



II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par les lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base.

- Les planchers
- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles.

II.2 Pré dimensionnement des poutres:

II.2.1 Poutres principales:

➤ Selon le BAEL91 ; CBA93:

$L_{max} = 5.50m$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.4h \\ \frac{h}{b} < 3 \end{array} \right. \Rightarrow \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} L: \text{longueur de la poutre entre axe.} \\ h_t : \text{hauteur totale de la poutre .} \\ d: \text{hauteur utile de la poutre} = 90\%h_t . \\ b: \text{largeur de la poutre .} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \\ 0.3(45) \leq b \leq 0.4(45) \\ \frac{45}{35} < 3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 45cm \\ b = 35cm \\ 1.28 < 3 \end{array} \right.$$

➤ Selon le R.P.A99/V2003:

$$\left\{ \begin{array}{l} h > 30 \\ b > 20 \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 45 > 30 \dots\dots\dots CV \\ b = 35 > 20 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1.28 < 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(35x45)cm²**



II.2.2 Les poutres secondaires :

➤ Selon BAEL91 /99

$$L_{max} = 4.30m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.4h \\ \frac{h}{b} < 3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \\ 0.3(35) \leq b \leq 0.4(35) \\ \frac{35}{30} < 3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 35cm \\ b = 30cm \\ 1.16 < 3 \end{array} \right.$$

➤ Selon le RPA:

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \\ b > 20 \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 35 > 30 \dots\dots\dots CV \\ b = 30 > 20 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30x35)cm²**

II.3.Pré dimensionnement des planchers :

Un plancher est la partie horizontale d'une construction par la quelle est transmise les différents charges aux poutres et par la suite aux poteaux dont leurs épaisseurs sont faibles par rapport à leurs dimensions en plan. Dans notre cas on a deux types de planchers : à corps creux et en dalle pleine.

II.3.1.Dalle pleine :

L'épaisseur des dalles pleines dépend le plus souvent des conditions de sécurité, d'isolation et de résistance.

- **Condition de sécurité contre l'incendie:**
 - ◆ e = 7 cm pour une heure de coupe-feu.
 - ◆ e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu.

• **Condition d'isolation acoustique:**

L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à **15 cm**

• **Résistance à la flexion**

- Dalles reposant sur deux côtés : **$L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.**
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : **$L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.**

L_x : est la petite portée du panneau le plus défavorable

Dans notre cas la dalle reposant sur trois cotés a une portée égale à : **$L_x = 4.23 m$**



Ceci engendre donc $390 / 50 \leq e \leq 390 / 40 \Rightarrow 8.46\text{cm} \leq e \leq 10.5\text{cm} \Rightarrow e = 9 \text{ cm}$

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$e \geq \text{Max}(11\text{cm}, 15\text{cm}, 9\text{cm})$, alors on adopte l'épaisseur de la dalle pleine : **$e = 15 \text{ cm}$**

II.3.2 Planchers à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t > \frac{L}{22,5}$$

Avec : L : la portée maximale de poutrelle entre nus d'appuis.

ht : hauteur totale du plancher.

$$L = 4.3 \text{ m} \Rightarrow \frac{h_t}{323} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{430}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 19.11 \text{ cm}$$

$$h_t = 20\text{cm} \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{ corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$$

II.4. Evaluation des charges et des surcharges :

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.4.1.Charge permanente :

▪Plancher terrasse inaccessible :

- Protection en gravillons roulé (5cm) : = **1kN/m²**
- Étanchéité multicouche (2cm) = **0,12kN/m²**
- Forme de pente en béton léger (10cm) = **2,20 kN/m²**
- Isolation thermique en polystyrène (4cm) = **0,16kN/m²**
- Plancher à corps creux +dalle de compression (16+4) cm = **2,80 kN/m²**
- Enduit en plâtre (2m) = **0,20kN/m²**

G_t=6,48 kN/m²

Q = 1,00 kN/m²

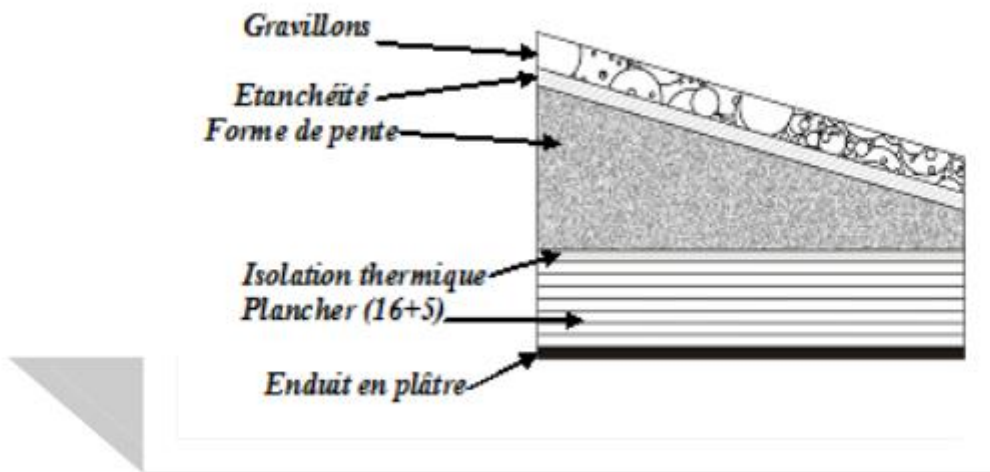


Figure II.1: Plancher type terrasse

▪ **Plancher étage courant :**

- Revêtement en carrelage (2cm).....=**0,40** kN/m²
- Mortier de pose (2cm)..... =**0,44**kN/m²
- Sable fin pour mortier (2cm).....=**0,36**kN/m²
- Plancher à corps creux (16+4) cm.....=**2,80**kN/m²
- Cloison en briques creuses (10 cm).....=**0,90**kN/m²
- Enduit en plâtre (2cm)..... =**0,20**kN/m²

G_{ec}=5,10 kN/m²

Q = 1.50 kN/m²

▪ **Murs extérieurs :**

- Enduit extérieur en ciment (1,5cm)..... =**0,27**kN/m²
- Brique creuses (15cm)..... =**1,30**kN/m²
- Brique creuses (10cm)..... =**0,90**kN/m²
- Enduit intérieur en plâtre (1,5cm)..... =**0,15**kN/m²

G_{me}=2,62 kN/m²

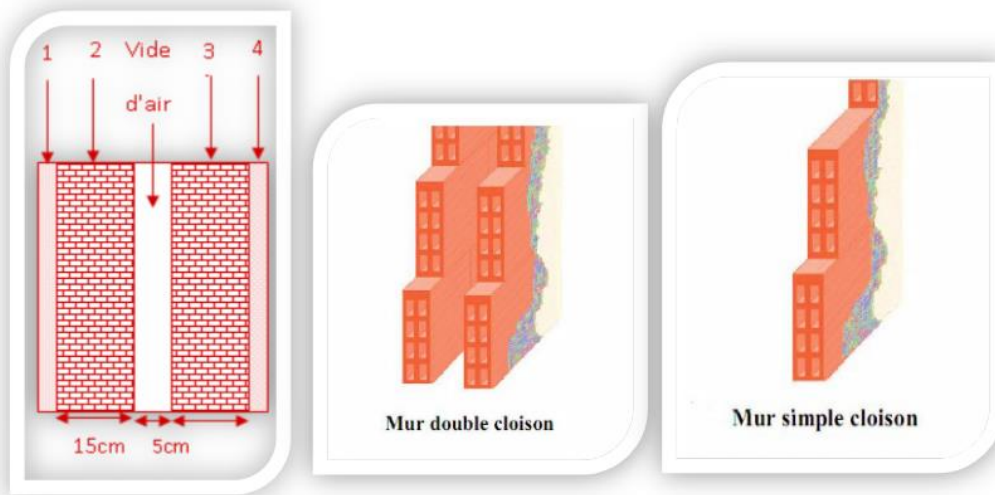


Figure II.2 : Mure de façade

▪ **Murs intérieur:**

1- enduit en plâtre (1,5cm)	0.15kN/m²
2- brique creuse (10cm)	0.90kN/m²
3- enduit en plâtre (1,5cm).....	0.15kN/m²

$G_{mi}=1.20 \text{ kN/m}^2$

Avec une ouverture de 20% :

$G_{ec}= 0,8 \times 2,62 \times 3 = \mathbf{6.288kN}$

$G_{RDC}= 0,8 \times 2,62 \times 3 = \mathbf{6.288kN/m}^2$

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

II.5.1. Principe :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau qui reprend la surface du plancher la plus importante. On utilise un calcul basé sur la descente de charges tout en appliquant la loi de dégression des charges d’exploitation.

II.5.2. Surface reprise par poteau :

Soit S_{af} La surface supportée par poteau :

$S_{af} = (4/2 + 4/2) (5.50/2 + 4/2) = \mathbf{19m}^2$

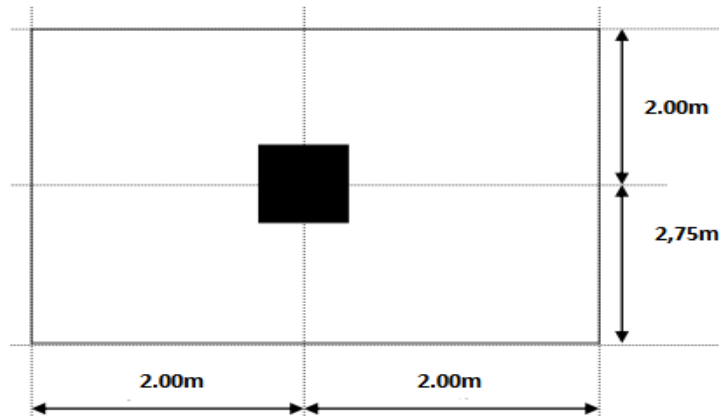


Figure II.3 Surface supportant la charge revenant au poteau le plus sollicité.

II.5.3 Effort normal ultime à chaque niveau.

II.5.3.1 Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G :

- Plancher terrasse :

- Poids propre du plancher :

$$G_{\text{terrasse}} \times S_{\text{af}} = (6,48 \times 19) = \mathbf{123.12 \text{ kN}}$$

- Poids propre des poutres principales:

$$\gamma_{\text{ba}} \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,35 \times 0,45) \times 5.5 = \mathbf{21.66 \text{ kN}}$$

- Poids propre des poutres secondaires:

$$\gamma_{\text{ba}} \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,35) \times 4.3 = \mathbf{11.29 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{G = 156.06 \text{ kN}}$$

- Plancher étages courants:

- Poids propre du plancher : $G_{\text{étage}} \times S = (5,10 \times 19) = \mathbf{96.9 \text{ kN}}$

- Poids propre des poutres principales:

$$\gamma_{\text{b}} \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,35 \times 0,45) \times 5.5 = \mathbf{21.66 \text{ kN}}$$

- Poids propre des poutres secondaires:

$$\gamma_{\text{b}} \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,35) \times 4.3 = \mathbf{11.29 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{G = 129.55 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{G = 129.55 \times 8 = 1036.4 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{N_G = 1,1 \times (156.06 + 1036.4) = 1,1 \times 1192.46 = 1311.706 \text{ kN}}$$

Selon les règles **BAEL 91 modifié 99** on doit majorer l'effort normal ultime de 10% pour assurer la continuité de l'élément avec le reste de la structure.

**II.5.3.2 Les efforts de compression due aux charges d'exploitations Q:**

- **Loi de dégression :**

Selon DTR BC2-2 puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

$$\text{Ce qui donne : } Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

- { n : Nombre d'étage.
- { Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- { Q₁, Q₂, ..., Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants respectivement de haut vers le bas

Tableau II.1 : Dégression des charges d'exploitations

Niveau des planchers	La loi de dégression [kN/m ²]	La charge Q [kN/m ²]
T	$NQ_0 = 1$	1,00
7	$NQ_1 = Q_0 + Q_1$	2,50
6	$NQ_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
5	$NQ_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
4	$NQ_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
3	$NQ_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
2	$NQ_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
1	$NQ_7 = Q_0 + \frac{7+3}{7 \times 2}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,50
RDC	$NQ_8 = Q_0 + \frac{8+3}{8 \times 2}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	11,7

II.6. Détermination de la section du poteau : Selon le BAEL 91/99

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$



Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression)
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)$.
- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$.
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$.
- B : Surface de la section du béton ($B=a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

II.6.1. Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul les poteaux du RDC, d'où : $h_{RDC} = 300 \text{ cm}$

Donc : $L_f = 0,7 h_{RDC} = 0,7 \times 300 = 210 \text{ cm}$

$N_G = 1311,706 \text{ kN}$

$N_Q = 1,1 Q \times S_{af} = 1,1 \times 11,7 \times 19 = 244,53 \text{ kN}$



$$N_u = 1,1(1,35 N_G + 1,50 N_Q) = 1,1(1,35 \times 1311,706 + 1,50 \times 244,53)$$

$$\Rightarrow N_u = 2351,36 \text{ kN}$$

II.6.1.1. Détermination de (a) :

$$B = b \cdot a$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\left(\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{210}{0,289a} \leq 50 \right) \Rightarrow \left(a \geq \frac{210}{0,289 \cdot 50} = 14,53 \text{ cm} \right)$$

On prend: **a = 45 cm**

$$\lambda = \frac{0,7L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{210}{\sqrt{\frac{45^2}{12}}} = 16,16 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

II.6.1.2. Détermination de (b):

Selon les règles du **B.A.E.L91/99** , l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (45-2) \times (b-2) = 43 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

Selon le « **Le RPA 99 /version 2003** » $A_s = 0,7\% B_r \dots \dots \dots$ Zone II

$$A_s = 0,007(43(b-2)) = 0,301(b-2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 16,16 \leq 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{16,16}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = 0,82$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,82 \left[\frac{43(b-2) \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,387(b-2) \cdot 400}{1,15} \right]$$

$$b \geq 15,26 \text{ cm}$$



Donc, on prend **b = 45cm**

II.6.1.3. Dimensions minimaux requis par le « RPA99 /version 2003 » :

D’après l’article 7.4.1, pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = \text{Min}(45;45) > \frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc, On adopte pour les poteaux du RDC une section carrée(axb)=(**45x45**)cm²

II.7. Pré dimensionnement des voiles:

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismique algériennes (**RPA99/version 2003**).

Leur épaisseur minimale est de **15** cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h_e** et des conditions de rigidité aux extrémités

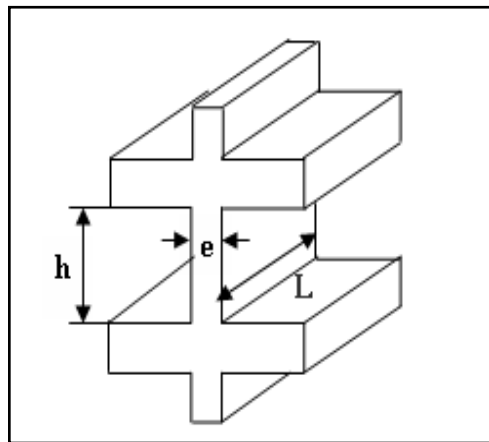


Figure II.4.Coupe de voile en élévation

Les voiles servent, d’une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et / ou vent), et d’autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations.

D’après le « **RPA99 version 2003** » article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition: **L ≥ 4e**. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.



Avec :

L : longueur de voile.
 e : épaisseur du voile.

L'épaisseur doit être déterminée aussi en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

$$e \geq (h_e/25 ; h_e/22).$$

$$h_e = 300 - 45 = 255 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{25} = \frac{255}{25} = 10,2 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{255}{22} = 11,59 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$e \geq (10,2 \text{ cm}; 11,59 \text{ cm}; 15 \text{ cm}).$$

Donc l'épaisseur des voiles de contreventement: **e = 20 cm**

Tableau II.2: récapitulatif des résultats trouvés.

Niveau	Section des poteaux [cm ²] Carré	Section des poutres principales [cm ²]	Section des poutres secondaires [cm ²]	Épaisseur des voiles [cm ²]
RDC	45X45	35X45	30X35	20
01	45X45	35X45	30X35	20
02	45X45	35X45	30X35	20
03	40X40	35X45	30X35	20
04	40X40	35X45	30X35	20
05	40X40	35X45	30X35	20
06	40X40	35X45	30X35	20
07	35X35	35X45	30X35	20