

Brevet de technicien supérieur Bâtiment

Session 2005

Epreuve U4 : ETUDE DES CONSTRUCTIONS

Sous - Epreuve : U. 41

ÉLABORATION D'UNE NOTE DE CALCUL DE STRUCTURES

Durée : 4 h

Coefficient : 2

Documents du sujet

Page 1 : Données générales du projet

Page 2 : Travail demandé

Page 3 : Plans architecte des logements de fonction : Rez-de-chaussée et 1^{er} Etage

Page 4 : Plans de coffrage des planchers haut RDC et 1^{er} Etage

Page 5 : Façade élévation Nord et Coupes du bâtiment

Page 6 : Panneaux de treillis soudé – Aciers en barre – Intégrales de Mohr

Barème

<i>Etude N°1</i>	6 Points
<i>Etude N°2</i>	8 Points
<i>Etude N°3</i>	6 Points

Les études sont indépendantes

Document autorisé

Réglementation : Eurocodes et Calculatrice

DONNEES GENERALES DU PROJET

Présentation de l'opération

L'objet de l'étude porte sur la construction d'un collège composé d'un ensemble de bâtiments tels : une salle de sport, des salles d'enseignement, d'une demi-pension et des logements de fonction.

L'étude proposée porte sur les logements de fonction.

Il s'agit d'un **bâtiment R+1**.

Ce bâtiment est décomposé en trois logements sur deux niveaux.

Le niveau 21,97 est constitué d'une toiture terrasse inaccessible, voir *Pages 3/6 et 5/6*.

En revanche, certaines zones de l'étage sont des toitures terrasses accessibles, voir *Page 3/6*.

Descriptif sommaire du gros œuvre

Fondations : superficielles par semelles filantes

Porteurs verticaux :

- Voiles intérieurs et pignons en béton armé de 20 cm
- Murs périphériques (sauf pignons) en blocs de béton creux de 20 cm

Porteurs horizontaux :

- Dalle en béton armé coulée en place de 20 cm
- Poutre en béton armé avec reprise de bétonnage traitée
- Escalier préfabriqué en usine

Données générales

Bâtiment de catégorie **A**, la toiture-terrasse inaccessible de catégorie **H**.

Classe structurale **S4**

- béton : Classe de résistance **C25 / 30** $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- environnement Classe d'exposition **XC1** pour les éléments b.a. étudiés.
- armatures HA : **B500** Classe **B** $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Tant que $\mu_u \leq 0,37$ les armatures comprimées sont inutiles et l'ELU est considéré comme l'état le plus défavorable, le dimensionnement des armatures s'effectue alors à l'ELU.

Charges permanentes à prendre en compte :

- Poids volumique du béton armé : **25 kN/m³**
- Mur en blocs de béton creux de 20 cm (BBM) : **2,8 kN/m²**
- Cloisons fixes, Chape et Revêtement de sol (tout le rez-de-chaussée et tout l'étage) : **1,4 kN/m²**
- Toiture terrasse inaccessible : forme de pente - étanchéité - protection : **1,8 kN/m²**
- Toiture terrasse accessible : forme de pente - étanchéité - dalle sur plots : **2,2 kN/m²**
- Acrotère en périphérie de la toiture terrasse inaccessible : **1,1 kN/m**
- On néglige les ouvertures dans les murs en BBM (murs pleins)

Charges d'exploitation à prendre en compte : q_k

- Plancher courant : **1,5 kN/m²**
- Toiture terrasse inaccessible : **0,8 kN/m²**
- Toiture terrasse accessible : **1,5 kN/m²**

TRAVAIL DEMANDE

Étude N°1 : Plancher haut du 1^{er} Etage

L'étude porte sur une partie du plancher comprise entre les files ⑧ à ⑩ pour les dalles repérées **i et j** du plancher haut de l'étage (Page 4/6).

1.1 – Déterminer aux ELU les charges appliquées (en kN/m²) sur le plancher haut du 1^{er} étage.

1.2 – Détermination des moments de flexion dans les panneaux i et j.

On donne un document qui permet de calculer les moments isostatiques dans les dalles dont le rapport $\rho > 0,5$, ainsi qu'une méthode pour la redistribution des moments sur les appuis de continuité.

On donne $p_u = 11$ kN/m²,

1.2.1 - A partir de l'**annexe** du sujet, calculer, pour les panneaux **i et j** supposés articulés sur leur contour, les moments de flexion dans les 2 directions.

1.2.2 – A partir l'**annexe**, calculer, en prenant en compte la continuité des panneaux, la valeur des moments de flexion dans les 2 directions en travée pour les 2 panneaux **i et j**.

1.3 – On donne pour la dalle **j** : $M_{tx} = 20$ m.kN, $M_{ty} = 5,4$ m.kN

Calculer les armatures nécessaires pour la dalle **j**, vérifier la condition de non-fragilité : **article 9.3** et choisir le treillis soudé nécessaire (Page 6/6).

1.4 – On donne pour la dalle **j** : $V_u = 30$ kN/m ; à partir de l'**article 6.2.2**; déterminer si des armatures transversales sont nécessaires dans la dalle. . (armatures treillis soudés : ST 30)

1.5 – Pour la dalle **j**, A l'aide de l'**article 7.4.2**, vérifier s'il est indispensable de faire un calcul de la flèche Conclure. (armatures treillis soudés : ST 30)

Étude N°2 : Poutre continue 7-8-9 du plancher haut du rez-de-chaussée

Les surfaces d'influence équivalentes de plancher à prendre en compte pour le calcul de cette poutre sont données sur les plans de coffrage des planchers hauts du rez-de-chaussée et de l'étage (Page 4/6) . Les charges de base sont celles données à la Page 1/6.

2.1 – Représenter sur un schéma à main levée, la coupe verticale **AA** entre les niveaux 18,50 et 22,50 limitée aux zones d'influence de la poutre **7**. Effectuer l'inventaire des actions à considérer pour l'étude de la poutre **7**.

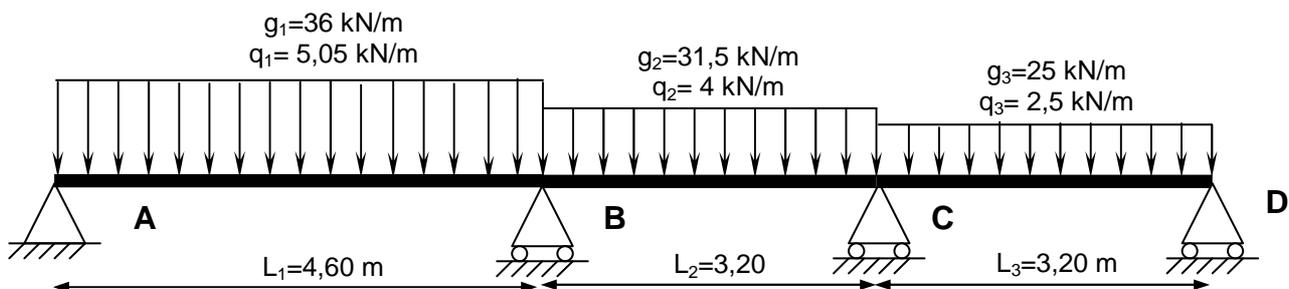
2.2 – Calculer les charges uniformément réparties, à l'ELU, pour la poutre **7**.

Remarques :

- Présenter les calculs niveau par niveau,
- Documents à consulter : Pages 1/6, 3/6, 4/6, 5/6.

Page 1/6

Pour la suite, on donne le schéma mécanique suivant :



2.3 – Définir le cas de charge aux ELU permettant le calcul du moment maximum dans la travée N°1,

2.4 – Justifier que le moment fléchissant sur l'appui B : $|M_u^B| = 105$ m.kN.

On pourra utiliser le théorème des 3 moments rappelé en annexe.

2.5 – Déterminer le moment maximum de la travée N°1.

2.6 – On donne le moment fléchissant sur l'appui B : $|M_u^B| = 105 \text{ m.kN}$.

Calculer la section d'aciers longitudinaux à l'appui B, choisir les barres HA (*Page 6/6*) et représenter le schéma de la section droite.

2.7 – La valeur de l'effort tranchant au voisinage de l'appui B dans la travée N°1 est : $V_u = 155 \text{ kN}$.

Vérifier **les articles 6.2.2, 6.2.3 et 9.2.2**, choisir les armatures transversales, calculer le premier espacement (distance entre deux nappes consécutives).

Armatures longitudinales sur appui : 2HA 20

Étude N°3 : Poutre de rive métallique

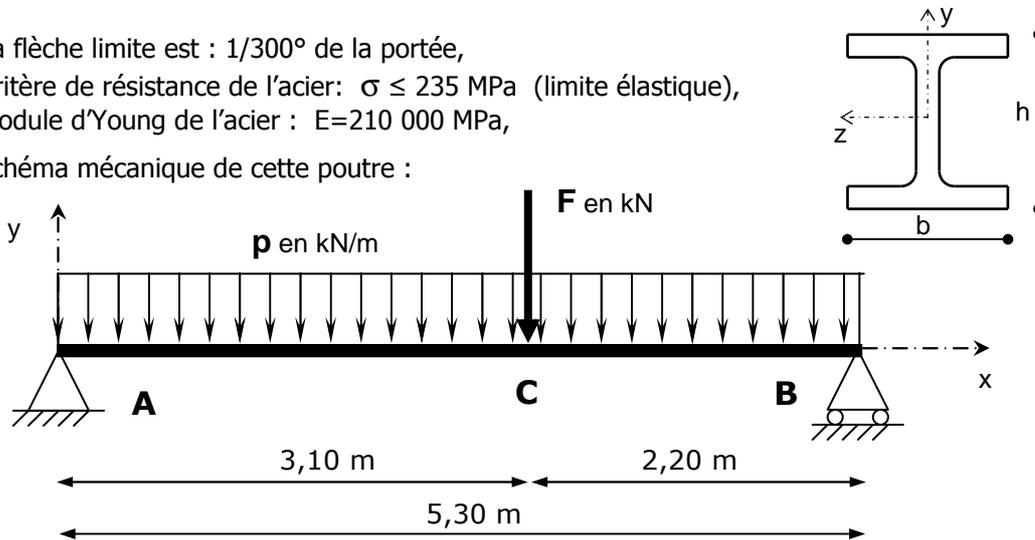
L'étude concerne l'option de mise en place d'une poutre métallique à l'entrée principale des logements de fonction (voir *Page 4/6 et Page 5/6*).

Données

- Le choix architectural est une poutre IPE 300 de caractéristiques géométriques :

Profil	h en mm	b en mm	I _{Gz} en cm ⁴	I _{Gz} /v _y en cm ³	W _{pl} en cm ³
IPE 300	300	150	8356	557	628

- La flèche limite est : 1/300° de la portée,
- Critère de résistance de l'acier: $\sigma \leq 235 \text{ MPa}$ (limite élastique),
- Module d'Young de l'acier : $E = 210\,000 \text{ MPa}$,
- Schéma mécanique de cette poutre :



3.1 – La pondération des charges conduit aux valeurs : $p = 27 \text{ kN/m}$ et $F = 21 \text{ kN}$.
Tracer les diagrammes $V_y(x)$ et $M_z(x)$. Préciser les valeurs particulières.

3.2 – Vérification du critère de résistance vis-à-vis de la contrainte normale avec $M = 120 \text{ m.kN}$

3.2.1 – selon le règlement CM66, vérifier que la contrainte normale $\sigma \leq$ limite élastique.

3.2.2 – pour prendre en compte l'évolution de la réglementation, on envisage aussi une vérification selon l'Eurocode 3.

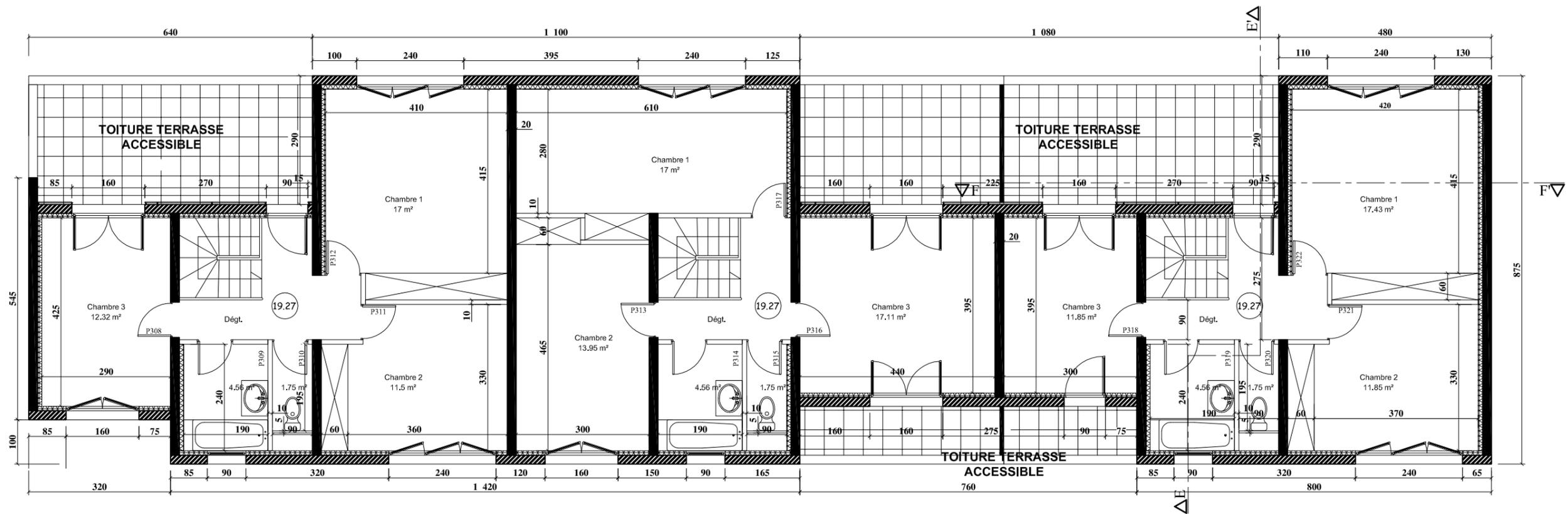
Pour ce profilé, vérifier le critère de résistance suivant :
$$M \leq \frac{W_{pl} \times f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

- ✓ $\gamma_{M0} = 1$: coefficient partiel de sécurité,
- ✓ f_{yk} : limite élastique,
- ✓ W_{pl} : module de flexion (ou de résistance) plastique de la section.

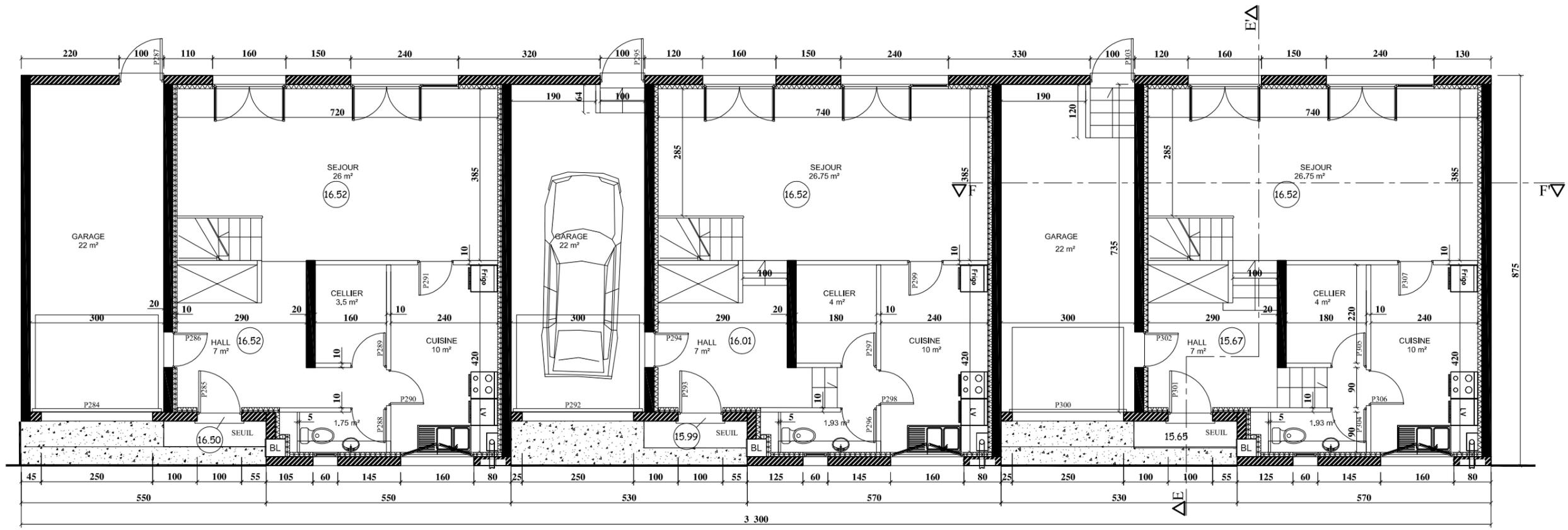
3.3 – Vérification du critère de flèche en $x = 3,10 \text{ m}$ (Point C) :

- charges à prendre en compte : $p = 20 \text{ kN/m}$ et $F = 15 \text{ kN}$,
- voir *page 6/6* pour l'utilisation du théorème de la charge unité (et les intégrales de Mohr),
- on néglige les effets de l'effort normal et de l'effort tranchant,
- la flèche en C est voisine de la flèche maximale.

Le profilé métallique est-il correctement dimensionné vis-à-vis du critère de flèche ?

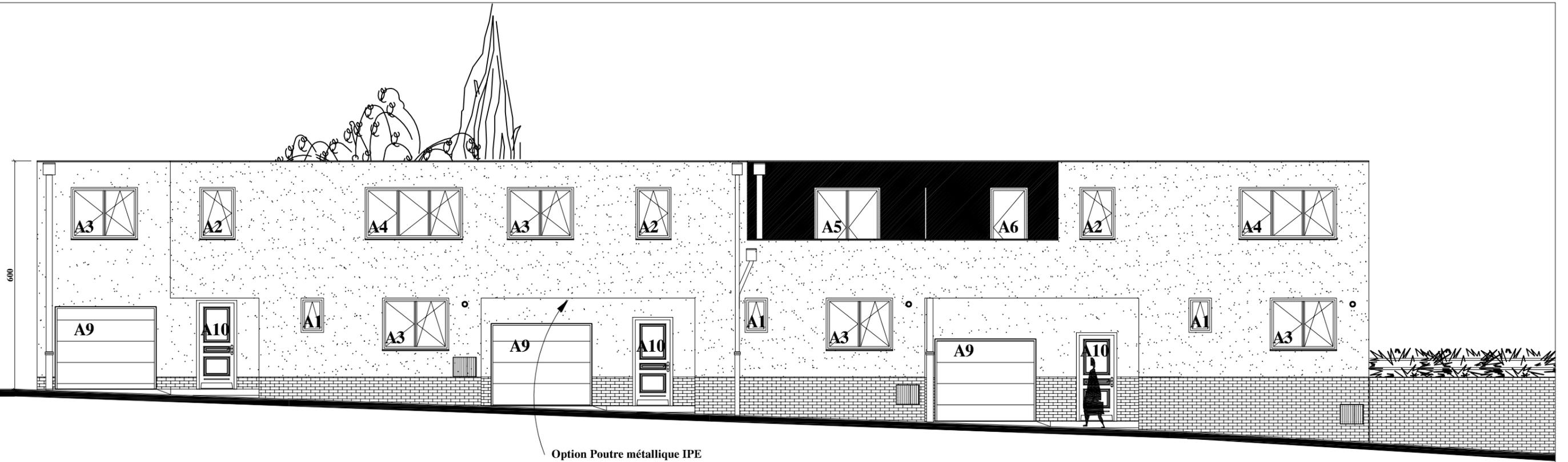


Etage



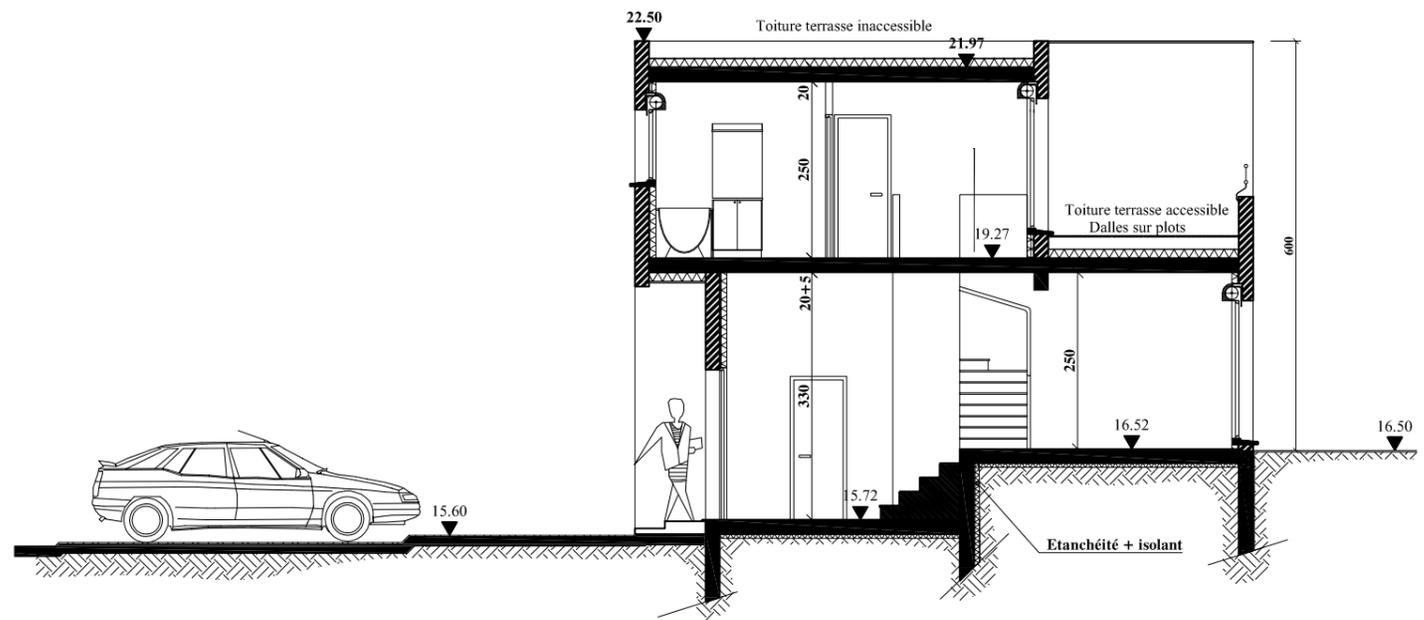
Rez-de-chaussée

PLANS ARCHITECTE



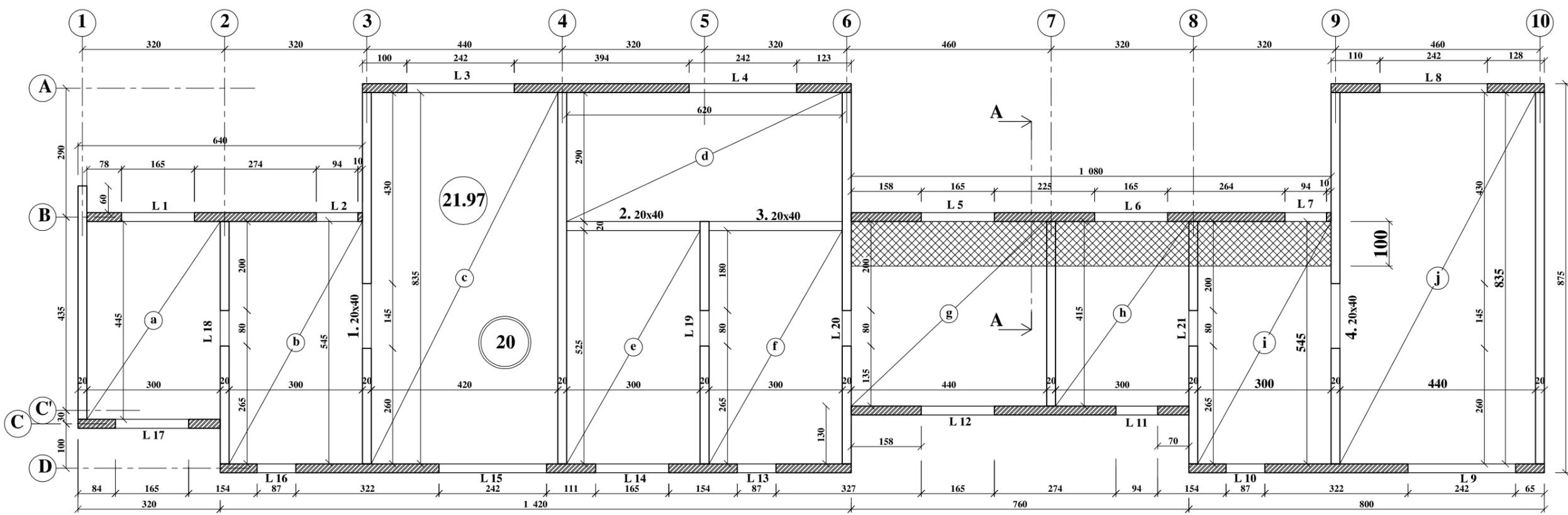
Option Poutre métallique IPE

Élévation Nord



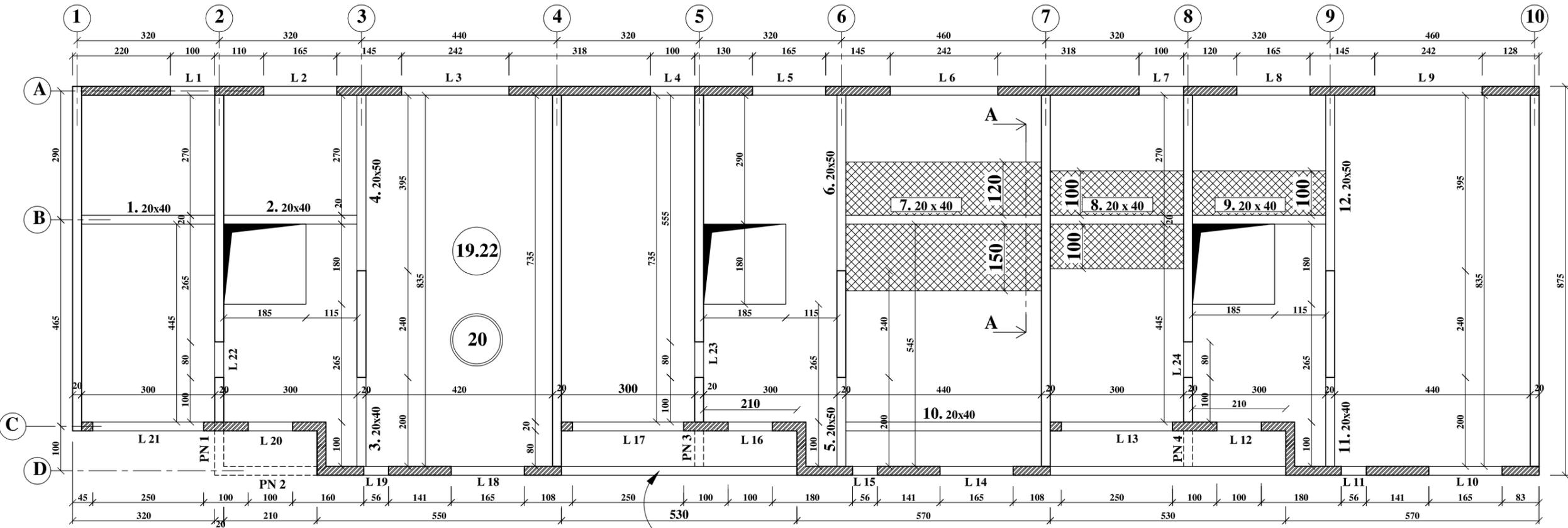
Coupe EE'

PLANS ARCHITECTE



Surfaces de plancher reprises par la poutre étudiée
 Mur en béton banché de 20 cm
 Mur en maçonnerie de 20 cm

Haut de l'Etage



Option Poutre métallique IPE

Haut du Rez-de-chaussée

PLANS DE COFFRAGE

Echelle 1/100° - Cotes en cm

Collège de l'EUROPE : Logements de Fonction

Page 4/6

ANNEXES

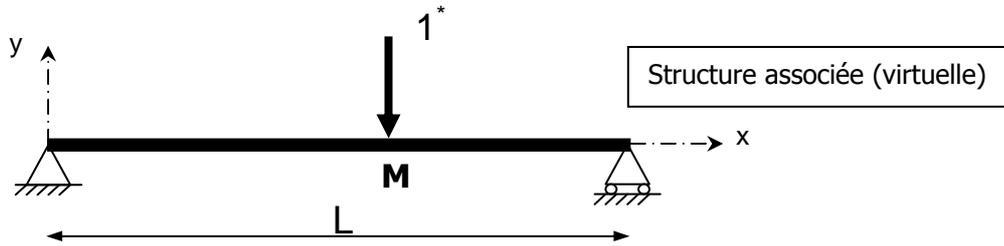
Treillis soudés de structure

Désignation	Section S cm ² /m	S s cm ² /m	E e mm	D d mm	Abouts AV AR ad ag mm/mm	Longueur L largeur l m	Masse Nominale kg/m ²	Surface l panneau m ²	Masse l panneau kg
ST 10	1,19	1,19 1,19	200 200	5,5 5,5	100/100 100/100	4,80 2,40	1,870	11,52	21,54
ST 20	1,89	1,89 1,28	150 300	6 7	150/150 75/75	6,00 2,40	2,487	14,40	35,81
ST 25	2,57	2,57 1,28	150 300	7 7	150/150 75/75	6,00 2,40	3,020	14,40	43,49
ST 30	2,83	2,83 1,28	100 300	6 7	150/150 50/50	6,00 2,40	3,226	14,40	46,46
ST 35	3,85	3,85 1,28	100 300	7 7	150/150 50/50	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98
ST 50	5,03	5,03 1,68	100 300	8 8	150/150 50/50	6,00 2,40	5,267	14,40	75,84
ST 60	6,36	6,36 2,52	100 200	9 8	100/100 50/50	6,00 2,40	6,965	14,40	100,30
ST 15 C	1,42	1,42 1,42	200 200	6 6	100/100 100/100	4,00 2,40	2,220	9,60	21,31
ST 25 C	2,57	2,57 2,57	150 150	7 7	75/75 75/75	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98
ST 25 CS	2,57	2,57 2,57	150 150	7 7	75/75 75/75	3,00 2,4	4,026	7,20	28,99
ST 25 MI	2,57	2,57 2,57	150 150	7 7	75/75 50/50	3,00 1,90	4,081	5,70	23,26
ST 40 C	3,85	3,85 3,85	100 100	7 7	50/50 50/50	6,00 2,40	6,040	14,40	86,98
ST 50 C	5,03	5,03 5,03	100 100	8 8	50/50 50/50	6,00 2,40	7,900	14,40	113,76
ST 65 C	6,36	6,36 6,36	100 100	9 9	50/50 50/50	6,00 2,40	9,980	14,40	143,71

∅ mm	Section des aciers en cm ²									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0.20	0.39	0.59	0.79	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77	1.96
6	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83
8	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03
10	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85
12	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31
14	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	15.39
16	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11
20	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42
25	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
32	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42
40	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10	125.66

Théorème de Muller-Breslau ou de la charge unité

Pour calculer le déplacement en un point M d'une structure suivant une direction donnée, on applique en ce point M dans une structure associée (virtuelle) et suivant la direction souhaitée une charge unitaire.



Le déplacement cherché en M est obtenu par :

$$\Delta_M = \int_0^L \frac{M_r(x) \times m^*(x)}{E \times I_{GZ}} dx$$

- $M_r(x)$: représente le moment fléchissant dans la structure réelle,
- $m^*(x)$: représente le moment fléchissant dans la structure associée (virtuelle).

Intégrales de Mohr (à diviser par EI_{GZ})

Remarque : Dans le tableau, M_i , M_j , M'_i et M'_j sont les extremums des fonctions $m_i(x)$ et $m_j(x)$. Ils sont à prendre en valeurs absolues. La valeur algébrique du résultat de l'intégration dépend du signe des diagrammes.

$m_i(x)$	$m_j(x)$			
	$\frac{1}{6} LM_i (2M_j + M'_j)$		$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i M_j \left(1 + \frac{x'}{L}\right)$
	$\frac{1}{6} LM_i (M_j + 2M'_j)$		$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i M_j \left(1 + \frac{x}{L}\right)$
	$\frac{1}{6} L \left(2M_i M_j + M_i M'_j + M'_i M_j + 2M'_i M'_j \right)$		$\frac{1}{3} LM_j (M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6} LM_j \left[M_i \left(1 + \frac{x'}{L}\right) + M'_i \left(1 + \frac{x}{L}\right) \right]$
	$\frac{1}{6} LM_i \left[M_j \left(1 + \frac{a'}{L}\right) + M'_j \left(1 + \frac{a}{L}\right) \right]$		$\frac{1}{3} LM_i M_j \left(1 + \frac{aa'}{L^2}\right)$	$a > x: LM_i M_j \frac{L^2 - (a')^2 - x^2}{6ax'}$ $a \leq x: LM_i M_j \frac{L^2 - (x')^2 - a^2}{6xa'}$

Dalle pleine unique simplement appuyée sur ses 4 côtés avec $\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y} > 0,5$

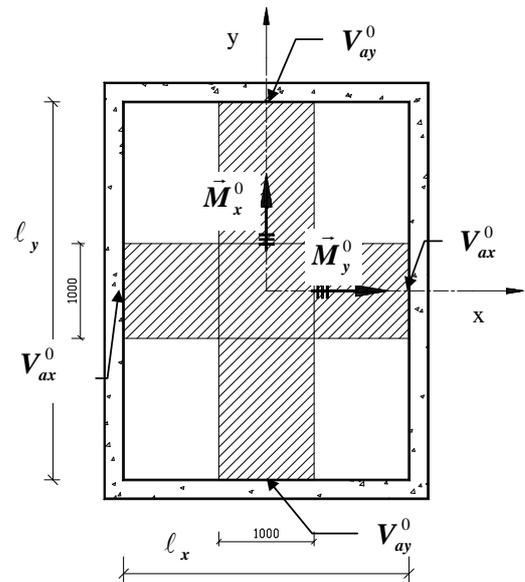
Les méthodes de détermination des sollicitations évoquées dans ce chapitre sont généralement basées sur la théorie des plaques en considérant un matériau élastique linéaire.

Les sollicitations sont évaluées pour des bandes de dalle de 1,000 m de large : les moments sont déterminés au centre de la dalle, les efforts tranchants sur les appuis.

On obtient donc :

- M_x^0 et M_y^0 \Rightarrow en kN.m/m.
- V_{ax}^0 et V_{ay}^0 \Rightarrow en kN/m.

Note : - L'exposant 0 indique que l'on considère les sollicitations dans une dalle simplement appuyée sur son contour (isostatique).



CAS D'UNE CHARGE UNIFORMEMENT REPARTIE P SUR LA SURFACE DU PANNEAU.

Les valeurs des moments fléchissants sont déterminées au centre de la dalle en fonction de la valeur de la charge répartie p et des portées ℓ_x et ℓ_y .

$$M_x^0 = \mu_x \cdot p \cdot \ell_x^2$$

$$V_{ax}^0 = \frac{p \cdot \ell_x}{2 + \rho}$$

$$M_y^0 = \mu_y \cdot M_x^0$$

$$V_{ay}^0 = \frac{p \cdot \ell_x}{3}$$

$\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y}$	$\nu = 0$	
	μ_x	μ_y
0,50	0,095	
0,55	0,088	
0,60	0,081	0,305
0,65	0,0745	0,369
0,70	0,068	0,436
0,75	0,062	0,509
0,80	0,056	0,595
0,85	0,051	0,685
0,90	0,046	0,778
0,95	0,041	0,887
1,00		1,000

ANNEXE DALLES CONTINUES DONT LE RAPPORT DES PORTEES $\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y} > 0,5$

Les dalles rectangulaires encastrees (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour.

Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de 15% à 25% selon les conditions d'encastrement. Les moments d'encastrement sur les grands cotés sont évalués respectivement au moins à 40% et 50% des moments fléchissants maximaux évalués dans l'hypothèse de l'articulation. On doit cependant tenir compte de ce que les moments d'encastrement sur les petits cotés atteignent des valeurs du même ordre de grandeur que sur les grands cotés.

Pour la dalle notée i , lorsqu'il s'agit de la portée principale, si on désigne par M_{ix}^0 le moment maximal calculé dans l'hypothèse de l'articulation, par M_{wix} et M_{eix} les valeurs absolues prises en compte pour les moments sur appuis (de gauche et de droite) et par M_{tix} le moment maximal considéré en travée, on doit vérifier l'inégalité :

$$M_{tix} + \frac{M_{wix} + M_{eix}}{2} \geq 1,25 M_{ix}^0$$