

## **IV- Etude des éléments porteurs**

### **Introduction :**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection .

### **IV-1-Choix de la méthode de calcul :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ❖ Par la méthode statique équivalente.
- ❖ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### **Méthode statique équivalente :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontale.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux de plan horizontal de la structure.

#### **Méthode dynamique modale spectrale :**

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

#### **Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

**Classification des l'ouvrage selon RPA99/Ver.2003:****Classification de la zone sismique :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone O : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II: sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implantée dans la wilaya de MSILA donc en zone IIa.

**Classification de l'ouvrage selon son importance :**

De part sa fonction de mosquée, l'ouvrage est destiné à recevoir un nombre important de personnes en même temps. L'ouvrage est donc classé dans le groupe 1B :

- Ouvrage abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes.
- En trouve dans ce l'ouvrage abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes
- Bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que grande mosquée, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives et culturelles, pénitenciers, grands hôtels.
- Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48m.

On trouve aussi les ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socioculturelle et économique certaine tel que :

- Bâtiments de bibliothèque ou d'archives d'importance régionale, musée, etc.
- Bâtiments des établissements sanitaires autres que ceux du groupe 1A -
- Bâtiments de centres de production ou de distribution d'énergie autres que ceux du groupe 1A
- Châteaux d'eau et réservoirs de grande à moyenne importance

**Classification du site :**

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie  $S_3$ .

On trouve les dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide caractérisé par une vitesse de l'onde de cisaillement  $V_s \geq 200\text{m/s}$  à partir de 10 m de profondeur.

**Classification des systèmes de contreventement :**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement  $R$ .

Notre structure est contreventée par un système mixte assuré par des voiles et portiques.

Néanmoins il est nécessaire de procéder à une justification d'interaction portique- voiles. Pour ce faire on doit vérifier que :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent conjointement par les charge verticales Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins %25de l'effort tranchant d'étage

**Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période  $T$  de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Par la formule 4-6. des RPA99/Version 2003

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

Avec :

$h_n$  : hauteur mesurée en m a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 24.82\text{m}$$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donne par le Tableau (4.6) des RPA99/Version2003.

Notre structure est contreventée par des voiles en béton armé, ce qui donne  $C_T = 0.05$  (Tableau (4.6) des RPA99/Version 2003)

**a. Par la formule 4-7 des RPA99/Version2003**

$$T = (h_N \times 0.09) / \sqrt{D}$$

Où

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Pour les portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie  $\Rightarrow C_t=0.05$

$$T = 0.85 \text{ s}$$

**Suivant X :**

$$D_x = 22.7\text{m} \Rightarrow T_x = (h_N \times 0.09) / \sqrt{D_x} = (24.82 \times 0.09) / \sqrt{22.7} = 0.468\text{s}$$

**Suivant Y :**

$$D_y = 10.1\text{m} \Rightarrow T_y = (h_N \times 0.09) / \sqrt{D_y} = (24.82 \times 0.09) / \sqrt{10.1} = 0.702 \text{ s}$$

La valeur de la période **T** retenue dans chaque direction est la plus petite des deux valeurs données par les deux formules citées au-dessus.

$$\text{Sens X} \quad T_x = \text{Min} (0.468 ; 0.85\text{s}) \Rightarrow T_x = \mathbf{0.468\text{s}}$$

$$\text{Sens Y} \quad T_y = \text{Min} (0.702; 0.85\text{s}) \Rightarrow T_y = \mathbf{0.702\text{s}}$$

**Période caractéristique associée à la catégorie de cite pour un sole meuble**

$$T_1=0.15 \quad T_2=0.5\text{..... (tableau4.7 RPA99)}.$$

**IV-2-Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

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

Avec :

- **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau (4.1) des RPA99/Version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).
- **R : coefficient de comportement global de la structure**, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.
- **Q : facteur de qualité de la structure**, est fonction de la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation et de la qualité du contrôle de la construction.

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Le coefficient d'accélération de zone **A** est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons d'après les RPA :

Pour une structure située en Zone **II** avec un groupe 2 on a **A = 0.15**

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

Le Facteur d'amplification dynamique moyen **D** est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) selon formule suivante :

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & ; \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3} & ; \quad T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (T_2 / 3)^{2/3} \times (3 / T)^{5/3} & ; \quad T \geq 3s \end{array} \right\}$$

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

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

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend  **$\xi = 10$  %**.

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

➤ **Coefficient de comportement (R)**

Le coefficient de comportement de la structure **R** est donné par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

On a pour le système portiques contreventés par des voiles **R = 4**

### Facteur de qualité (Q)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau (4.4) des RPA99/Version 2003.

Le tableau suivant résume les pénalités appliquées à la structure.

On a alors pour les deux sens  $Q = 1 + 0.2$  d'où  **$Q = 1.2$**

### IV-2-1-Poids total de la structure (W)

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

$W_{G_i}$  : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Q_i}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donne par le tableau (4.5) des RPA99/Version2003.

Pour un bâtiment à usage d'habitation :  **$\beta = 0.20$**  (Tab. 4.5 des RPA99/Version 2003)

### IV-2-2-Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée selon la hauteur de la structure par les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_t = 0.07 T.V & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{array} \right\}$$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La force  $(V - F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur suivant la formule :

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

Avec :

$F_i$  : force horizontale au niveau  $i$ .

$h_i$  : niveau du plancher.

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

$W_i, W_j$  : poids revenant aux planchers  $i, j$

L'effort tranchant au niveau de l'étage  $K$  :  $V_k = F_t + \sum F_i$

Alors la formule de distribution des forces  $F_i$  devient :

$$F_t = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

### IV-3-Présentation de logiciel Robot :

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est une application logicielle collaborative, polyvalente et rapide, est un logiciel capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés.

Les ingénieurs structure qui utilisent le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional peuvent transférer de manière fluide des données de conception choisies vers le logiciel AutoCAD. Ils bénéficient ainsi d'un flux de travail intégré, de l'analyse à la documentation de projet et aux plans de structure finaux, en passant par la conception.

Son objectif est de résoudre une équation différentielle de second ordre :

$$[M]\{\ddot{U}(t)\} + [C]\{\dot{U}(t)\} + [K]\{U(t)\} = \{F(t)\}$$

Ou :

$\{\ddot{U}\}, \{\dot{U}\}, \{U\}$  : représentant respectivement le vecteur des accélérations, le vecteur des vitesses et le vecteur des déplacements de la structure.

$[M]$  : représente la matrice masse de la structure.

$[C]$  : représente la matrice d'amortissement.

$[K]$  : représente la matrice de rigidité de la structure.

$\{F(t)\}$  : représente le spectre de réponse.

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

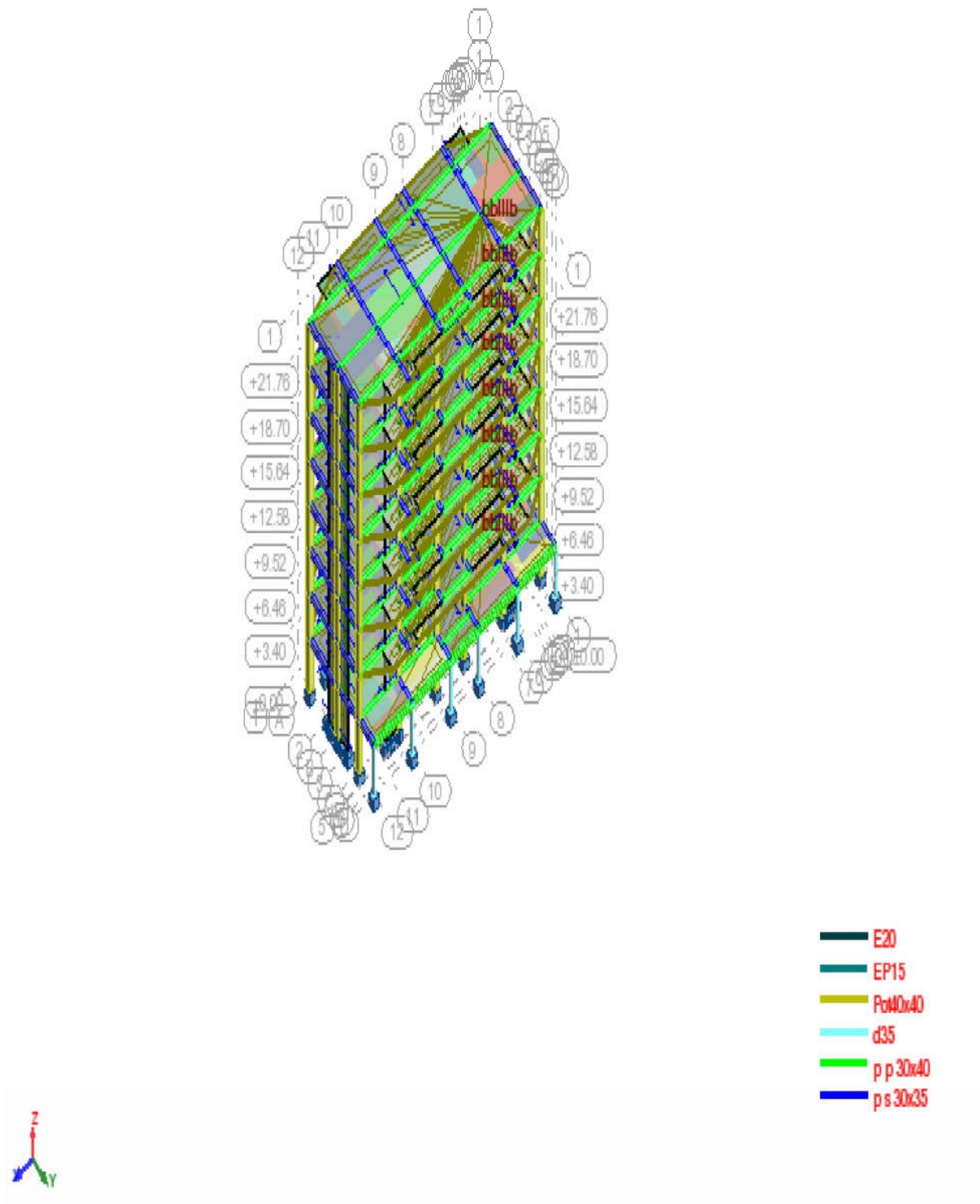


Figure IV-1-Présentation de bâtiment par le logiciel« ROBOT»

**IV-4-Vérification de l'ensemble :**

**IV-4-1- Vérification au renversement :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol – fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

**a. Méthode de calcul :**

$$\sum W_k \cdot b_i \geq \sum F_k \cdot h_k$$

Avec:

✓  $W_k$  : Le poids calculé à chaque niveau (k),  $W_k = W_{kg} + 0.2W_{kq}$  ;

$W_{kg}$  : Poids dû aux charges permanentes.

$W_{kq}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

✓  $b_i$  : Centre de gravité de la structure  $b_i = X_G + 1m$  ;

✓  $F_k$  : la somme des forces sismiques à chaque étage k ;

✓  $h_k$  : La hauteur de l'étage k.

**-Sens X-X :**

Niveau	$F_k$ (kN )	$h_k$ (m)	$W_k$ (kn)	$b_i$ (m)	$F_k \cdot h_i$ (kN.m )	$W_k \cdot b_i$ (kN.m )
8-8	1035.4	24.82	13642.6	12.17	25698.628	166030.442
7-7	951.9	21.75	11590.86	12.17	20703.825	141060.76
6-6	886.6	18.7	99060	12.17	16579.420	120556.020
5-5	802.8	15.64	8233.16	11.93	12555.792	98221.598
4-4	691.1	12.58	6481.92	11.93	8694.038	77329.305
3-3	600.8	9.52	4774.6	12.17	5719.616	58106.882
2-2	397.8	6.46	3055.14	11.93	2569.788	36447.822
1-1	280.7	3.40	1306.7	12.17	954.380	15902.539

**Tableau IV-1: vérification au renversement sens xx .**

$$\sum W_k \cdot b_i = 713655.374 \text{ Kn.m.}$$

$$\sum F_k \cdot h_k = 93475.487 \text{ Kn.}$$

$$\Rightarrow \sum W_k \cdot b_i > \sum F_k \cdot h_k \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Sens Y-Y :

Niveau	F <sub>k</sub> (kN )	h <sub>k</sub> (m)	W <sub>k</sub> (kn)	b <sub>i</sub> (m)	F <sub>k</sub> .h <sub>i</sub> (kN.m )	W <sub>k</sub> .b <sub>i</sub> (kN.m )
8-8	1508.90	24.82	13642.6	5.22	20352.40	71214.372
7-7	1089.60	21.76	11590.86	4.76	17843.20	55172.493
6-6	1029.90	18.70	99060	4.76	153340	47152.560
5-5	933.50	15.64	8233.16	4.98	1284.80	41001.136
4-4	820	12.58	6481.92	4.87	10315.60	31566.950
3-3	657.70	9.52	4774.6	4.67	7806.40	22297.382
2-2	499.60	6.46	3055.14	4.57	5297.20	13961.989
1-1	324.10	3.40	1306.7	5.30	27880	6925.510

Tableau IV-2: vérification au renversement sens yy.

$$\sum W_k.b_i = 289292.4 \text{ Kn.m.}$$

$$\sum F_k.h_k = 244119.6 \text{ Kn.m.}$$

$$\Rightarrow \sum W_k.b_i > \sum F_k.h_k \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### ❖ Spectre de réponse de calcul :

Le spectre de réponse de calcul est donné par la formule (4.13) des RPA99/Version 2003

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{ll} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{array} \right\}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone. A=0,15 (Tableau 4.1 art4.2.3).

η : Facteur correcteur d'amortissement  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ =7% pour le béton).

R : coefficient de comportement de la structure R = 4 (Tableau 4.2 art4.2.3).

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

(Site3 :  $T_1=0.15s$ ,  $T_2=0,5s$ )

$S_a$  : spectre en accélération

$Q$  : Facteur de qualité de la structure est fonction de certains critères voir (RPA99 v2003) et

donné par la relation suivante :  $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

$Q=1.20$

#### ❖ Nombre de modes à considérer :

Pour une structure modélisée en tridimensionnel et ne présentant pas des problèmes de torsion, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que (Article 4.3.4 des RPA99/Version 2003):

-la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure.

-ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

#### Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul:

Selon l'article 4.3.6 des RPA99/Version 2003 la résultante des forces sismiques à la base  $V_{Dyn}$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{Stat}$ .

Si  $V_{Dyn} < 0.8 V_{Stat}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport suivant :

$$r = \frac{0.8V_{Stat}}{V_{Dyn}}$$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique

$V_{x \text{ Dynamique}} = 1545.2 \text{ KN}$ .

$V_{y \text{ Dynamique}} = 1639.2 \text{ KN}$ .

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique

$V_{statique} = 1890.97 \text{ Kn}$

$0.8 V_{statique} = 1512.78 \text{ Kn}$

$V_{x \text{ Dynamique}} \geq 0.8 V_{statique} \dots \dots \dots$  Vérifié.

$V_{y \text{ Dynamique}} \geq 0.8 V_{statique} \dots \dots \dots$  Vérifié.

Les périodes dynamiques sont :

Mode	T ( s )
1	0.85
2	0.83
3	0.62
4	0.25
5	0.22
6	0.17
7	0.13
8	0.10
9	0.08
10	0.08

Tableau IV-3-Les périodes dynamiques.

#### IV-4-2 Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ):

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

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

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k »  $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

➡ Si  $0.10 < \theta_k \leq 0.20$  les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière pproximative en amplifiant les efforts de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse lastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$ .

➡ Si  $\theta_k > 0.20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens X-X :

Niveau	P	$\Delta_k$ (m)	V	$h_k$	$V*h_k$	$P*\Delta_k$	$\theta_k$
8-8	13642.60	0.008	280.7	24.82	6966.974	109.141	0.0016
7-7	11590.86	0.012	678.5	21.75	14757.375	139.090	0.0094
6-6	99060	0.016	1279.3	18.7	23922.91	158.496	0.0066
5-5	8233.16	0.012	1970.4	15.64	30817.056	98.797	0.0032
4-4	6481.92	0.016	2773.2	12.58	34886.856	103.711	0.0029
3-3	4774.60	0.012	3659.8	9.52	34841.296	57.295	0.0016
2-2	3055.14	0.008	4611.7	6.46	29791.582	24.441	0.00082
1-1	1306.70	0.008	5647.1	3.40	19200.14	10.454	0.00054

Tableau IV-4: vérification de l'effet P- $\Delta$  sens xx.

Sens Y-Y :

Niveau	P	$\Delta_K$ (m)	V	$h_k$	$V*h_k$	$P*\Delta_k$	$\theta_k$
8-8	13642.60	0.004	324.1	24.82	8044.162	54.570	0.0067
7-7	11590.86	0.012	823.7	21.75	17915.475	139.090	0.0078
6-6	99060	0.012	1157.3	18.7	21641.51	118.872	0.0055
5-5	8233.16	0.016	1477.7	15.64	23111.228	131.730	0.0057
4-4	6481.92	0.016	1753.5	12.58	22059.03	103.710	0.0047
3-3	4774.60	0.012	1963.4	9.52	18691.568	57.295	0.00306
2-2	3055.14	0.016	2119.5	6.46	13691.97	48.882	0.0036
1-1	1306.70	0.008	2148.85	3.40	7306.09	10.454	0.0014

Tableau. IV-5: vérification de l'effet P- $\Delta$  sens yy.

**IV-5-Ferraillage des éléments du portique :**

L'étude du portique s'intéresse aux éléments les plus sollicités à condition de rester dans le domaine de sécurité.

Pour la détermination des sollicitations, on utilise les combinaisons suivantes :

- ✓ Pour l'état limite ultime (E.L.U)..... $1.35G+1.5Q$ .....(C.B.A93).
- ✓ Pour l'état limite service (E.L.S)..... $G+Q$ ..... (C.B.A93).
- ✓ Pour les poutres ..... $\{G + Q \pm E$  ..... (R.P.A99).
- ✓ Pour les poteaux et les voiles ..... $\begin{cases} G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$  .....(R.P.A99).

**IV-5-1-Ferraillage des poutres:**

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple. Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

La section d'armature obtenue par :  $A = \max(A_u, A_{\min}, A_{RPA})$  avec :

$A_u$  : Section d'armature calculée en flexion simple à l'aide de logiciel EXPERT

$A_{\min}$  : Condition de non fragilité.

$$A_{\min} = 0.23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$A_{RPA}$  : Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.5.2.1 P63).

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

Poutre principale (section 30×40) :

	$M_t$ (kn.m)	$M_a$ (kn.m)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$	$A$ (RPA)	$A_t$ adopte	$A_a$ adopte
1-1	30.4	116.5	2.00	8.5	1.3	6	3HA 14	3HA12file+3HA16ch
2-2	27.4	146.6	1.80	10.00	1.3	6		3HA12 file+3HA16ch
3-3	27.5	148.10	1.80	10.20	1.3	6		3HA12 file+3HA16ch
4-4	42.9	148.9	2.90	10.30	1.3	6		3HA12 file+3HA16ch
5-5	43.6	140.2	3.00	10.50	1.3	6		3HA12 file+3HA16ch
6-6	27.8	109.2	1.90	7.9	1.3	6		3HA12 file+3HA16ch
7-7	43.3	131.1	2.90	9.7	1.3	6		3HA12 file+3HA16ch
8-8	32.6	97	2.20	6.9	1.3	6		3HA12 file+3HA16ch

Tableau IV-6: ferrillages des poutres Principales.

Poutre secondaire (30×35) :

N°	M <sub>t</sub> (kn.m)	M <sub>a</sub> (kn.m)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub>	A (RPA)	A <sub>t</sub> adopte	A <sub>a</sub> adopte
1-1	7.90	98	1.00	8.2	1.14	5.25	3HA 14	3HA12 file+3HA14ch
2-2	8.60	120.8	1.00	10.4	1.14	5.25		3HA12 file+ 3HA14ch
AA	8.40	131.4	1.00	10.5	1.14	5.25		3HA12 file+ 3HA14ch
4-4	8.90	132.2	1.00	10.6	1.14	5.25		3HA12 file +3HA14ch
5-5	9.00	124.7	1.00	10.8	1.14	5.25		3HA12 file+ 3HA14ch
6-6	8.90	112	1.00	9.5	1.14	5.25		3HA12 file+ 3HA14ch
7-7	9.70	98.9	1.00	8.3	1.14	5.25		3HA12 file+ 3HA14ch
8-8	7.00	72.1	1.00	5.0	1.14	5.25		3HA12 file +3HA14ch

Tableau IV-7 ferrillages des poutres secondaires.

❖ Disposition constructive :

Calcul des armatures transversales

Selon BAEL 91 art 7.2.2

Le diamètre des armateurs d'âme est donné par l'inéquation suivante

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} = 12.86, \frac{b}{10} = 30, \phi = 12 \right\} \Rightarrow \phi_t = 8mm$$

$$\text{L'espacement des cours des cadres : } S_t \leq \left\{ \begin{array}{l} \min \{0.9d, 40cm\} = 40cm \\ \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b} = 33.66cm \end{array} \right\}$$

**Selon RPA :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par  $A_t = 0.003 S.b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$$\text{Min}\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \text{Min}(11.5, 14.4) = 11.5 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale  $S \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S \leq 20, S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{Alors } A_t = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

**1- Vérification à L' ELS :**

- Position de l'axe neutre : ( $A' = 0$ )

$$b.y_1^2 + 30(A + A')y_1 - 30(d.A + d'.A') = 0$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y_1^3 + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2]$$

$$\text{- Vérification des contraintes : } \sigma_{bc} = \frac{M_{Sr}}{I} y_1$$

**2- Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \tau_{\text{lim}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}, \quad \tau_{\text{lim}} = \min\left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

**3- Contrainte d'adhérence :**

La liaison entre une armature et le béton est mesuré par la contrainte d'adhérence  $\tau_s$

$$\text{défini par la formule : } \tau_s = \frac{V_u}{0.9d \sum u}$$

D'où : u périmètre d'une barre ou d'un paquet de barre.

La contrainte d'adhérence ultime est donnée par la formule suivante :  $\tau_{su} = \psi_s \cdot f_{t28}$

Avec :

$\psi_s$  : Coefficient de scellement donné par C.B.A 93, cas des armatures à haute résistance

$$\psi_s = 1.5 \Rightarrow \tau_{us} = 3.15 \text{ MPa}.$$

**4- Vérification de flèche : (CBA 93)**

$$f_{\text{limite}} = \frac{L}{500} \quad \text{Pour } L \leq 5 \text{ m}.$$

$$f_{\text{limite}} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{10^3} \quad \text{Pour } L > 5 \text{ m}$$

Poutres (30×40) cm<sup>2</sup>:

N	$M_{Tser}$ (kn.m)	$M_{a ser}$ (kn.m)	$V_u$ (kn)	$V_s$ (kn)	$\sigma_{bc t}$ (MPa)	$\sigma_{bc a}$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_s$ (MPa)	$f$ mm	$f_{lim}$ mm
1-1	31.2	62	77.8	56.9	5.94	11.81	0.07	0.052	0.001	9.5
2-2	27.7	58	69.8	51	5.28	11.05	0.064	0.047	0.001	9.5
3-3	27.8	60.8	60	43.8	5.30	11.58	0.055	0.04	0.001	9.5
4-4	43.8	83.1	45.5	33.4	8.34	15.84	0.042	0.03	0.001	9.5
5-5	44	84	34.7	25.5	4.86	16.01	0.032	0.024	0.001	9.5
6-6	28.1	66.7	25.4	18.5	5.35	12.71	0.023	0.017	0.001	9.5
7-7	44	85.5	11.1	8.2	8.38	16.29	0.01	0.008	0.001	9.5
8-8	34.2	63.5	37.6	27.3	6.51	12.10	0.034	0.025	0.001	9.5

Tableau IV-8 -Vérification des poutres principales.

Poutre(30×35) cm<sup>2</sup> :

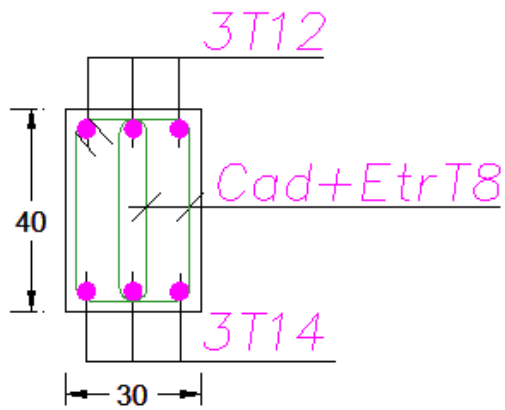
N	$M_{Tser}$ (kn.m)	$M_{a ser}$ (kn.m)	$V_u$ (kn)	$V_s$ (kn)	$\sigma_{bc t}$ (MPa)	$\sigma_{bc a}$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_s$ (MPa)	$f$ mm	$f_{lim}$ mm
1-1	17.9	28.7	34.7	25.4	3.004	4.81	0.029	0.021	0.001	8.6
2-2	15.8	39.1	30.3	22.2	2.65	6.56	0.025	0.02	0.001	8.6
3-3	23.2	38.5	25.5	18.7	3.89	6.46	0.021	0.016	0.001	8.6
4-4	28.6	38.9	20.9	15.3	4.8	6.52	0.017	0.013	0.001	8.6
5-5	32.5	39.1	16.5	12.1	5.46	6.56	0.014	0.01	0.001	8.6
6-6	35.1	39.3	11.3	8.2	5.89	6.59	0.009	0.007	0.001	8.6
7-7	37.3	40.4	5.6	4.1	6.26	6.78	0.005	0.003	0.001	8.6
8-8	33	31.5	36.1	26.3	5.54	5.28	0.003	0.002	0.001	8.6

Tableau IV-9 -Vérification des poutres secondaires.

## 5-Schéma de ferrailage :

## POUTRE PRINCIPALE 30X40

## En Travée



## En Appuis

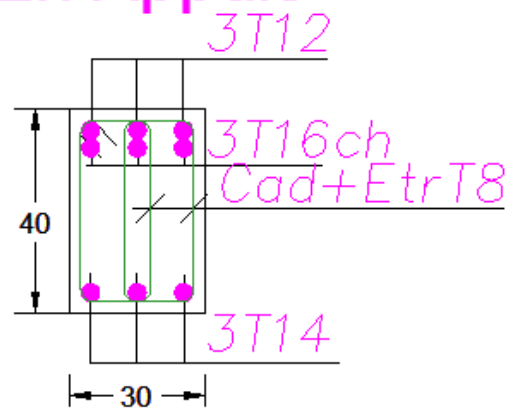
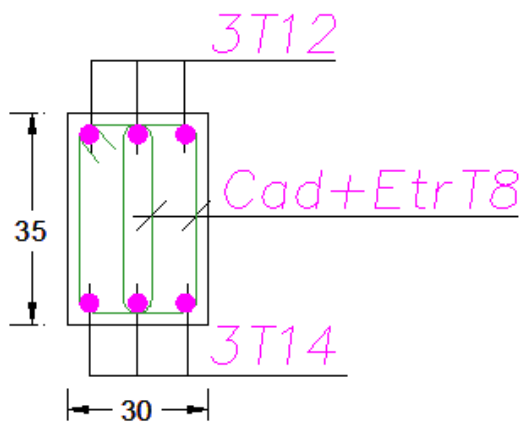


Figure IV-2-Schéma de ferrailage de la poutre principale.

## POUTRE SECONDAIRE 30X35

## En Travée



## En Appuis

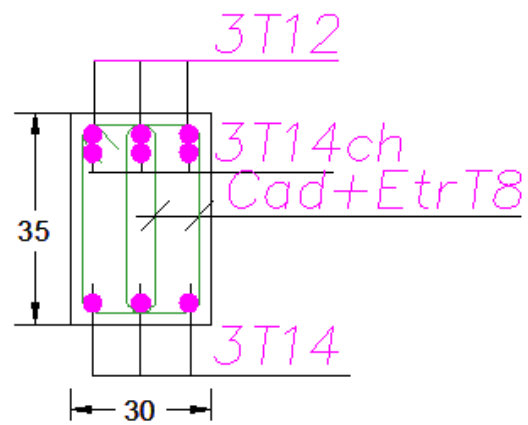


Figure IV-3-Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

**IV-5-2- Ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant en tête et la base dans les sens transversaux et longitudinaux, des efforts normaux, des efforts tranchants.

Ils seront donc calculés en flexion composée, la fissuration étant comme peu préjudiciable.

La section d'armature obtenue par :  $A = \max(A_u, A_{\min}, A_{RPA})$  avec :

$A_u$  : Section d'armature calculée en flexion composée à l'aide de logiciel **EXPERT**.

**Condition de non fragilité :**

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée on doit vérifier la

condition suivant :  $A_{\min} = 0.23b.d \frac{f_{c28}}{f_e}$

**Condition de l'RPA 99 Art 7.4.2:**

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets ;
- ✓ Leur pourcentage minimale sera de : 0.8% en zone IIa ;
- ✓ Leur pourcentage maximale sera de :
  - 3% en zone courante ;
  - 6% en zone de recouvrement ;
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm ;
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\phi$  en zone IIa ;

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm

**c) Calcul le ferrailage des poteaux :**

Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>max</sub> (kN.m)	N (KN)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>réel</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>40×40</b>	114.6	292.7	4.5	1.3	11.2	4HA14 + 4HA16	14.19

**Tableau IV-10- ferrailage des poteaux.**

## ❖ Calcul des armatures transversales :

Selon BAEL 91 :

Le diamètre des armatures transversales au moins égale à  $\frac{1}{3}\Phi_l$ Leur espacement est au plus égale à :  $(15\Phi_l, a+10cm, 40cm)$ 

Selon RPA 99 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\text{Avec : } \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h f_e}$$

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à 2.5 si l'élancement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.4}{0.4} = 5.95 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.4} = 5.35 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$S_t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suite :

## • Dans la zone nodale :

$$\left\{ \begin{array}{ll} S_t \leq \min(10\Phi, 15cm) & \text{en zone I et IIa} \\ S_t \leq 10cm & \text{en zone IIb et III} \end{array} \right\} \Rightarrow S_t = 10cm$$

## • Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2} = 22.5cm, \frac{h}{2} = 22.5cm, 10\Phi_l = 14cm\right) \begin{array}{l} \text{en zone I et IIa} \\ \text{en zone IIb et III} \end{array} \Rightarrow S_t = 14cm$$

Où  $\Phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On à :

$V_{\max} = 44.01 \text{ kn}$  Soit :

$$A_t = \frac{2.5 \times 44.01 \times 0.15}{0.4 \times 400} \times 10 = 1.031 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales  $A_t/S_t.b$  en % donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 3 \quad 0.8\%$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5$$

$$\frac{A_t}{S_t \times b} = 0.18 \% \Rightarrow A_t = 2.1 \text{ cm}^2.$$

#### ❖ Calcul de la longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de :

- ✓ 40  $\Phi$  en zone I et IIa.
- ✓ 50  $\Phi$  en zone IIb et III.

Pour  $\Phi = 20\text{mm} \Rightarrow l_r = 0.8\text{m}$ .

#### d- Diverses vérifications :

##### ✚ Vérification à L'E.L.S " $\sigma_{bc}; \sigma_s$ " :

- Contrainte maximale de compression de béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
- Contrainte maximale de traction des aciers :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

La vérification est faite à l'aide de logiciel EXPERT

##### ✚ Vérification des contraintes :

- Contrainte admissible de béton comprimé  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$
- Contrainte admissible d'acier tendu  $\bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$
- Contrainte tangentielle admissible  $\bar{\tau} = \min\{ 0.13 f_{c28} ; 5\text{MPa} \} = 3.33\text{MPa}$

##### ✚ Justification vis-à-vis de sollicitation tangente(ELU) :

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente  $\tau_u$  prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} [\text{MPa}]$$

Avec :

- $V_u$  : effort tranchant à l'état limite ultime [N] ;

- $b_0$  : longueur de l'âme [mm] ;

- $d$  : hauteur utile de la poutre [mm] ;

La contrainte  $\overline{\tau}_u$  doit être en plus égale à la plus pas des deux valeurs :  $\left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 5 \text{ MPa} \right\}$

Elément	Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kn)	M <sub>ser</sub> (kn.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
<b>Poteau</b>	40×40	90.1	62.3	7.06	15	<b>OK</b>

Tableau. IV-11-: vérification à l'ELS

❖ **Vérification de flambement :**

On doit vérifier que les poteaux ayant un élancement  $\lambda < 70$  ,

D'où :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$L_f$  : étant la longueur de flambement :  $L_f = 0,7 L_0$ .

$i$  : rayant de giration de la section, calculé dans le plan de flambement  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : moment quadratique de la section dans le plan de flambement.

$B$  : l'aire de section.

POTEAU	$L(m)$	$L_f(m)$	$i$	$\lambda$	$\lambda < 70$
<b>40×40</b>	3.4	2.38	0.110	21.63	<b>OK</b>
<b>40×40</b>	3.06	2.14	0.110	19.47	<b>OK</b>

Tableau IV-12- Vérification de flambement des poteaux.

Schéma de ferrailage :

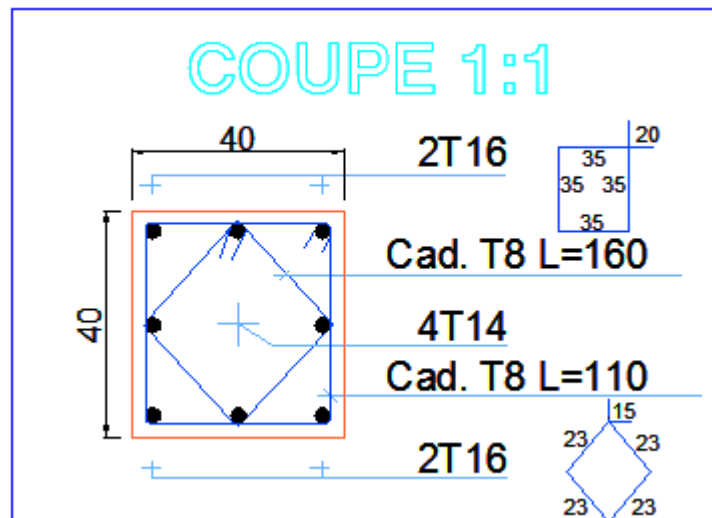


Figure IV-4-schéma de ferrailage des poteaux.

#### IV-5-3- Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

On devra disposer les ferrillages suivants :

- \* Des aciers verticaux.
- \* Des aciers horizontaux.

**N.B** : le calcul se fait pour l'élément le plus sollicité.

$A_u$  : Section d'armature en flexion composée,, à laide de logiciel **EXPERT**

$A_{RPA}$  : Section d'armature minimale du **RPA (Version 2003 ) (ART7.4.1P59)**

$$A_{RPA} = 0.0015 \times b \times h$$

La section totale d'armature verticale de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochet.

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section de voile 0,15%.
- En zone courante 0,10%.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- ✓ 40 Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20 Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

SENS X-X :

L=1.5m

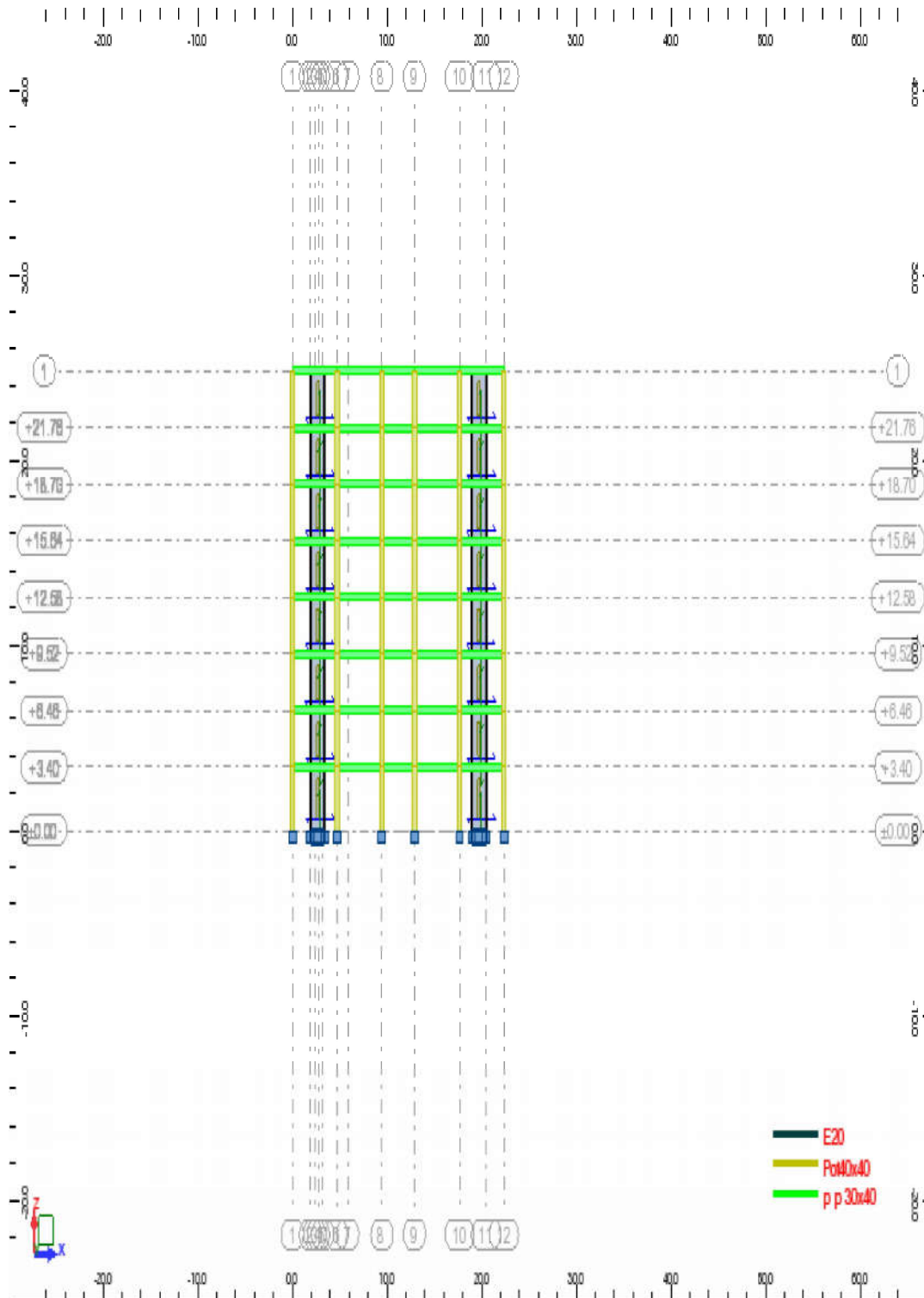


Figure IV-5-Schéma de voiles x-x.

L=1.3m

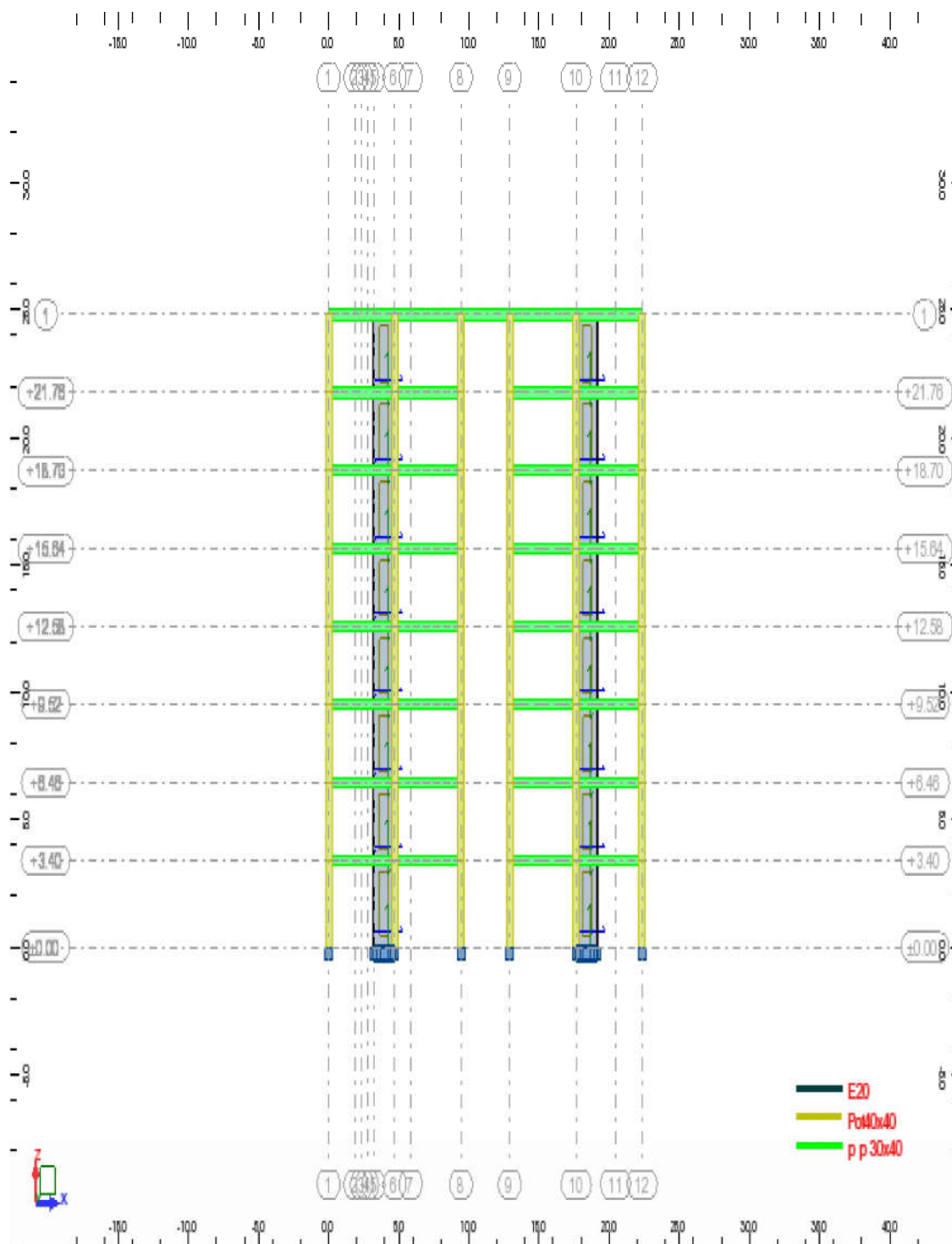


Figure IV-6-Schéma de voiles x-x.

Sens Y-Y :

L=1.2

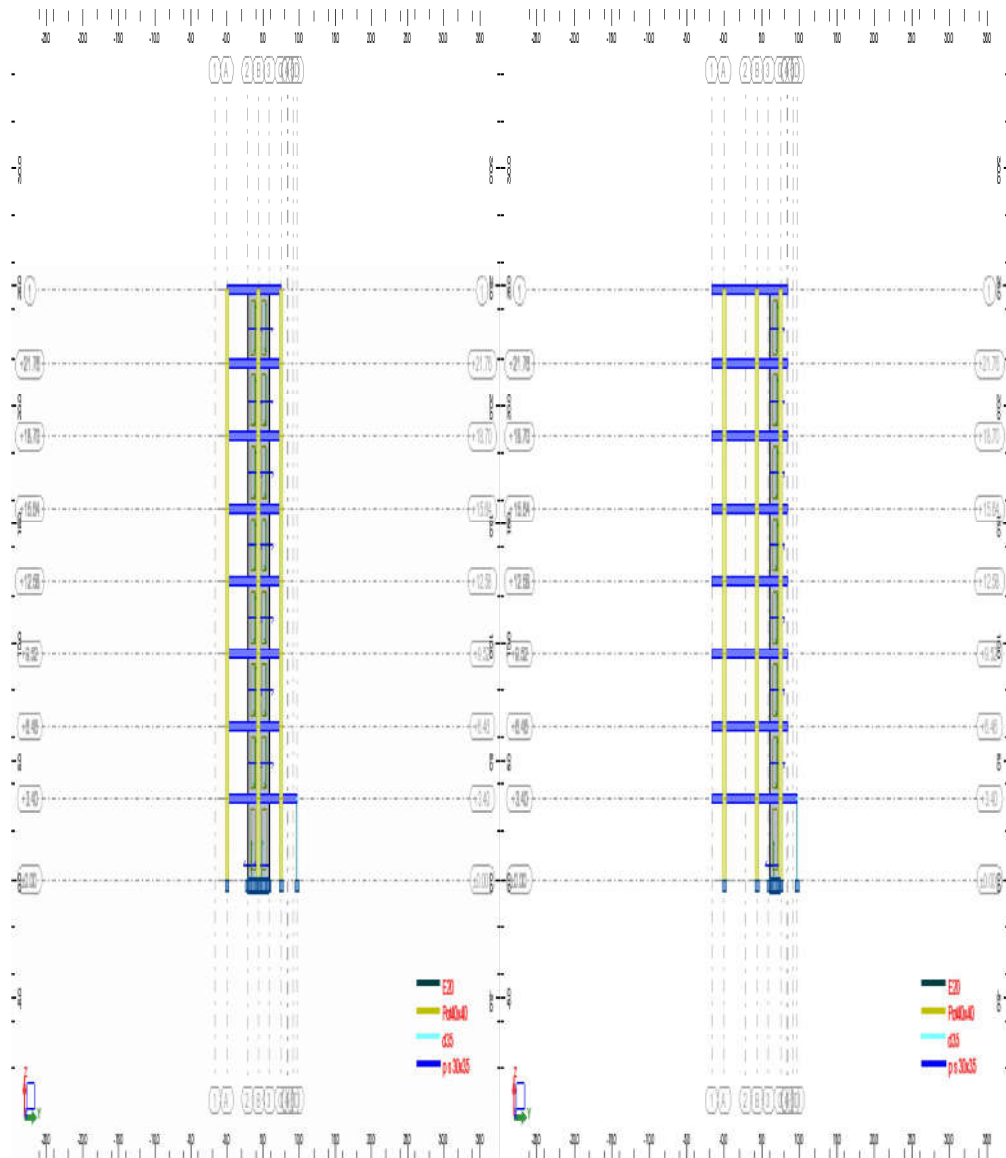


Figure IV-7-Schéma de voiles y-y.

a) Ferrailage longitudinales des voiles:

Voile X-X :

- Les voile de largeur= 1.5m

Niveau	M (KN.m)	N (KN)	A <sub>calcul</sub>	A <sub>cnf</sub>	A <sub>RPA</sub>	A <sub>adopté</sub>
1-2	35.57	353.19	6.8	3.26	4.5	10HA12
3-4-5	24.29	102.87	6.8	3.26	4.5	10HA12
6-7-8	5.07	12.42	6.8	3.26	4.5	10HA12

Tableau IV-13- Ferrailage longitudinale de voile de largeur =1.5m.

- Les voile de largeur= 1.30m

Niveau	M (KN.m)	N (KN)	A <sub>calcul</sub>	A <sub>cnf</sub>	A <sub>RPA</sub>	A <sub>adopté</sub>
1-2	2855.4	520.1	5.81	3.26	3.9	10HA12
3-4-5	1692.7	383.4	3.33	3.26	3.9	10HA12
6-7-8	507.4	238.3	0.8	3.26	3.9	10HA12

Tableau IV-14- Ferrailage longitudinale de voile de largeur =1.3m.

Voile Y-Y:

Les voile de largeur= 1.2 m

Niveau	M (KN.m)	N (KN)	A <sub>calcul</sub>	A <sub>cnf</sub>	A <sub>RPA</sub>	A <sub>adopté</sub>
1-2	3095.9	841	6.7	2.6	3.6	8HA12
3-4-5	2444.5	732.4	6.7	2.6	3.6	8HA12
6-7-8	889.3	406.3	6.7	2.6	3.6	8HA12

Tableau IV-15- Ferrailage longitudinale de voile de largeur =1.3m.

❖ Vérification de contrainte de cisaillement :

Vérification au cisaillement :

Selon RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.7.2 P57), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28}$$

$\tau_b$  Avec est la contrainte de cisaillement dans le béton

$$\text{Où : } \tau_b = \frac{\overline{V}}{b.d} \quad \text{avec ; } \overline{V} = 1.4 V_{u\text{calcul}}$$

$b_0$  : l'épaisseur de voile ;

$d$  : hauteur utile égale  $0.9h$  ;

$h$  : hauteur totale de la section brute ;

SENS X-X :

Largeur(m)	H(m)	V <sub>u</sub> (kn)	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
1.5	3.06	353.19	0.18	5	OK
	3.4	102.87	0.09		
1.3	3.06	2585.4	1.55		
	3.4	1692.7	1.01		

Tableau IV-16- Vérification au cisaillement de voile sens X-X.

SENS Y-Y :

Largeur(m)	H(m)	V <sub>u</sub> (kn)	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
1.2	3.06	3095.9	2	5	OK
	3.4	2444.5	1.58	5	OK

Tableau-17- Vérification au cisaillement de voile sens Y-Y.

**b) Ferrailages horizontales des voiles :**

Selon RPA 99 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section de voile 0,15%.
- En zone courante 0,10%.

$$A_t = 0,0015.b.h = 3\text{cm}^2 \Rightarrow \text{On adapter : } 5\text{HA}10 / \text{ml}$$

L'espace est égale à:  $S_t=20\text{cm}$ .

**Distribution constructive :**

Selon RPA 99 :

- L'espace des armatures horizontales et verticales doit être inférieure à la plus petite des deux valeurs suivantes :

En zone nodal  $S \leq 1,5 a = 30 \text{ cm}$

En zone courant  $S \leq 30 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

**Longueur de recouvrement :**

Selon RPA 99 :

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- ✓  $40 \varnothing = 48 \text{ cm}$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓  $20 \varnothing = 24 \text{ cm}$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Schéma de ferrailage des voiles :

Sens X-X :

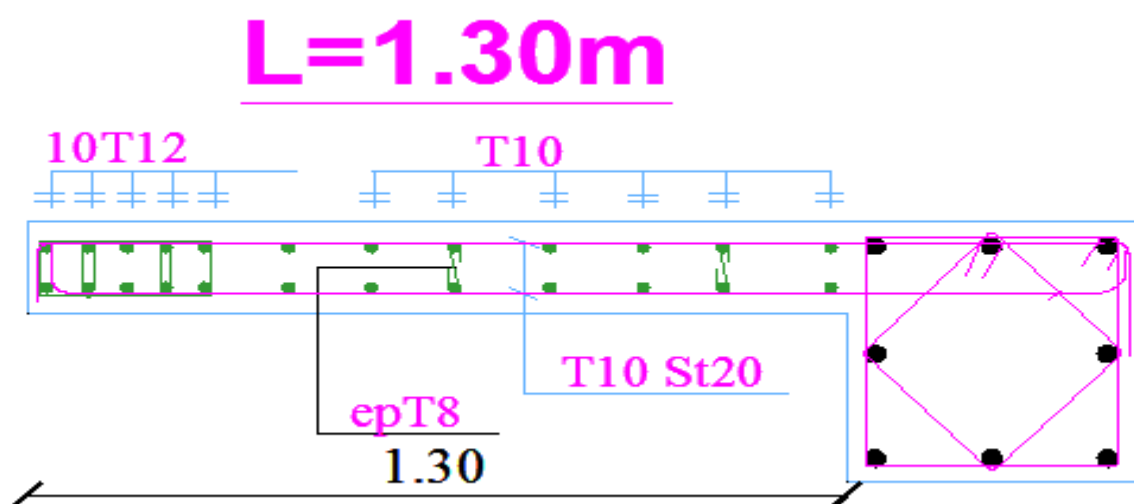
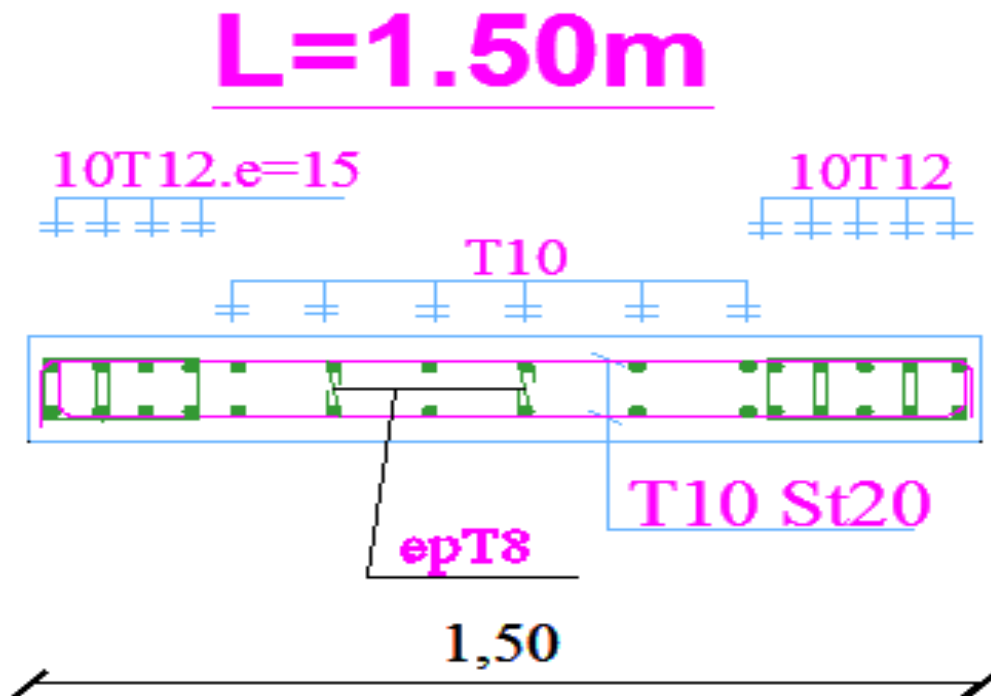


Figure IV-8-Schéma de ferrailage des voiles sans x-x

SENSY-Y :

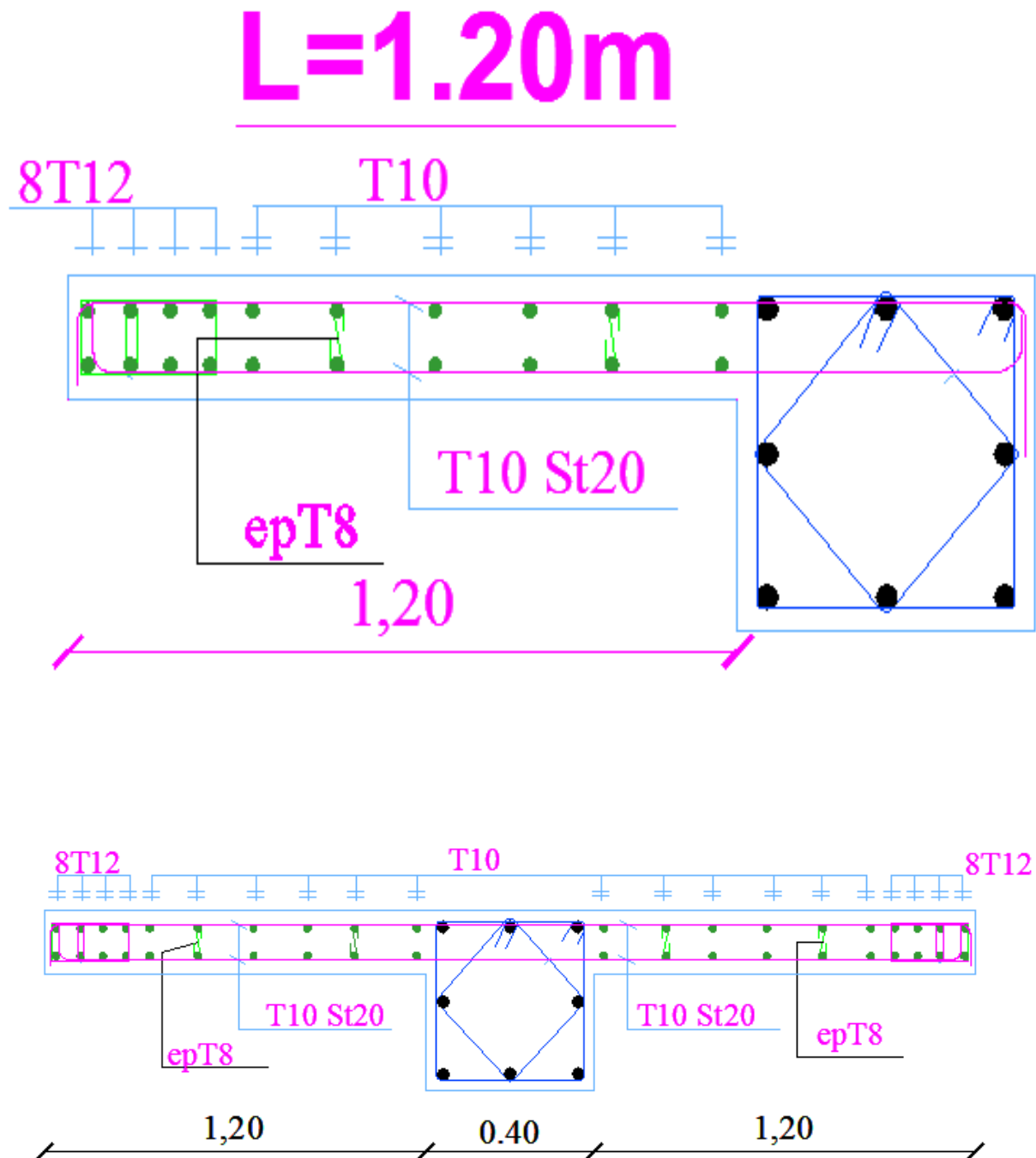


Figure IV-9-Schéma de ferrailage des voiles sans x-x