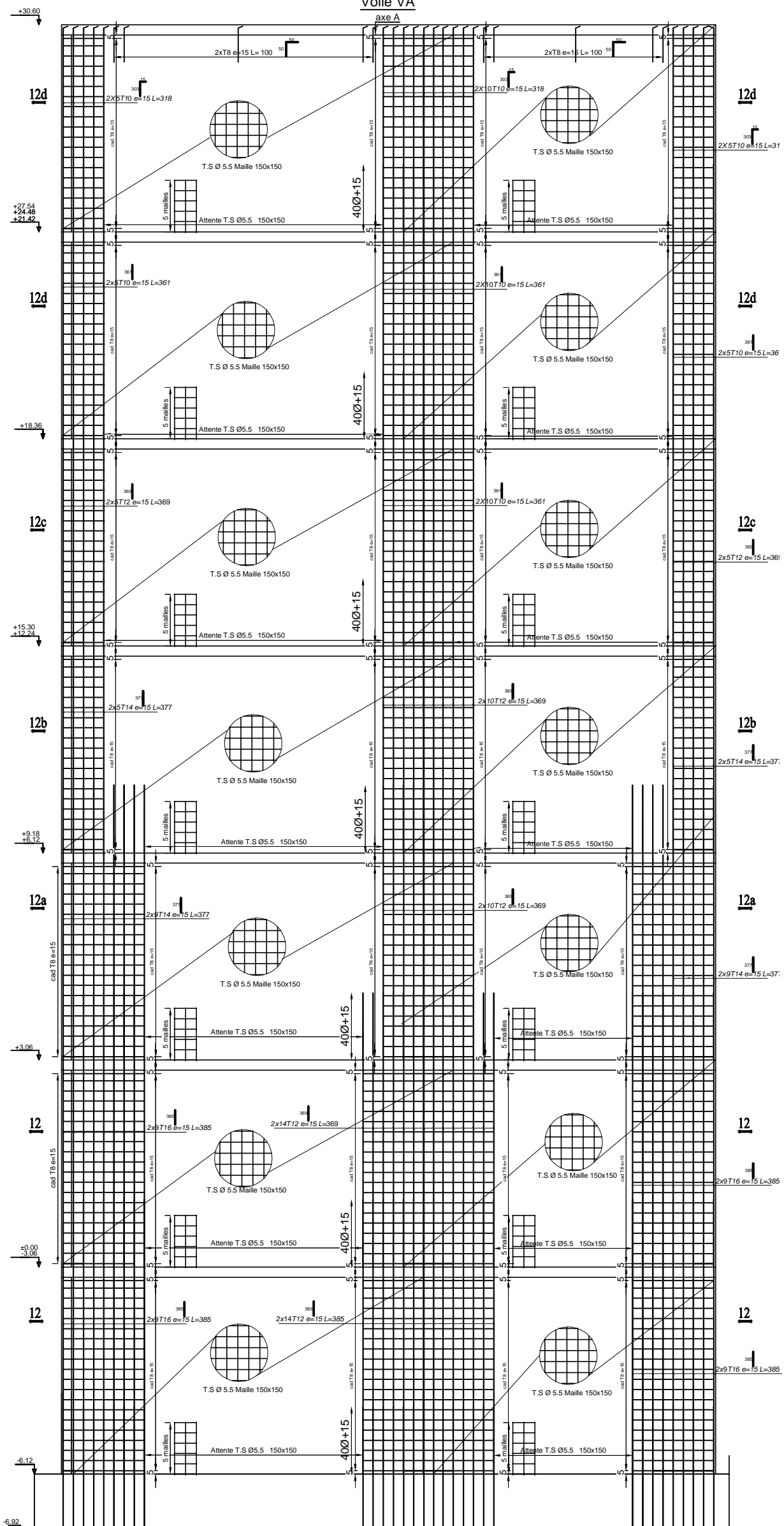


# Coupe 8b-8b

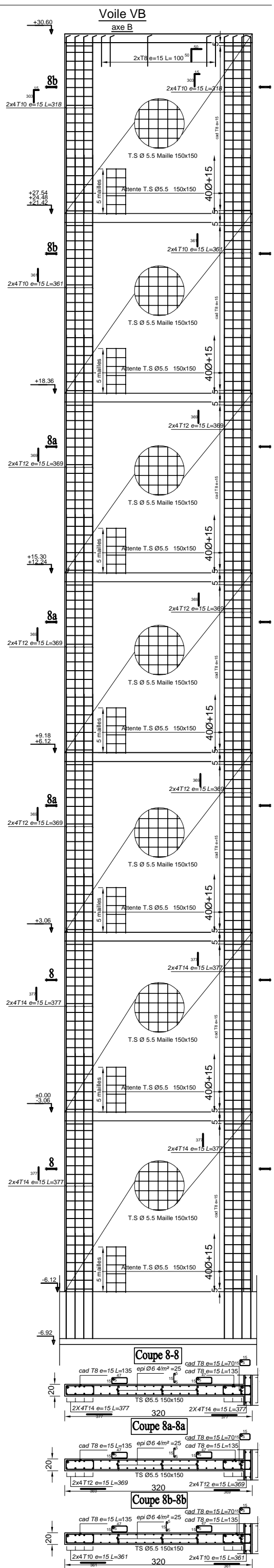


Détail coffrage ferrailage des voiles

Voile VA



Détail coffrage ferrailage des voiles

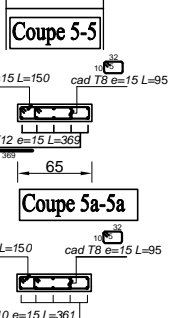
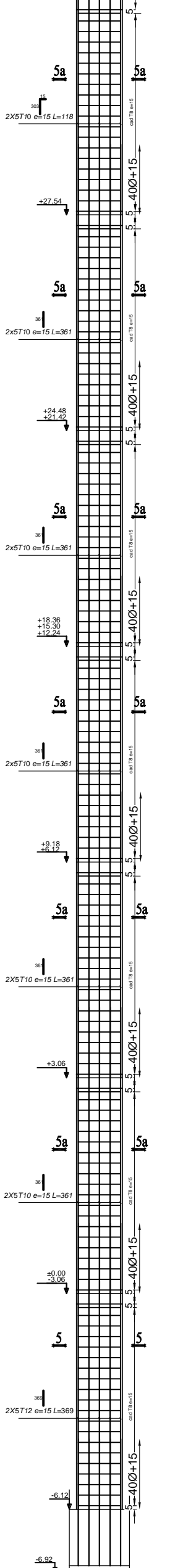


Détail coffrage ferrillage des voiles



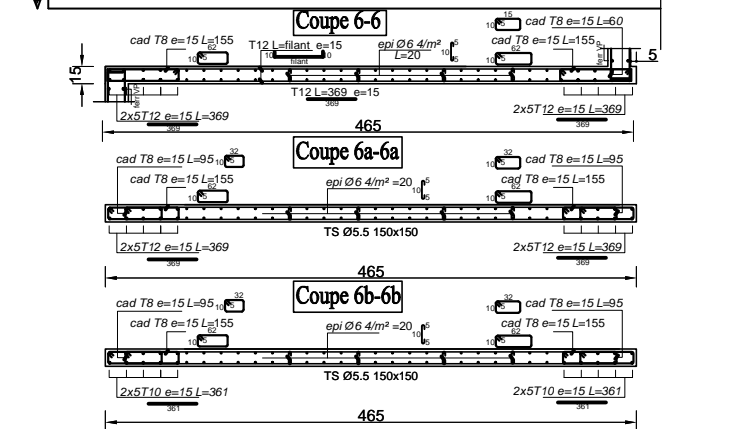
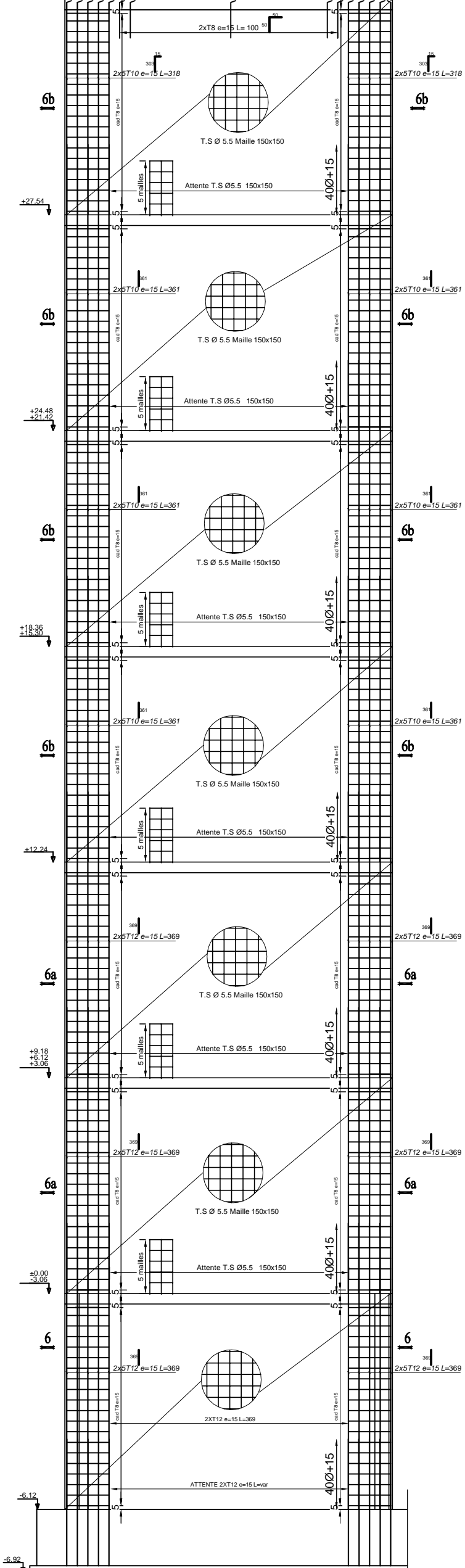
Voile V4

axe 4 & 9



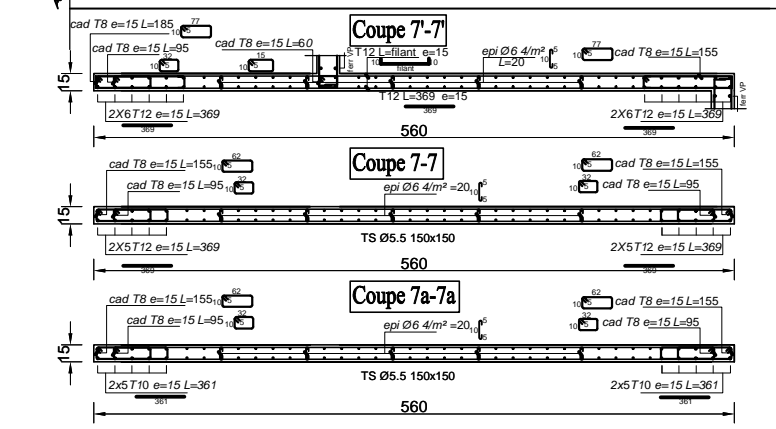
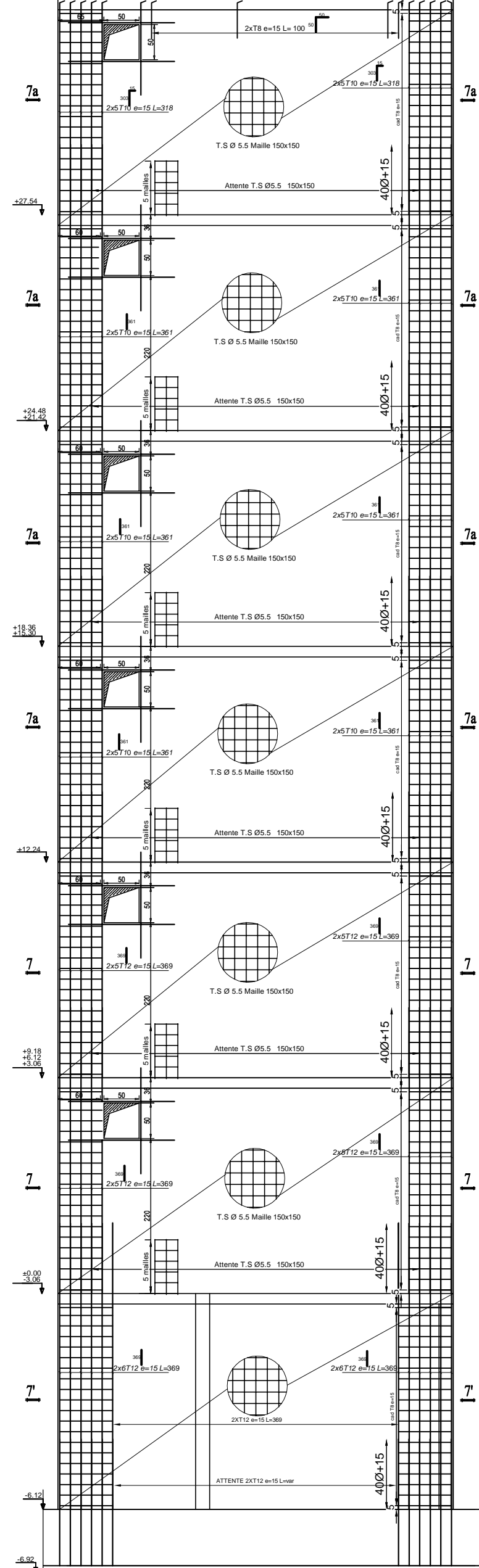
Voile V4a

axe 4 & 9



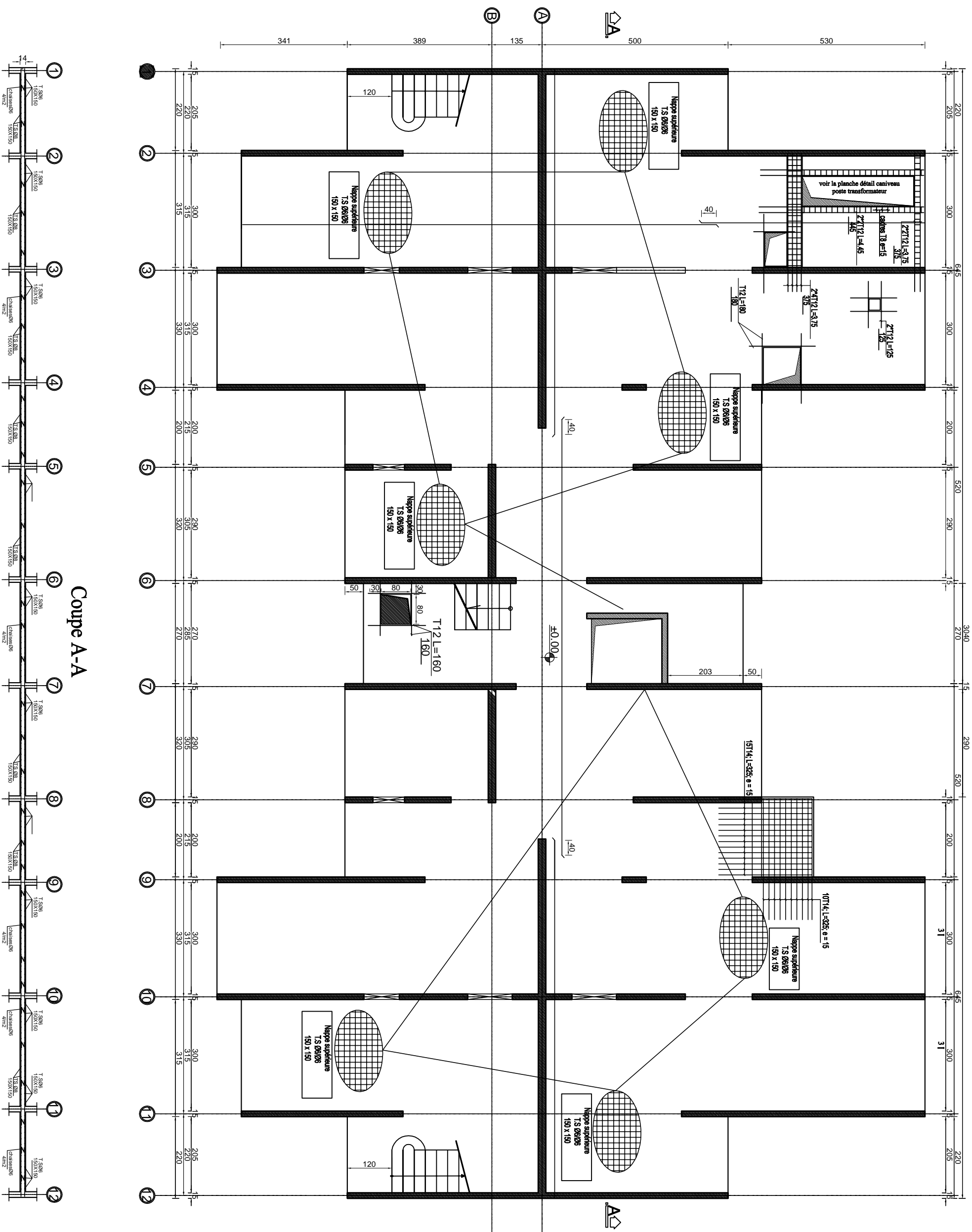
Voile V4b

axe 4 & 9



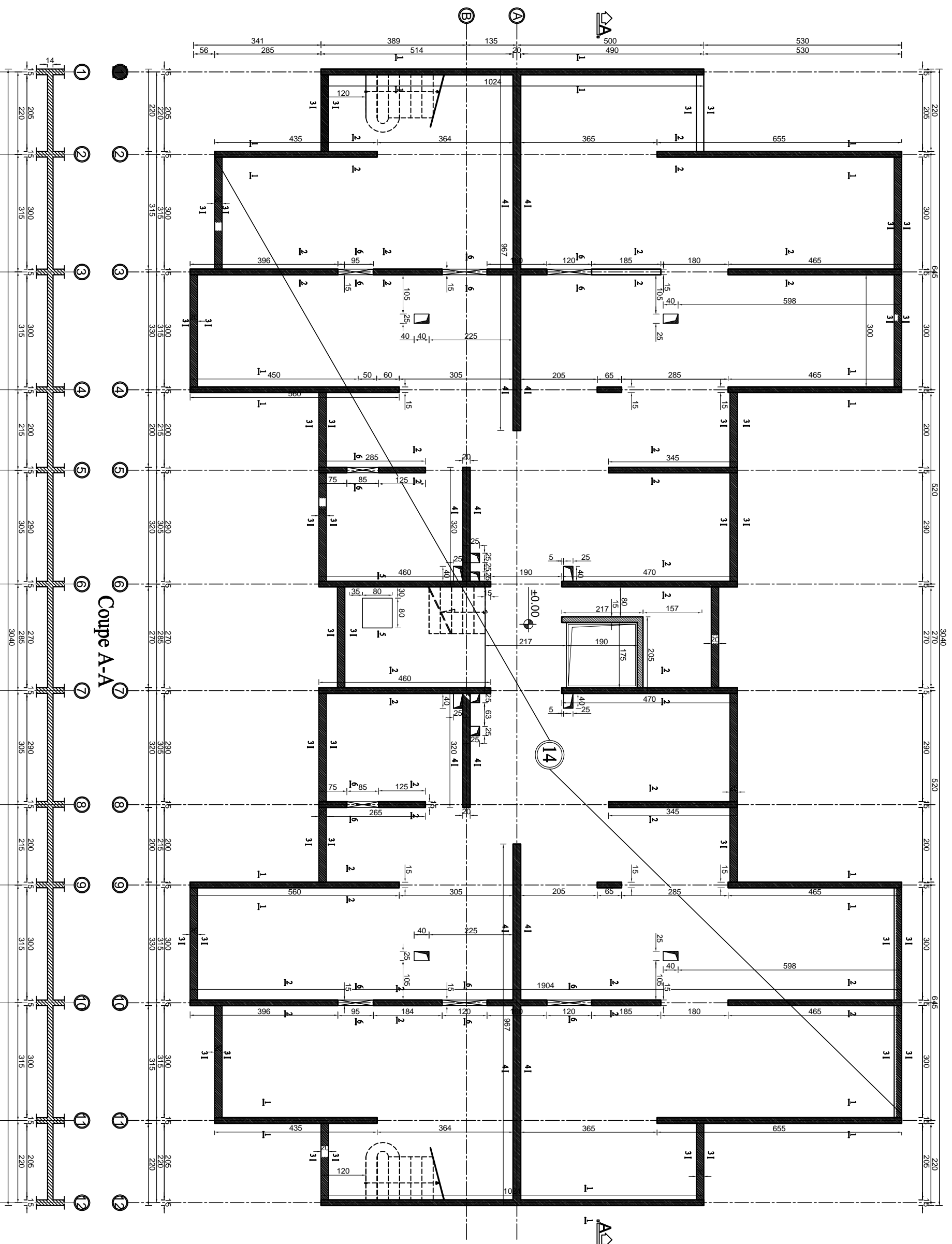


# Ferrailage Plancher Niv ±0.00 (Nappe supérieure)

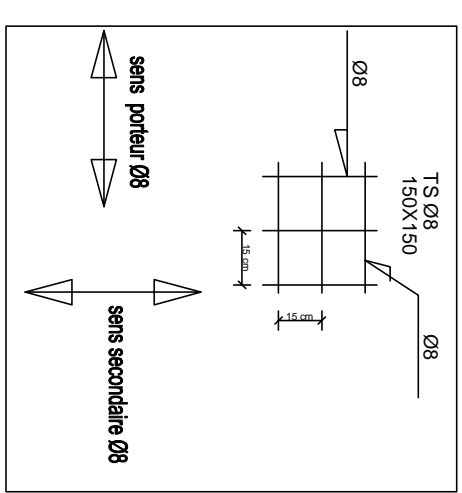
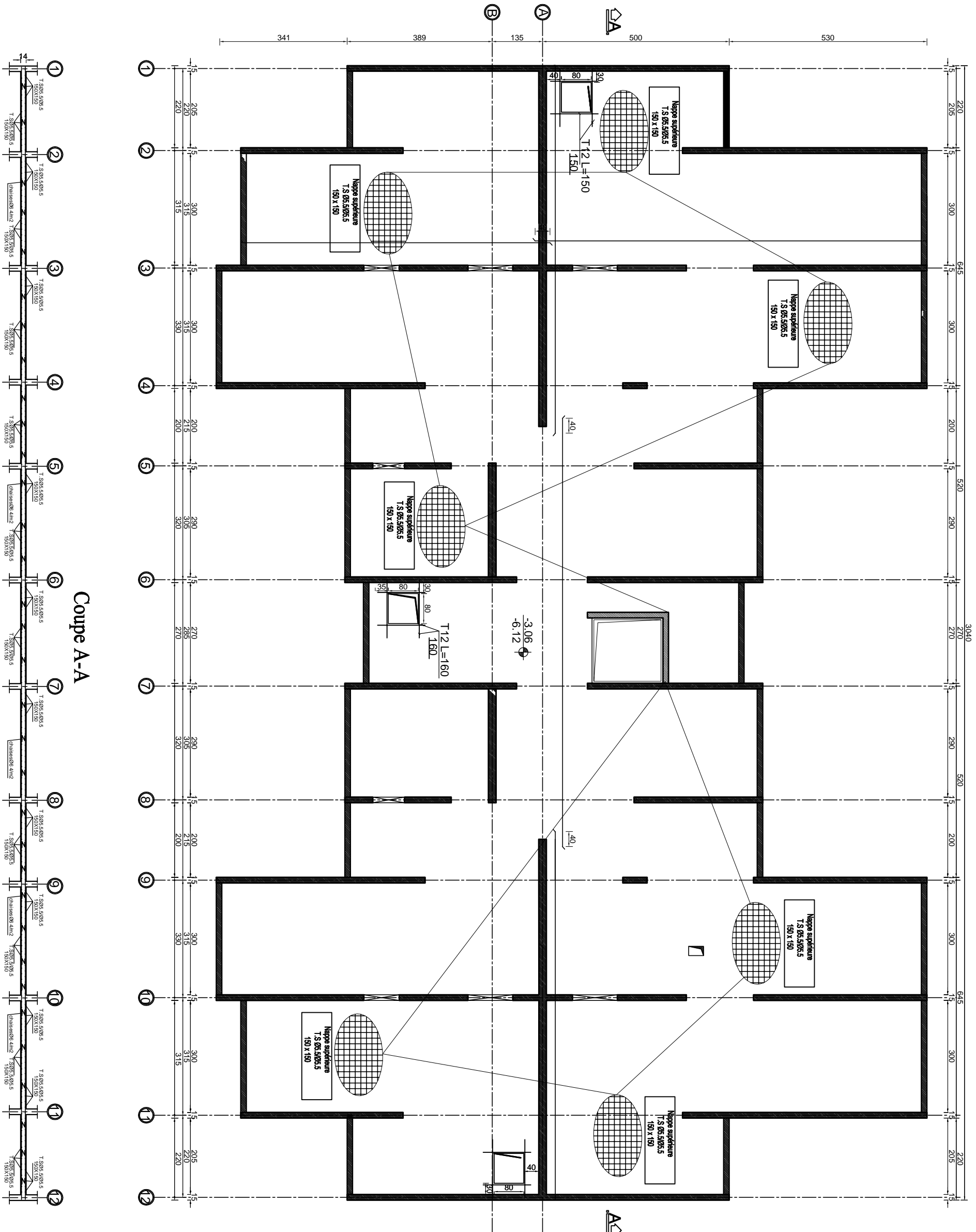


Coupe A-A

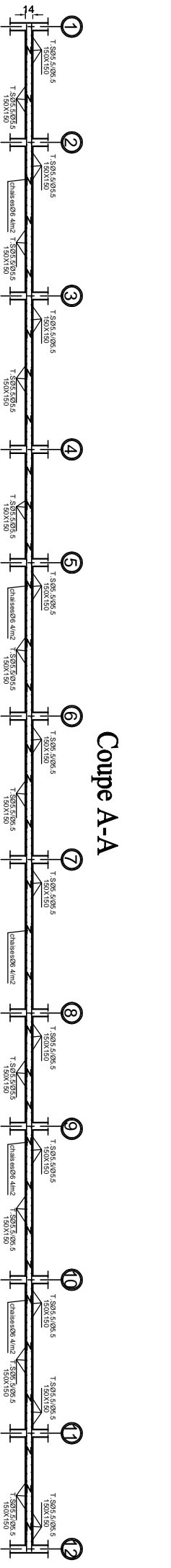
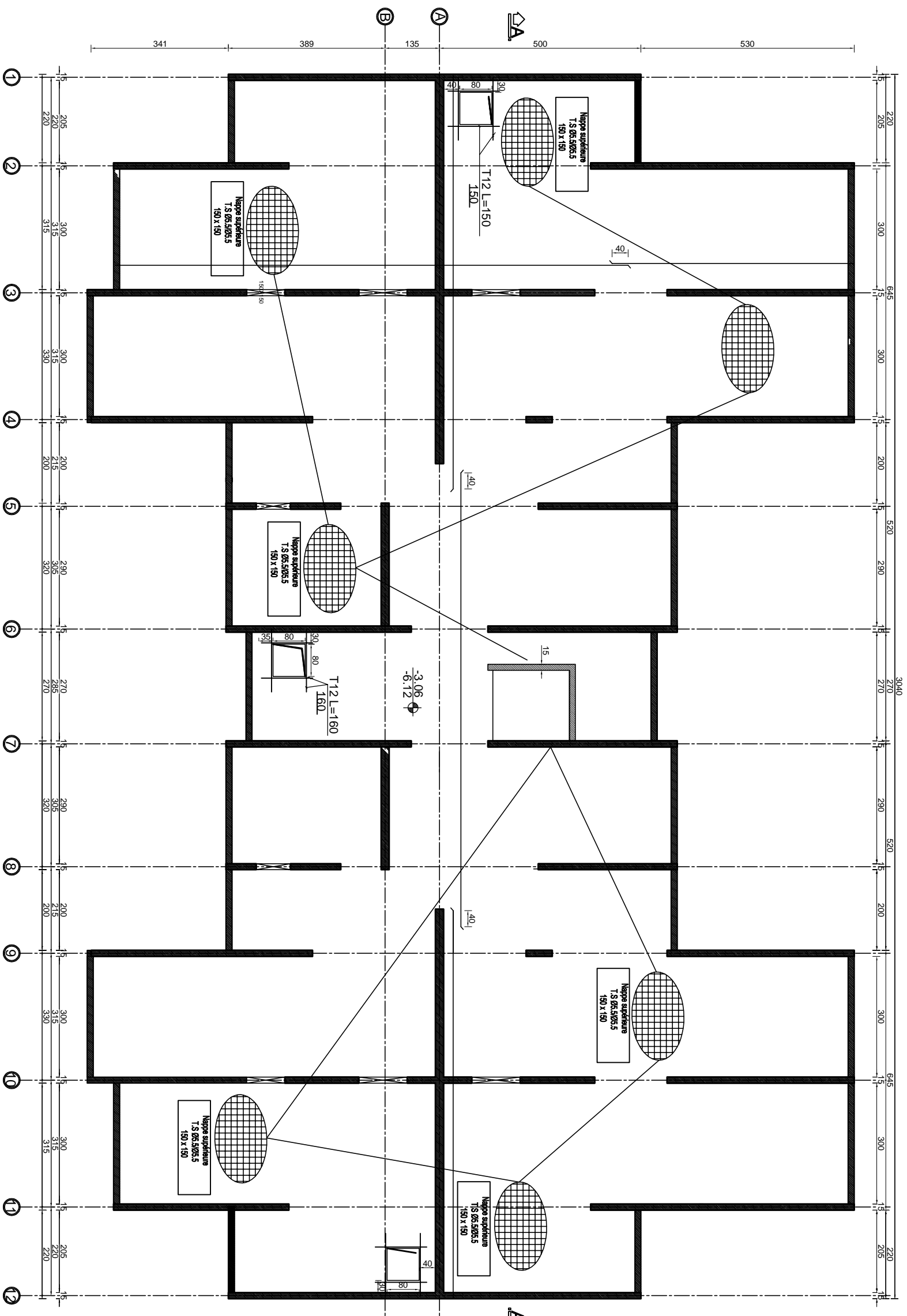
# Coffrage Plancher Niv ±0.00 bloccs 10 & 11 plan 16a



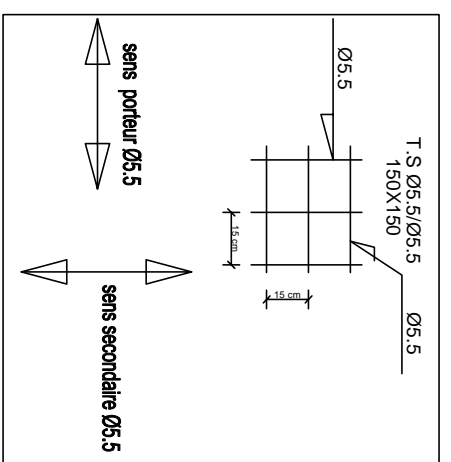
# Ferrailage Plancher Niv -6.12 & -3.06 Nappe Inf



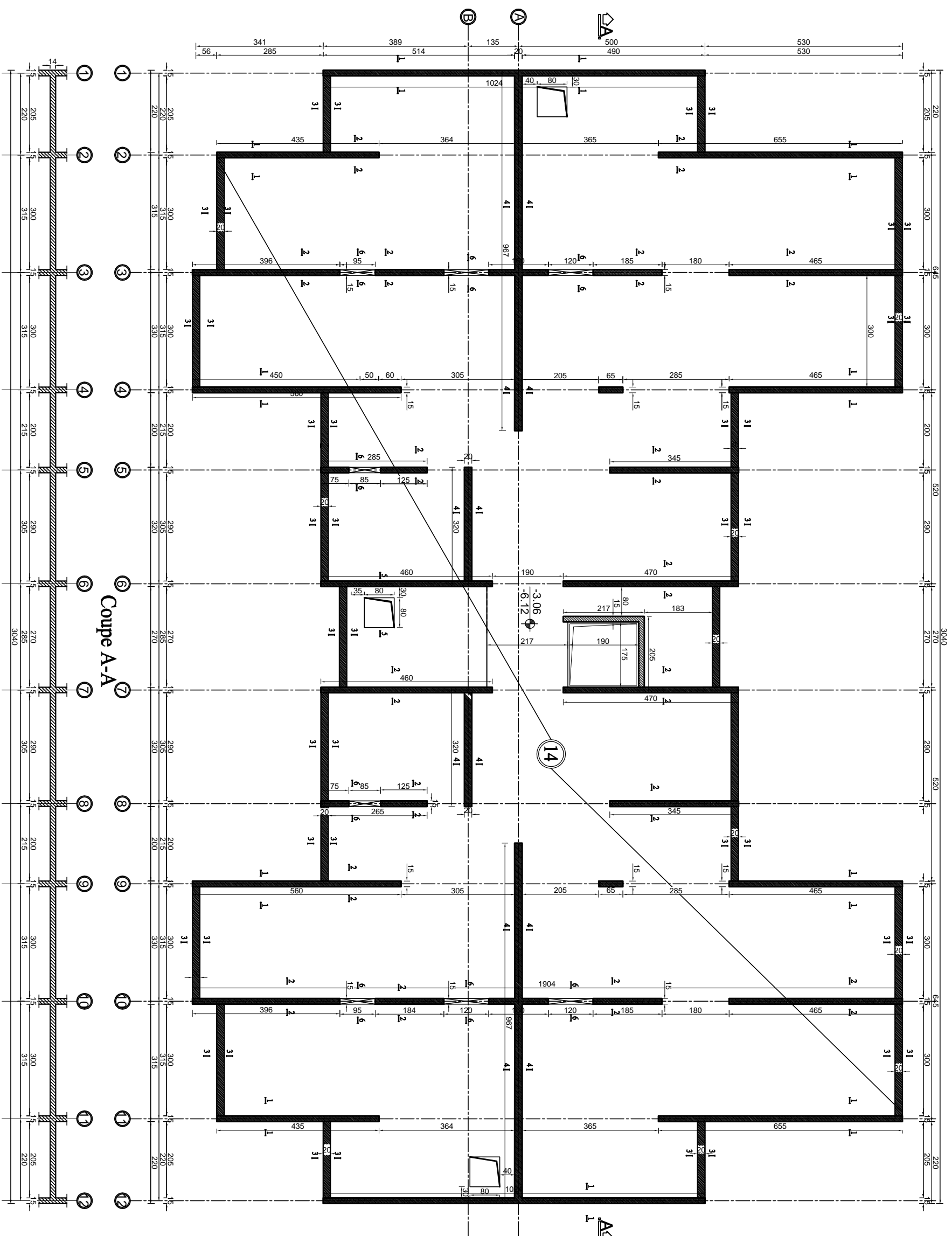
# Ferrailage Planchers Niv -6.12 & -3.06 Nappe Sup



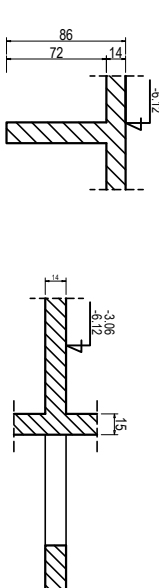
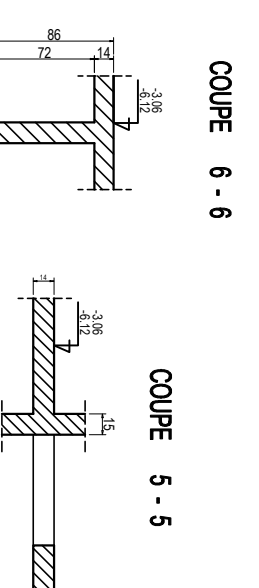
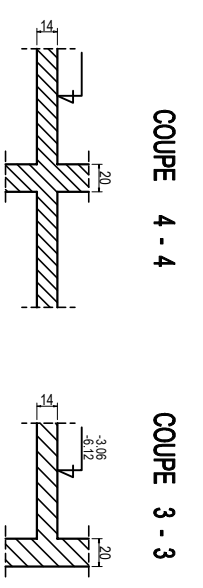
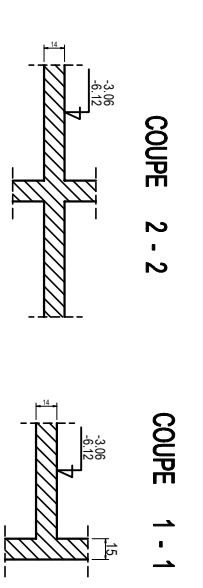
Coupe A-A



# Coffrage Planchers Niv -6.12 & -3.06 blocs 09 à 12 plan 13



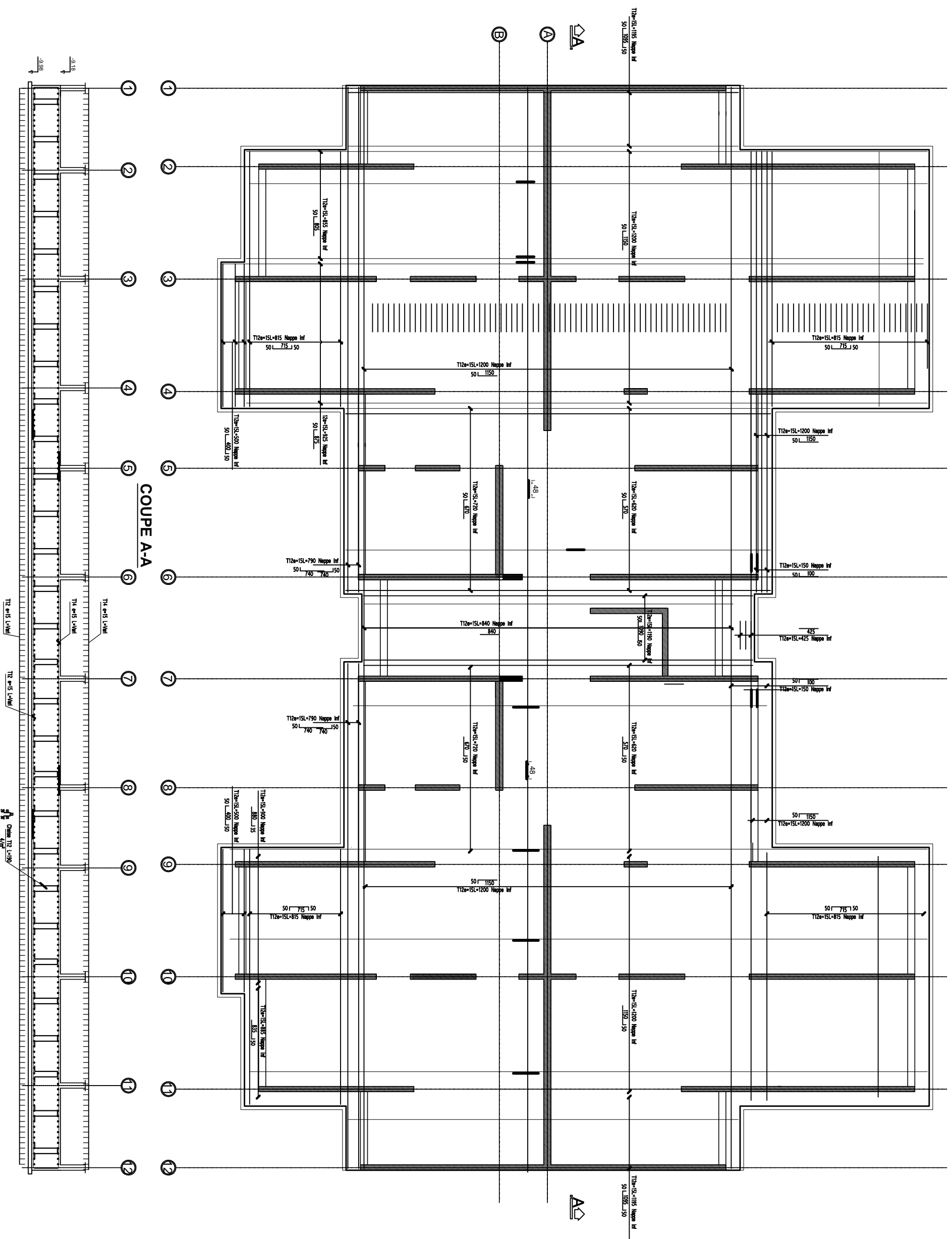
Coupe A-A





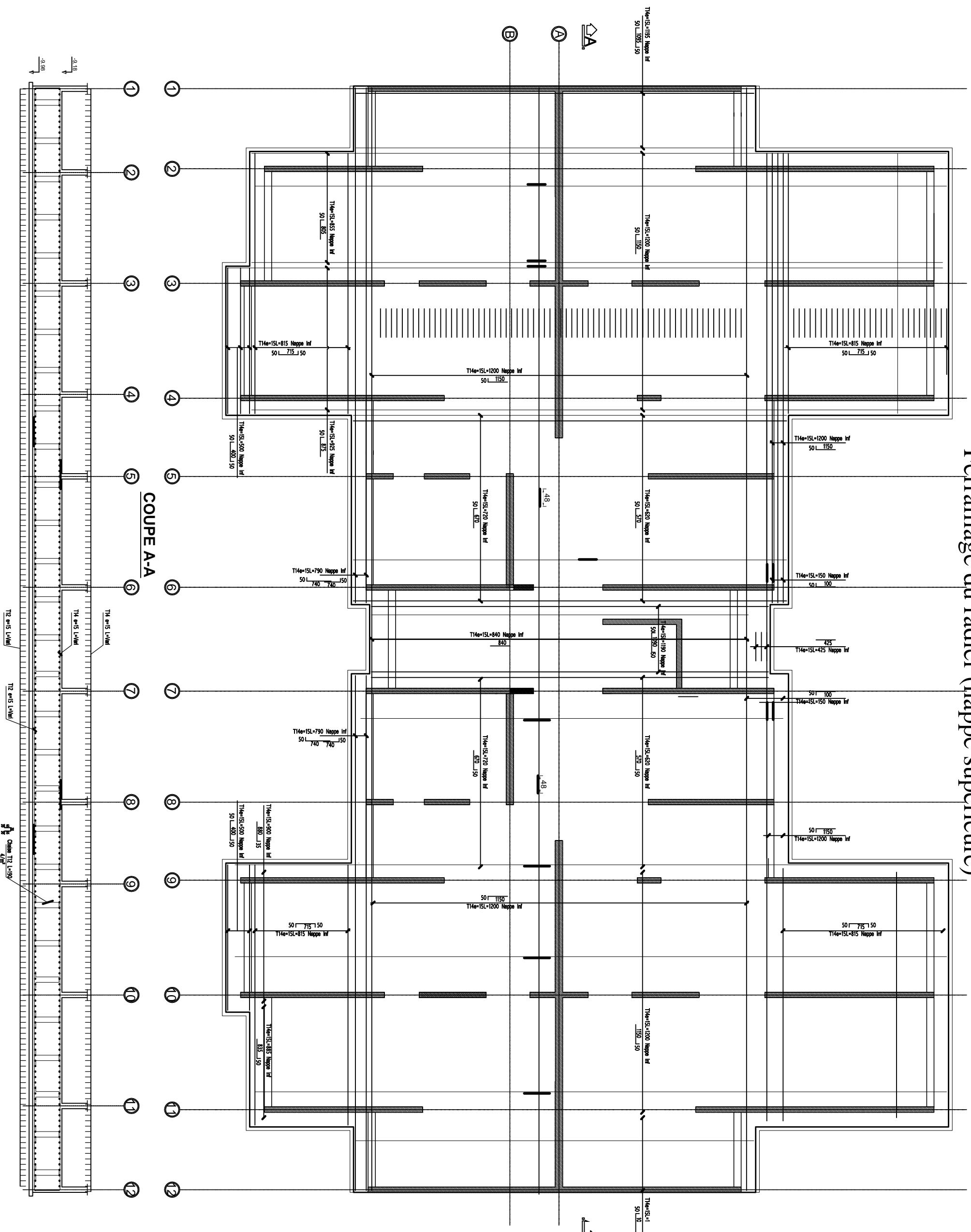
# Ferrailage du radier (nappe inférieure)

## Ferrailage Radier Nappe Inférieure



### COUPE A-A

# Ferrailage du radier (nappe supérieure)



COUPE A-A

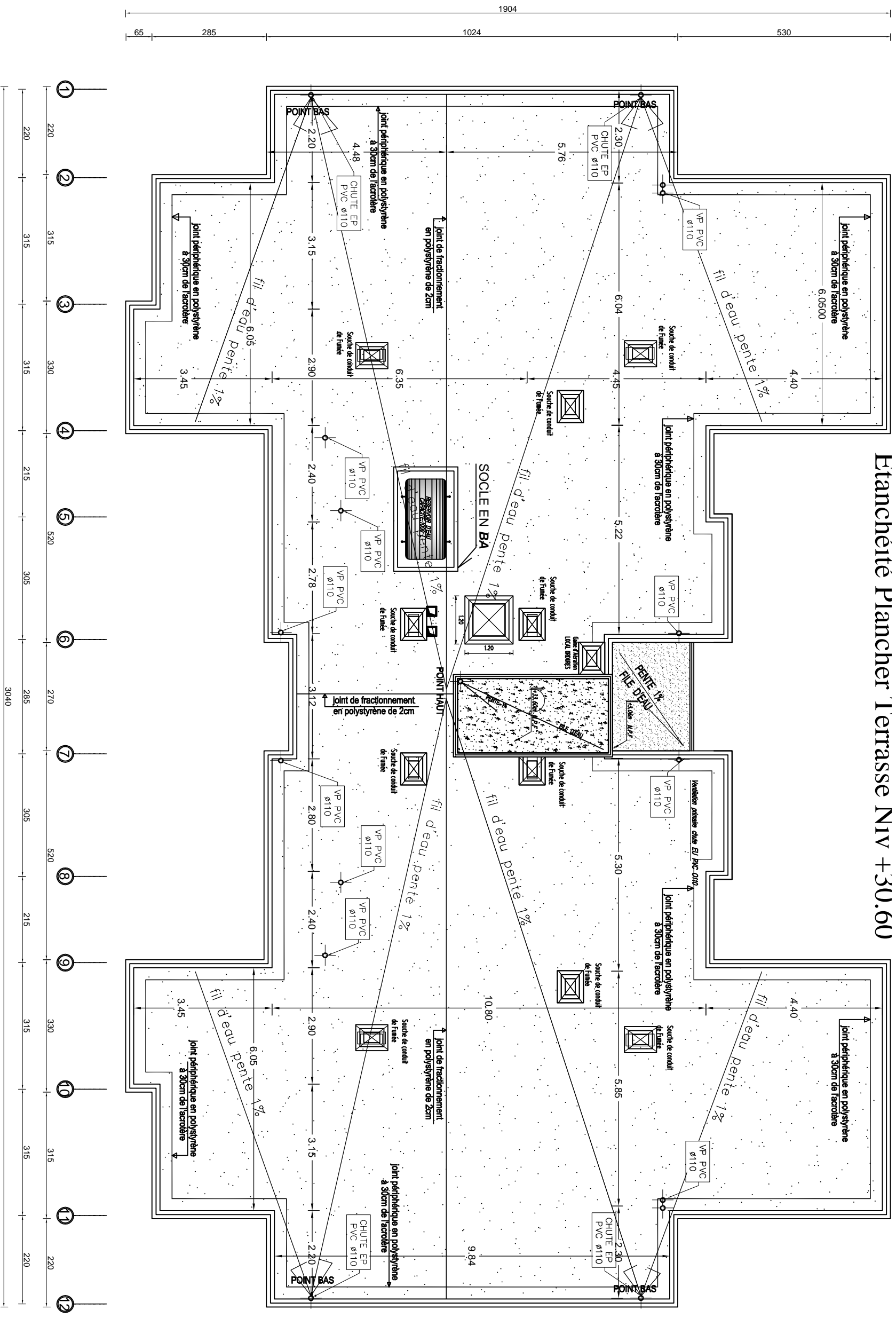
-3,18  
-3,98

T14e-15L-1195 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf  
T14e-15L-815 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf  
T14e-15L-150 Nappe Inf  
T14e-15L-425 Nappe Inf  
T14e-15L-150 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf  
T14e-15L-815 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf

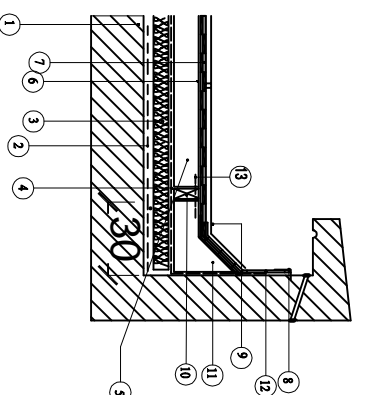
T14e-15L-1195 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf  
T14e-15L-815 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf  
T14e-15L-150 Nappe Inf  
T14e-15L-425 Nappe Inf  
T14e-15L-150 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf  
T14e-15L-815 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf

T14e-15L-1195 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf  
T14e-15L-815 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf  
T14e-15L-150 Nappe Inf  
T14e-15L-425 Nappe Inf  
T14e-15L-150 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf  
T14e-15L-815 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf  
T14e-15L-1200 Nappe Inf

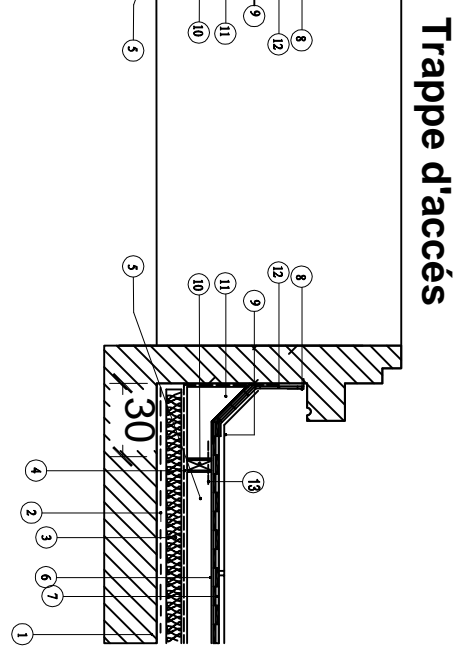
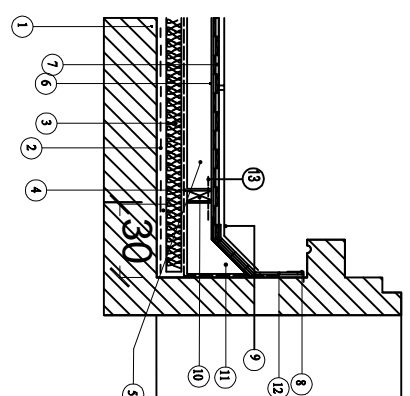
# Etanchéité Plancher Terrasse NIV +30.60



## Acrotère



- 1) DALLE DE COMPRESSION
- 2) PARE VAPEUR (EAC + EAC + 365 + EAC)
- 3) ISOLATION THERMIQUE EN PANNEAUX DE POLYSTYRENE D25, 04 cm
- 4) PARE VAPEUR (Polymer)
- 5) FORME EN PENTE EN BETON (P= 1,5%)
- 6) PAPIER Kraft
- 7) ETANCHEITE MULTI COUCHES (03 couches de feutres bitumes 365)
- 8) PARACHEVEMENT DES RELEVES EN SOLIN
- 9) PROTECTION EN GRAVILLONS ROULÉS 6p. 04cm
- 10) JOINT PERIPHERIQUE EN POLYSTYRENE à 30cm de l'acrotère
- 11) TALON EN MORTIER DE CIMENT
- 12) RELEVÉ DETANCHEITE EN PAXALUMIN
- 13) BANDE DE PONTAGE EN PAXALUMIN (fixe d'un côté et libre de l'autre)



## Trappe d'accès

## **ANNEXE**

- 1) Formulation de béton dosé à  $350 \text{ kg}/\text{m}^3$  (Tunnel /voile/plancher)
- 2) Formulation de béton dosé  $350 \text{ kg}/\text{m}^3$  (radier)
- 3) Formulation de béton dosé à  $150 \text{ kg}/\text{m}^3$
- 4) Bulletin d'échantillonnage
- 5) PV d'écrasement de béton à 7 j (Tunnel /plancher/escalier /V.P / acrotère)
- 6) PV d'écrasement de béton à 28 j (Tunnel /plancher/escalier /V.P / acrotère)
- 7) Analyse sur constituants du Béton
- 8) Fiche Technique de l'Adjuvant

## *Bibliographie.*

- Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.
  
- Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.
  
- Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.
  
- Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD).
  
- Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).
  
- Tables de barres calcul des dalles pleines et parois.
  
- Conception et calcul des structures de bâtiment (HENRY THONIER)

André coin, calcul des Bâtiments en béton armé, septembre 1999, édition  
Pyrrols

- Note de calcul 1000 logements
  
- Note de calcul 2000 logements
  
- Les Documents Techniques de l'entreprise