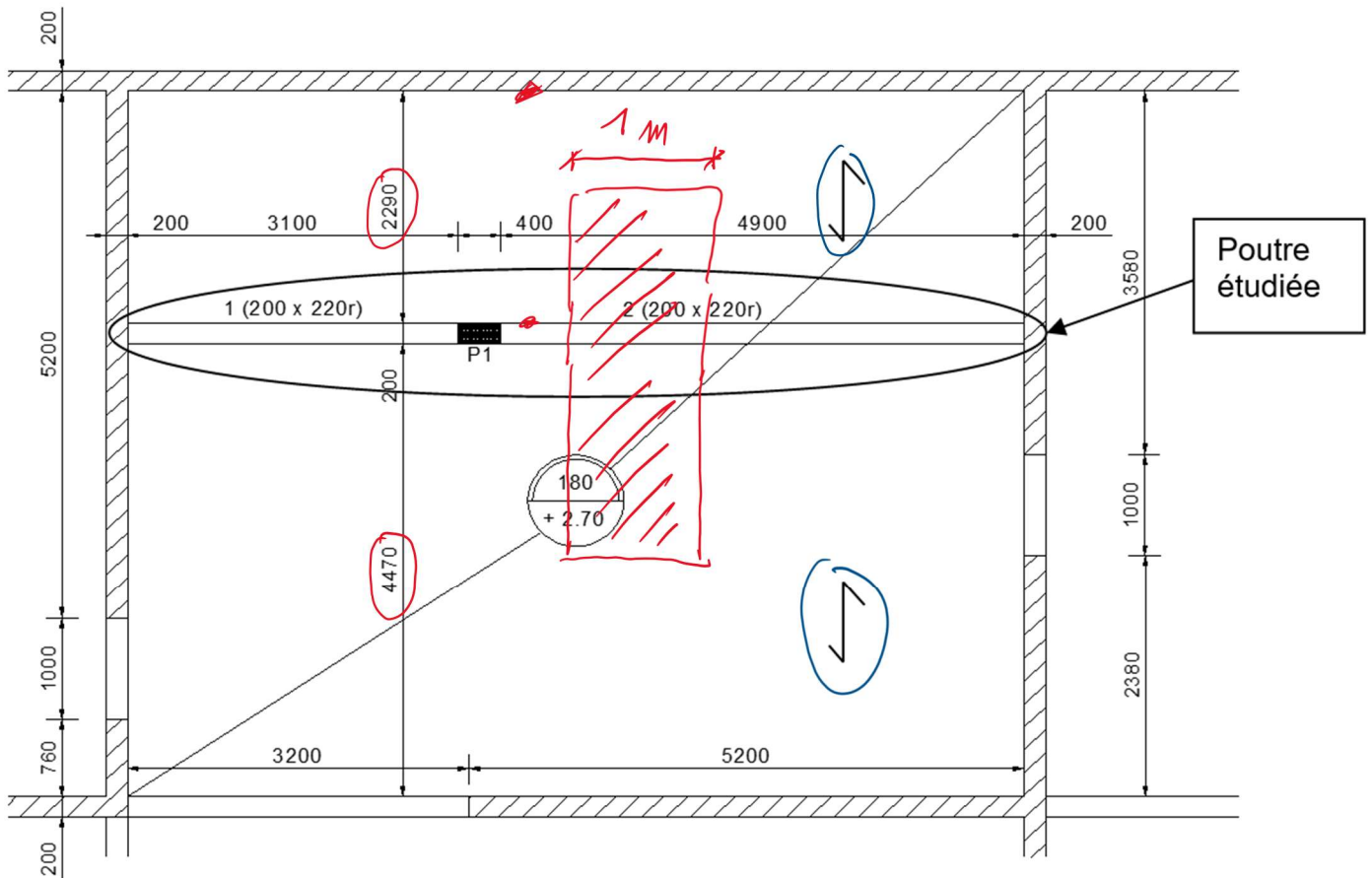


DIMENSIONNEMENT D'UNE POUTRE CONTINUE – BÉTON ARMÉ

Pour cette étude nous allons utiliser le plan suivant :



Première partie de la résolution (7 min 44)

Le lien : <https://youtu.be/wTw38OgWdLs>

LES INFORMATIONS

G : Charges permanentes :

- Poids propre de la poutre
- Poids de la dalle BA
- Revêtement de sol par carrelage grès cérame mince + couche de mortier de 2 cm : $0,5 \text{ kN/m}^2$
- Cloisons de distribution « légères » : $0,38 \text{ kN/m}^2$

Q : Charges d'exploitation :

- Logement : 1.5 kN/m^2

Matériaux :

- Béton : C25/30
- Acier B500
- Aciers transversaux par cadres et épingles HA6



1 – Rechercher la surface d'influence.

Pour 1 m de poutre nous avons :

$$Si = 1 \text{ m} \times \left(\frac{2.290}{2} + 0,2 + \frac{4.47}{2} \right) = 3,58 \text{ m}^2$$

2 – Recherche de G et Q.

Éléments	Longueur m	Largeur m	Hauteur m	Surface m ²	Volume m ³	Poids linéique kn/m	Poids surfacique kN/m ²	Poids volumique kN/m ³	G kN/m	Q kN/m
Poutre	1	0,2	0,22		0,044			25	1,1	
Dalle	3,58	1	0,18		0,6444			25	16,11	
Revêtement	3,58	1		3,58			0,5		1,79	
Cloisons	3,58	1		3,58			0,38		1,36	
Exploitation	3,58	1		3,58			1,5			5,37
TOTAL									20,36	5,37

3 – Recherche de la longueur efficace. (Formulaire P 75/102)

La longueur efficace de la travée n°1 :

$$l_{\text{eff}} = \min\left(\frac{0,2}{2}; \frac{0,22}{2}\right) + 3,1 + \min\left(\frac{0,4}{2}; \frac{0,22}{2}\right) = 0,1 + 3,1 + 0,11 = 3,31 \text{ m}$$

La longueur efficace de la travée n°2 :

$$l_{\text{eff}} = \min\left(\frac{0,4}{2}; \frac{0,22}{2}\right) + 4,9 + \min\left(\frac{0,2}{2}; \frac{0,22}{2}\right) = 0,11 + 4,9 + 0,1 = 5,11 \text{ m}$$

13.8.2.2 Portées utiles (de calcul) des poutres et dalles dans les bâtiments

5.3.2.2

Différents cas sont envisagés :

- éléments isostatiques
- éléments continus
- Appuis considérés comme des encastremens parfaits
- Présence d'un appareil d'appui
- Console

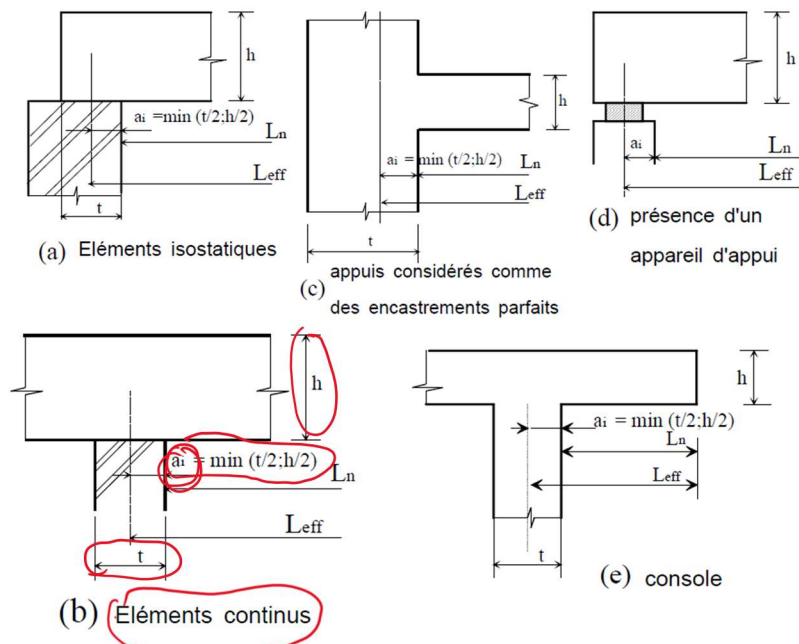
La portée utile l_{eff} d'un élément peut être calculée de

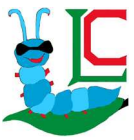
la manière suivante : $l_{\text{eff}} = l_n + a_1 + a_2$ (5.8)

Avec l_n : distance libre entre les nus d'appuis.

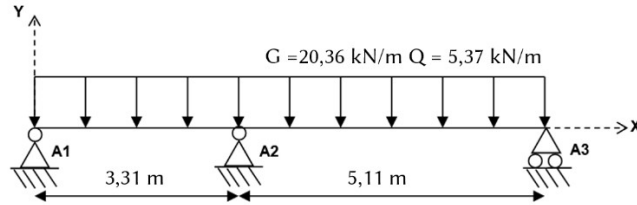
Les valeurs a_1 et a_2 , à chaque extrémité de la portée, peuvent être déterminées à partir des valeurs correspondantes a_i de la figure 5.4.

Figure 5.4. Détermination de la portée de calcul l_{eff} d'après l'expression 2.15, pour différents cas d'appuis.





4 – La modélisation



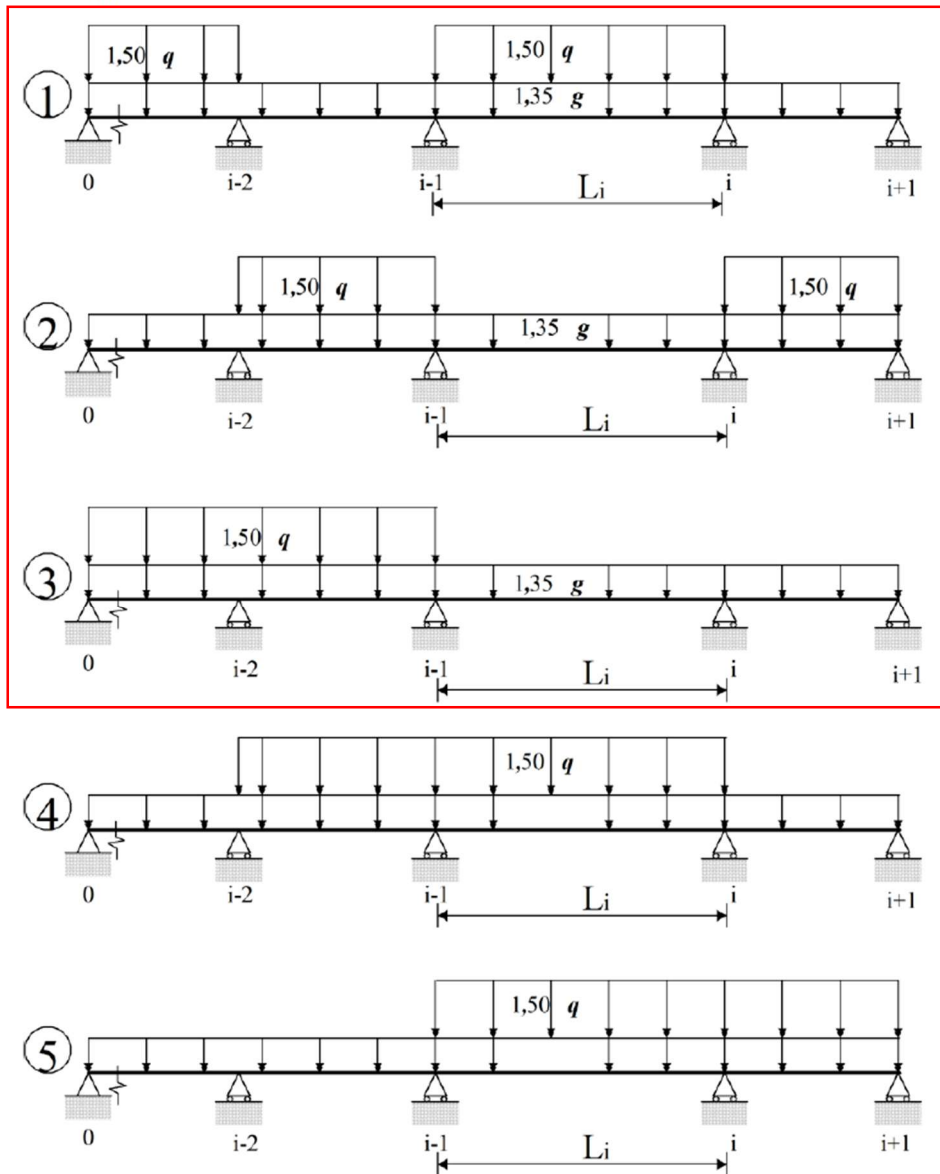
5 – Méthode: calcul mixte à la main aidé de l'outil informatique pour les diagrammes NVM

5.1 – Les cas de charge (Formulaire P 77/102)

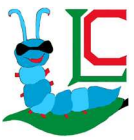
13.8.4 CAS DE CHARGEMENT

5.13

D'après l'article 5.1.3, les cas de chargement à l'E.L.U. à envisager pour l'étude des poutres continues sont : les cas 3, 4, 5 sont des cas de chargement simplifiés permettant d'obtenir les moments et efforts tranchants maximums aux appuis.



Pour 2 travées	les 3 premiers cas de chargement
Pour 3 travées	les 4 premiers cas de chargement
Pour 4 travées	les 5 premiers cas de chargement
.....
Pour n travées	$n+1$ cas de chargement

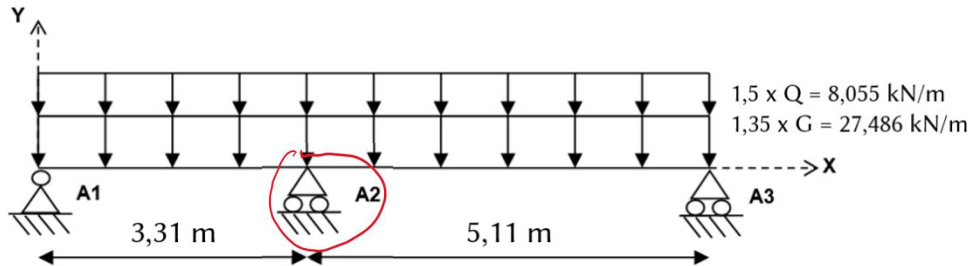


Cas n°1 (9 min 22)

Le lien : <https://youtu.be/wEbhSX1ih2c>

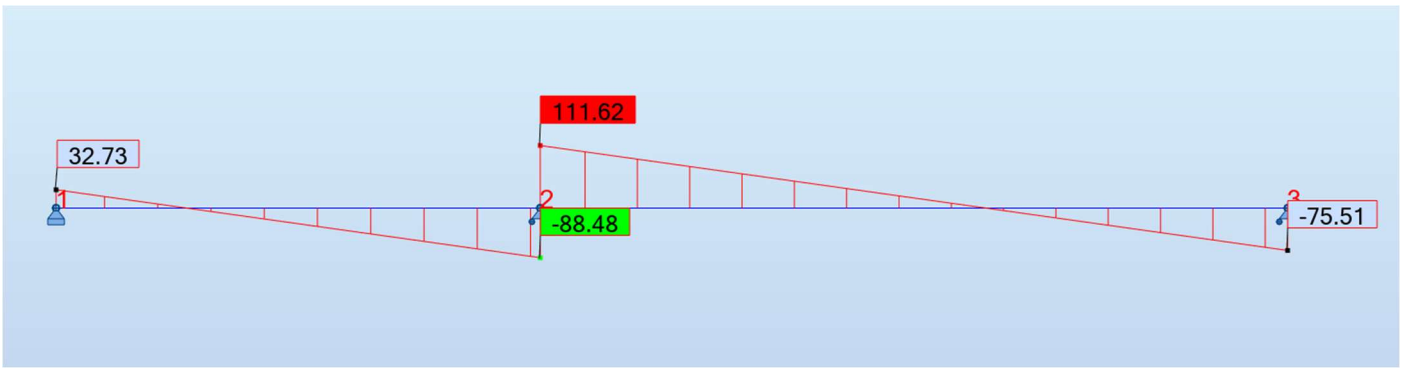
Moment sur appui A2

Effort tranchant sur appui A2

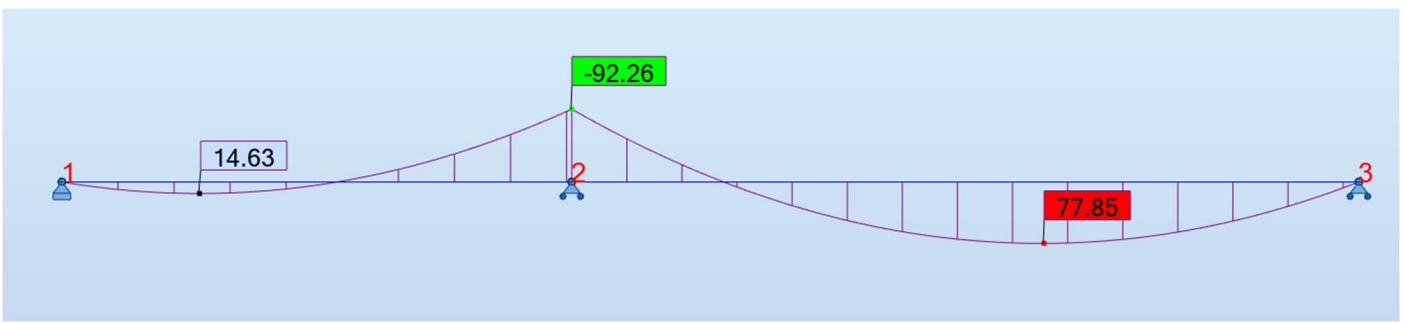


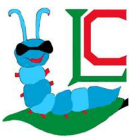
Tracé des diagrammes :

Effort tranchant



Moment fléchissant

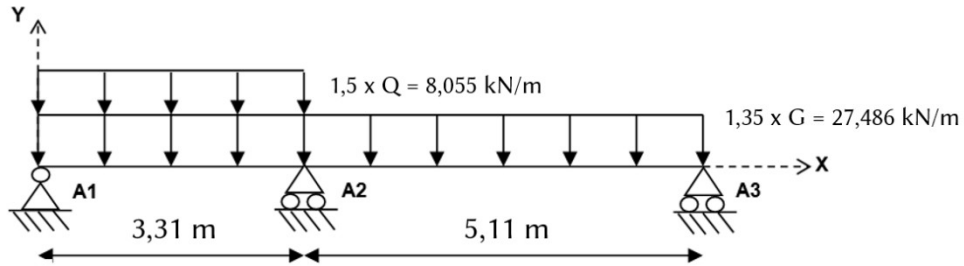




Cas n°2 (5 min 10)

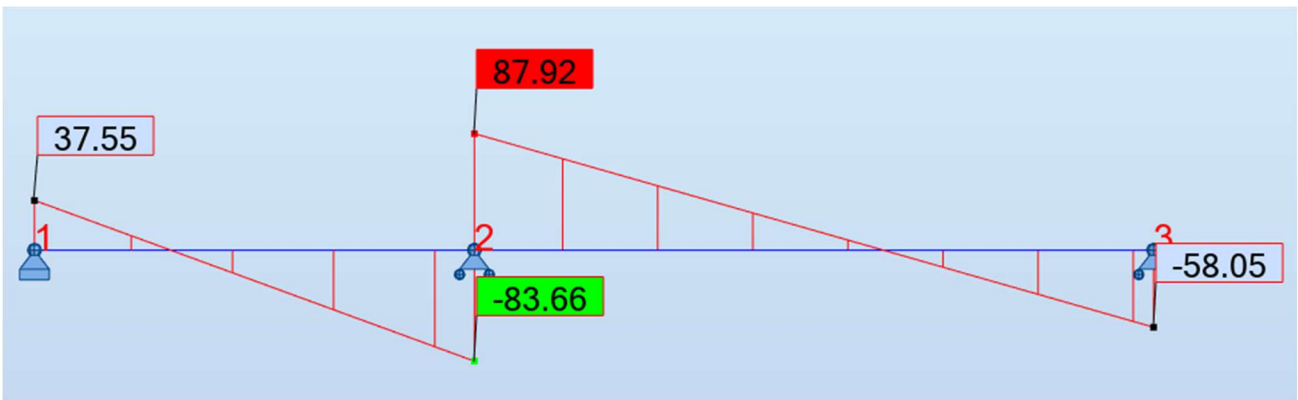
Le lien : <https://youtu.be/q1IYHI3Qq6E>

Moment en travée 1
Effort tranchant sur appui A1

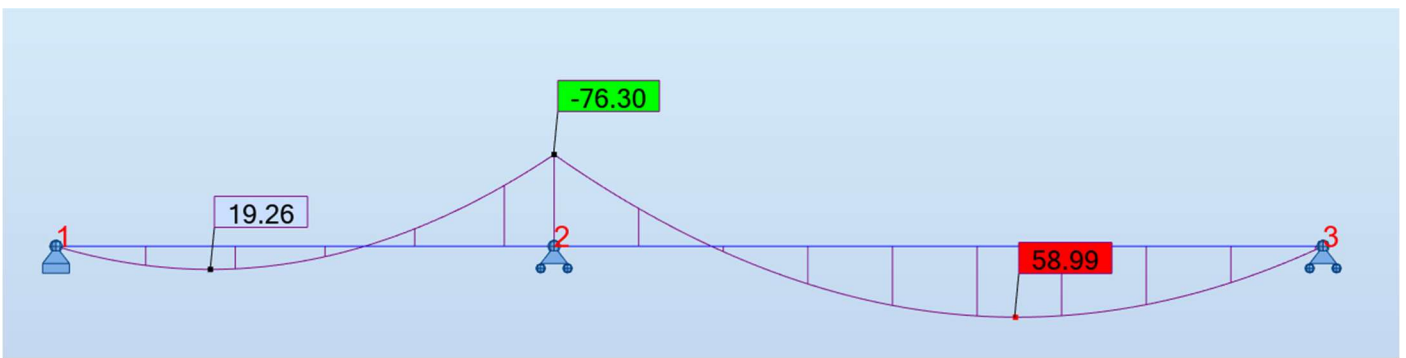


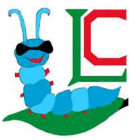
Tracé des diagrammes :

Effort tranchant



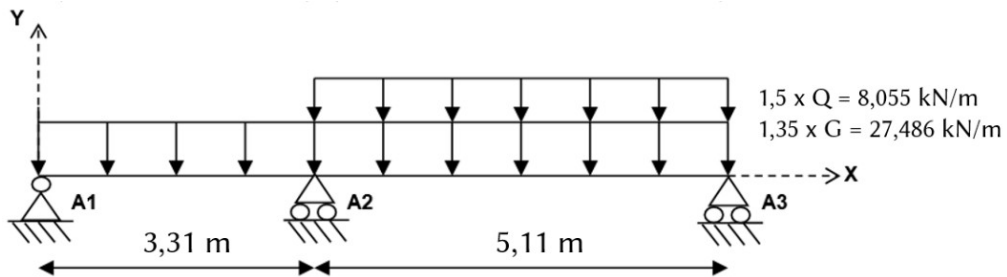
Moment fléchissant





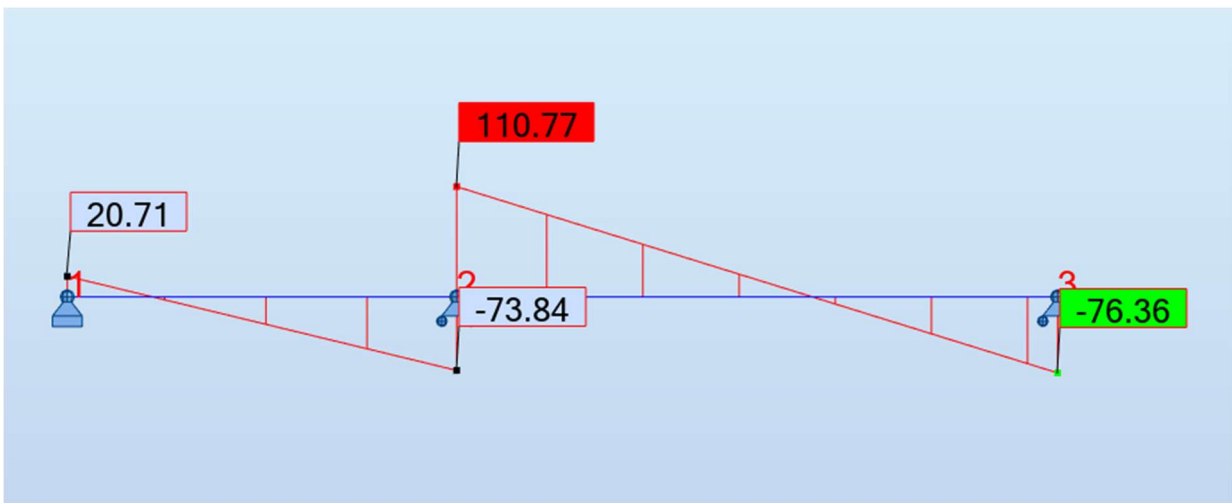
Cas n°3 :

Moment en travée 2
Effort tranchant sur appui A3

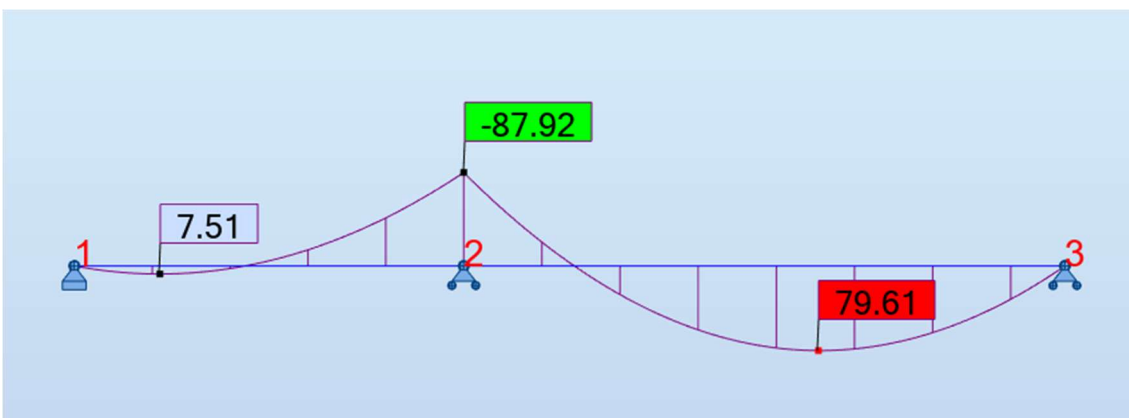


Tracé des diagrammes :

Effort tranchant



Moment fléchissant





En faisant une superposition des différentes courbes d'efforts tranchants et de moments fléchissant (courbes enveloppes) on a :

Le bilan de résultats (3 min 38) :

Le lien : <https://youtu.be/zwOnAQqRmUI>

EFFORT TRANCHANT (kN)	Appui A1	A2	A3
Cas 1	32.73	111.62 -88.48	-75.51
Cas 2	37.55	87.92 -83.66	-58.05
Cas 3	20.71	110.77 -73.84	-76.36

MOMENT FLÉCHISSANT (kN/m)	Travée 1	Appui A2	Travée 2
Cas 1	14.63	-92.26	77.85
Cas 2	19.26	-76.3	58.99
Cas 3	7.51	-87.92	79.61

5.2 – Calcul des sections d'acier

Les armatures principales :

Travée / appui	A1	Travée 1	A2	Travée 2	A3
Moment à reprendre (kN/m)	$0,15 \times 19,26 = 2,889$	19,26	-92,26	79,61	$0,15 \times 79,61 = 11,9415$

Les armatures transversales :

Appui	A1	A2 côté travée 1	A2 côté travée 2	A3
Effort tranchant (kN)	37,55	-88,48	111,62	-76,36

Pour réaliser les calculs et le choix des aciers RDV sur le site :

Les aciers principaux

Le lien : <https://lachenille.fr/courses/rdm-2/lesson/iii-2-2-la-flexion-dune-poutre-moment-flechissant/>

Les aciers transversaux :

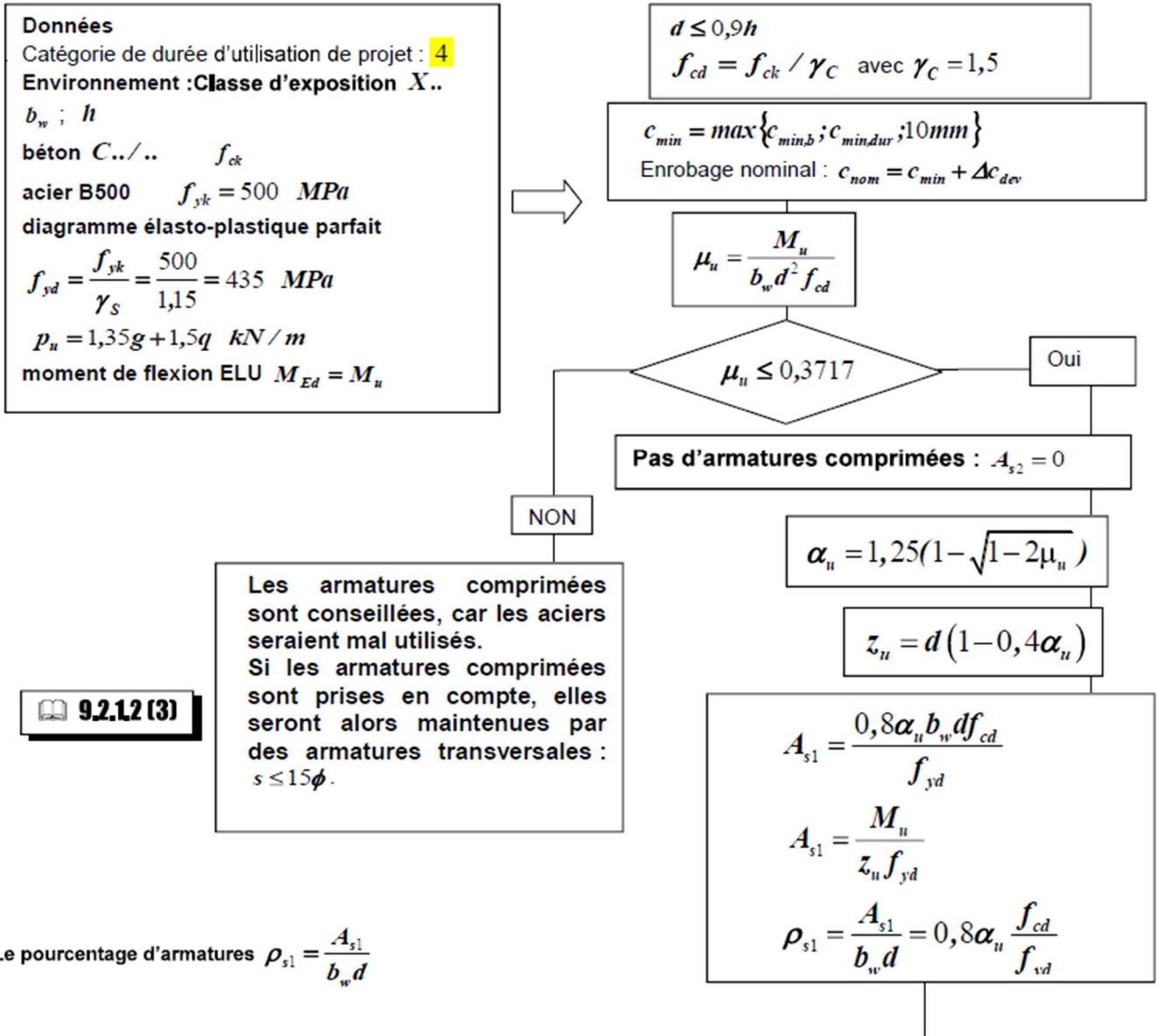
Le lien : <https://lachenille.fr/courses/rdm-2/lesson/iii-2-3-le-cisaillement-dune-poutre-effort-tranchant/>

En annexe vous avez :

- Organigramme de calcul des armatures longitudinales en flexion simple, section rectangulaire ;
- Organigramme simplifié de calcul des armatures d'effort tranchant en flexion simple
- Le tableau des barres d'acier (HA)



13.10 Organigramme de calcul des armatures longitudinales en flexion simple, section rectangulaire :



9.2.12 (3)

Le pourcentage d'armatures $\rho_{s1} = \frac{A_{s1}}{b_w d}$

Sections minimale et maximale d'armatures longitudinales tendues : Clause 9.2.1.1

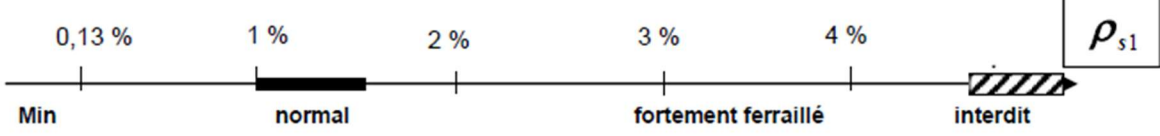
$A_{s1} > A_{s,min} = \max\left[0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t d ; 0,0013 b_t d\right]$ condition de non-fragilité.

$A_{s1} < 0,04 A_c$ avec A_c aire de la section droite de béton

b_t : la valeur moyenne de la largeur tendue, pour une section rectangulaire et une section en T : $b_t = b_w$

Équation alternative du bras de levier $z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = d \frac{(1 + \sqrt{1 - 2\mu_u})}{2}$

Il faut déterminer la hauteur utile réelle $d_{réelle}$, celle-ci doit être supérieure à la valeur forfaitaire considérée.





• **Données :**

Catégorie de durée d'utilisation de projet : **4**
 Environnement : Classe d'exposition $X_{..}$

Béton $C_{..}/..$; f_{ck} (MPa) $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

Enrobage nominal : $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$

$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10mm\}$

d ; z inconnu $\Rightarrow z = 0,9d$

b_w plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue

$v_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}^{(MPa)}}{250} \right]$

Acier B500 $f_{yk} = 500$ MPa

$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435$ MPa

$p_u = 1,35g + 1,5q$ kN/m

Effort tranchant de calcul V_{Ed}

13.11 Organigramme simplifié de calcul des armatures d'effort tranchant en flexion simple :

$$V_{Rd,c} = \sup \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}; v_{min} \right] b_w d \quad \{6.2.\}$$

oui

$$V_{Ed} > V_{Rd,c}$$

non

les armatures d'effort tranchant sont nécessaires

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w z v_1 f_{cd}}{(\tan \theta + \cot \theta)} \quad \{6.9\}$$

On se fixe $\cot \theta = 1$, soit $\theta = 45^\circ$

$$V_{Rd,max} = 0,5 b_w z v_1 f_{cd}$$

vérification de la compression des bielles

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

non

La résistance des bielles est surabondante

oui

L'angle $\theta = 45^\circ$ des bielles ne peut pas être augmenté.
Il faut redimensionner le coffrage.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad \{6.8\}$$

$$\text{On se fixe } \cot \theta = 1 : V_{Ed} \leq \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd}}$$

Choix de la section d'acier A_{sw} ;

$$\text{Calcul des espacements avec : } s \leq \frac{A_{sw} z f_{ywd}}{V_{Ed}}$$

$$s \leq \min \left[\frac{A_{sw} z f_{ywd}}{V_{Ed}} ; \frac{A_{sw}}{b_w \rho_{w,min}} ; s_{l,max} \right]$$

Dispositions constructives
Le taux d'armatures d'effort tranchant est

$$\text{noté : } \rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s}$$

$$\rho_w \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \{9.5N\}$$

$$s \leq s_{l,max}$$

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$s_{l,max}$: Espacement longitudinal maximal entre les cours d'armatures d'effort tranchant

si $h > 250mm$ alors $s_{l,max} = 0,75d$ sinon $s_{l,max} = 0,90d$

$s_{t,max}$: Espacement transversal maximal des brins verticaux dans une série de cadres, étriers ou épingles.

si $h > 250mm$ alors $s_{t,max} = \inf(0,75d, 600mm)$ sinon $s_{t,max} = 0,90d$

$$k = \min \left[1 + \sqrt{\frac{200}{d^{(mm)}}}; 2 \right]; C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}; \text{ Pourcentage } \rho_l \text{ d'acier longitudinal de flexion : } \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

A_{sl} : aire de la section des armatures tendues, prolongée d'une longueur supérieure à $d + l_{bd}$ au-delà de la section considérée. (l_{bd} étant la longueur d'ancrage de calcul)

$$v_{min} = \frac{0,34}{\gamma_c} f_{ck}^{1/2} \quad \text{pour les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale sous le cas de charge considéré.}$$

$$v_{min} = \frac{0,053}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad \text{poutres et dalles autres que celles ci-dessus}$$



Diamètre mm	Poids kg/m	Périmètre cm	Section pour N barres en cm ²									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,154	1,57	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,222	1,88	0,283	0,565	0,848	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	2,51	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	3,14	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	3,77	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,208	4,40	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	1,578	5,03	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	6,28	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,853	7,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	10,05	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,865	12,57	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

5.3 - Mes résultats (8 min 01)

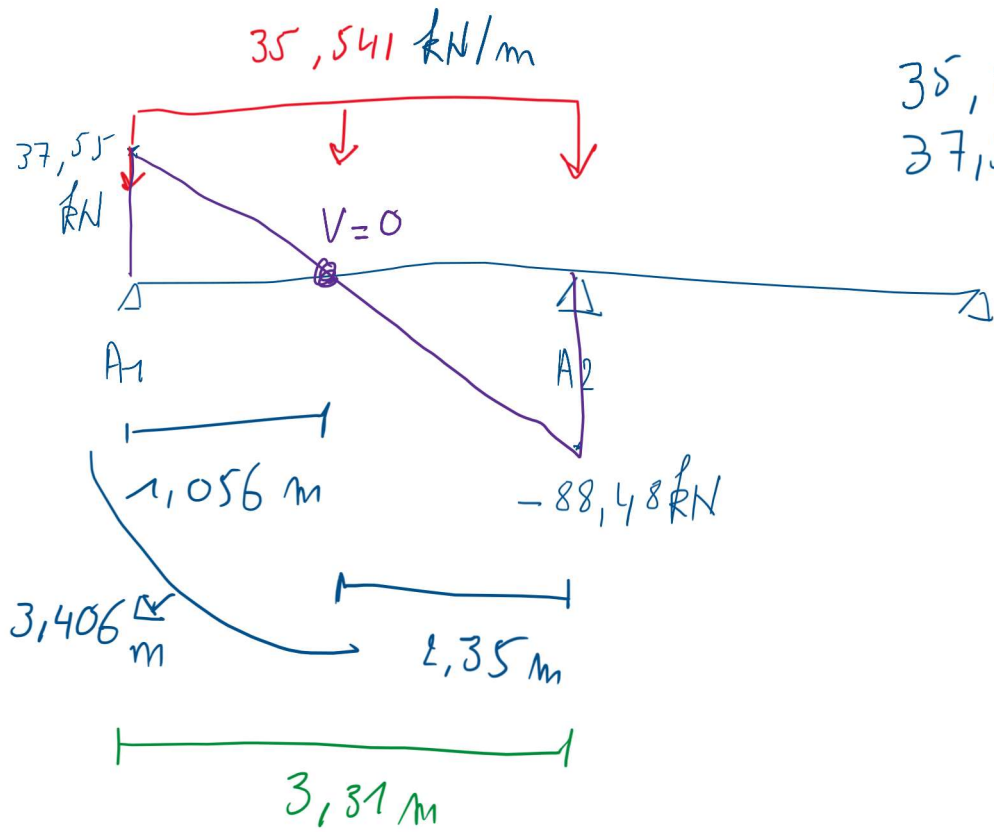
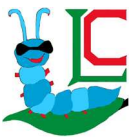
Le lien : <https://youtu.be/lyOuNC2KHNA>

Les armatures principales :

Travée / appui	A1	Travée 1	A2	Travée 2	A3
Moment à reprendre (kN/m)	$0,15 \times 19,26 = 2,889$	19,26	-92,26	79,61	$0,15 \times 79,61 = 11,9415$
Section d'acier Asl (cm ²)	0,32	2,39	12,57	11,10	1,4
Choix des aciers	3 HA 8 1,51 cm ²	3 HA 12 3,39	3 HA 25 14,73	3 HA 25 14,73	3 HA 8 1,51

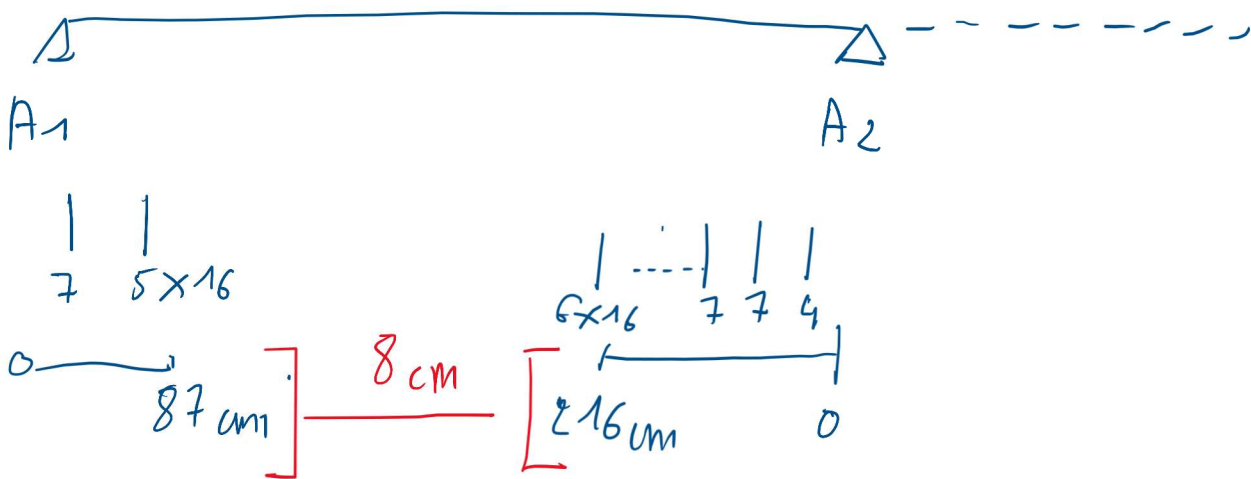
Les armatures transversales :

Appui	A1	A2 côté travée 1	A2 côté travée 2	A3
Effort tranchant (kN)	37,55	-88,48	111,62	-76,36
Asw	3 HA 6 (0,848 cm ²) -> 1 cadre + 1 épingle			
× Sl,max	17,82 cm			
× St0	7	4	3	4
× St1	17	7	6	9
× St,max	17,82 cm			
× Distance	1,056 m	2,35 m	3,14 m	2,14 m
Série de Caquot	7 - 16 (x5)	16 (x6) - 13 (x2) - 11 (x2) - 10 (x2) - 9 (x2) - 8 (x2) - 7 (x2) - 4	3 - 6 (x3) - 7 (x3) - 8 (x3) - 9 (x3) - 10 (x3) - 11 (x3) - 13 (x3) - 16 (x7) - 17	16 (x6) - 13 (x2) - 11 (x2) - 10 (x2) - 9 (x2) - 8 (x2) - 4



$35,541 \text{ kN} \rightarrow 1 \text{ m}$
 $37,55 \text{ kN} \rightarrow x \text{ m}$

$$\frac{37,55 \times 1}{35,541} = 1,056 \text{ m}$$





13.16 Espacement des cadres par la méthode forfaitaire de « CAQUOT »

Après avoir déterminé l'espacement du premier cadre, cette méthode permet de déterminer rapidement l'espacement des cours suivants, elle n'est valable que dans ces conditions :

- les charges sont uniformément réparties,
- l'angle des bielles doit être de 45° .

Méthode :

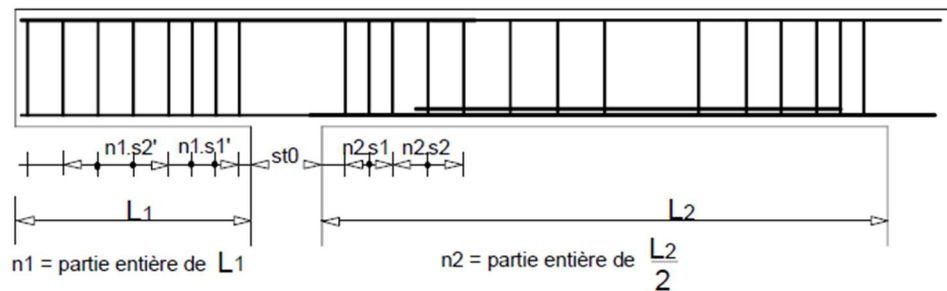
1^{er}) on calcule l'espacement du premier cadre s_t ,

2^{ième}) le premier cadre est placé à $s_{t0} = s_t / 2$

3^{ième}) l'espacement des cours suivants est la première valeur inférieure à « s » dans la série de CAQUOT : 7 ; 8 ; 9 ; 10 ; 11 ; 13 ; 16 ; 20 ; 25 ; 35

Dans le cas d'une poutre, on répète cette valeur autant de fois qu'il y a de mètre dans la demi-portée.

Dans le cas d'une console, on répète cette valeur autant de fois qu'il y a de mètre dans la console.



6.1 – Méthode 2 : réalisation des plans EXE (ferraillage ou armature) avec le logiciel Robot (20 min 55)

Le lien : <https://youtu.be/liqXgzpz8eA>

6.2 - Imprimer la note de calcul du logiciel Robot. (2 min 18)

Le lien : <https://youtu.be/NL3xXsPwxk4>