



Université Chahid Hamma Lakhdar – El-Oued

Faculté de technologie

Département d'hydraulique et de génie civil



LOGBI Abdelaziz

COURS DE CONSTRUCTIONS METALLIQUES

1^{ère} partie

Destiné aux étudiants de

3^{ème} Année Génie civil et Travaux publics



2020

AVANT PROPOS

Le présent document est destiné aux étudiants de 3^{ème} année Licence Génie civil et travaux publics.

Il contient le nécessaire du cours programmé en constructions métalliques selon le règlement algérien (CCM97) et l'Eurocode 3, avec quelques applications à la fin de chaque chapitre.

Le premier chapitre est une introduction générale sur l'historique des aciers et leur utilisation dans la construction civile et industrielle avec des généralités sur ce matériau, ses propriétés mécaniques ses avantages et ses inconvénients.

Le Chapitre deuxième est consacré aux notions de base et sécurité :(Notions de sécurité, Valeurs caractéristiques des actions, Démarches techniques dans le calcul en CM, Réglementation (CCM97 et Eurocode3), Principe de vérification de la sécurité, Sollicitations et Combinaisons d'actions (EC3 et CCM97))

Le Chapitre troisième porte sur le calcul des pièces sollicitées en traction simple (Utilisation des pièces tendues, Comportement des pièces tendues, Calcul de l'aire de la section nette, Vérification des pièces tendues à l'ELU,)

Dans le dernier chapitre nous entamons le calcul des pièces fléchies (Utilisation des pièces fléchies, Calcul élastique de la résistance vis-à-vis des moments de flexion, Introduction sur le calcul plastique des sections, Résistance vis-à-vis de l'effort tranchant, Vérifications des pièces fléchies à l'ELU (moments de flexion, efforts tranchants, efforts combinés), Vérifications des pièces fléchies à l'ELS (Calcul des flèches)).

L'auteur : Dr. LOGBI Abdelaziz

MCB, Département d'hydraulique et de génie civil,

Université d'El-Oued

SOMMAIRE

AVANT PROPOS.....	I
SOMMAIRE.....	II
CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR L'ACIER ET SON UTILISATION.....	1
1. Historique de la construction métallique.....	1
2. Le matériau acier.....	5
3. Classification des aciers selon la teneur en carbone.....	8
4. Les produits sidérurgiques.....	8
8. Tolérance de laminage.....	10
6. Caractéristiques géométriques des sections usuelles.....	11
7. Protection contre la corrosion.....	14
8. Essais de contrôle des aciers.....	15
8.1. Essai de traction.....	16
9. Plasticité de l'acier : réserve de sécurité.....	19
10. Caractéristiques des aciers normalisés.....	21
11. Acier/béton : avantages, inconvénients	22
12. Applications.....	25
CHAPITRE 2 : NOTIONS DE BASE ET SECURITE.....	27
1. Bases et règles de calcul.....	27
1.1. Normes et règles de calcul.....	27
1.1 Les eurocodes.....	28
2. Actions et combinaisons d'actions.....	29
2.1. Actions et charges.....	29
2.2. Combinaisons des charges	30
2.2.1. Les états limites	31
➤ Etat limite de service (ELS).....	31
➤ Etat limite ultime (ELU).....	32

3. Convention des axes des sections transversales selon l'EC3.....32
4. Classification des sections selon l'EC3.....33

CHAPITRE 3 : CALCUL DES PIECES SOLLICITEES EN TRACTION SIMPLE38

1. Calcul et vérification selon l'Eurocode 3.....39
2. Calcul de la section transversale tendue.....41
2.1. Section brute41
2.1.1. Cas des plaques tendues.....41
2.1.2. Cas des cornières.....41
2.2. Section nette41
2.2.1. Cas des plaques tendues.....42
2.2.2. Cas des cornières.....44
3. Application48

CHAPITRE 4 : CALCUL DES PIECES FLECHIES.....52

1. Définition53
2. Calcul et vérification selon l'EC353
2.1. Vérification à l'ELU.....54
2.1.1. Cas de moment seul (effort tranchant $V=0$).....54
2.1.2. Vérification de la flèche (à l'ELS).....55
2.1.3. Vérification de l'effort tranchant seul ($M=0$ et $V\neq 0$)56
2.1.4. Cas du moment avec effort tranchant ($M\neq 0$ et $V\neq 0$).....57
3. Flexion déviée (bi -axiale ou oblique) (ELU).....58
3.1. Calcul et vérification.....59
3.2. Vérification de la flèche (ELS)59
4. Applications.....60

ANNEXE.....65

BIBLIOGRAPHIE.....71

CHAPITRE 1

GENERALITES SUR L'ACIER ET SON UTILISATION

1. HISTORIQUE DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE

Le fer a commencé à faire son apparition comme élément de construction au XVIII^{ème} siècle, alors que les matériaux usuels à cette époque étaient le bois et la pierre. Il s'agissait alors d'assurer des fonctions de décoration et de renforcement des ossatures (essentiellement de maintenir les pierres dans leur position initiale par agrafage).

XIX^{ème} siècle: Avec l'introduction du fer comme élément de construction, les méthodes de conception furent bouleversées. Le concepteur ne travailla plus en effet avec des éléments singuliers, en fonte, moulés en atelier, mais avec des profilés standards en I, T, L, etc., dont l'assemblage permettait d'obtenir les solutions recherchées. Ce passage d'éléments uniques à des produits standardisés ne fut possible que grâce aux nombreux développements effectués dans le domaine des chemins de fer. Ce succès ne fut possible que grâce à l'introduction massive du rivet comme moyen d'assemblage, qui permettait une combinaison presque illimitée des produits de bases.

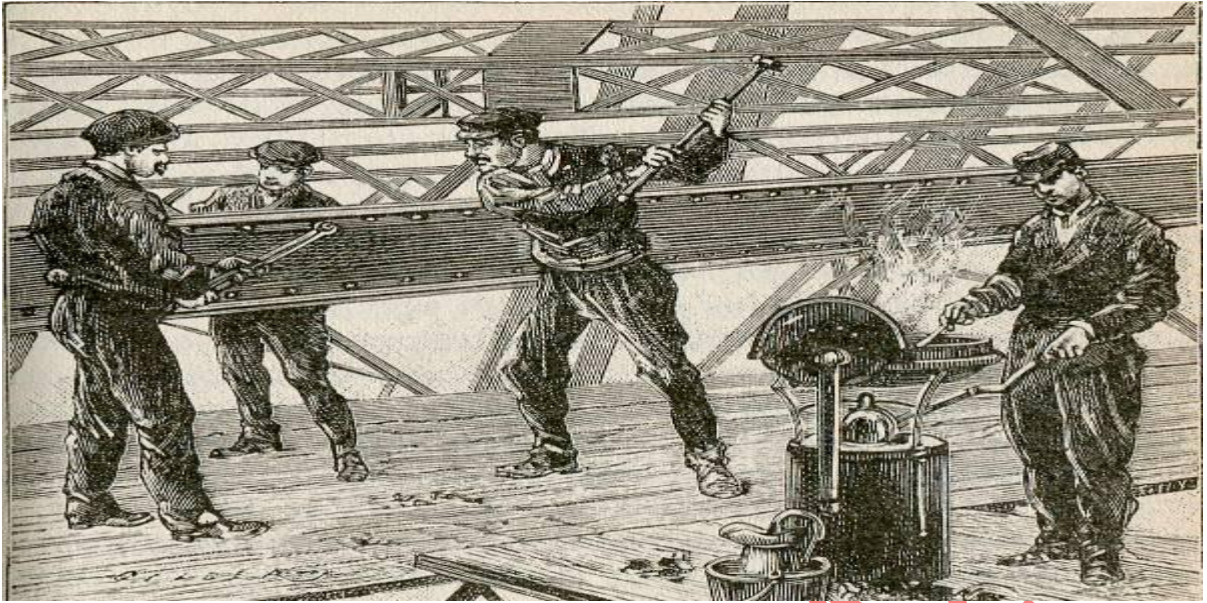


Figure 1.1 : Riveteurs sur la tour Eiffel

Ces nouveaux moyens d'assemblage permirent une architecture révolutionnaire utilisant le fer, le bois et le verre (voir ci-dessous l'œuvre de Joseph Paxton, le fameux cristal palace construit pour l'exposition universelle de Londres en 1850):



Figure 1.2 : Le fameux cristal palace (1850)

Les progrès techniques dans le domaine sidérurgique contribuèrent à l'apparition d'un nouveau matériau, l'acier, qui devait une nouvelle fois révolutionner le domaine de la construction métallique, avec l'apparition de la soudure et de profilés de plus grande longueur, supérieure à 6m. L'utilisation de l'acier devint ainsi de plus en plus massive en cette fin de XIX^{ème} siècle.

Première moitié du XX^{ème} siècle: durant cette période l'acier subit la forte concurrence du béton. L'engouement pour ce nouveau matériau entraîna une baisse significative du nombre d'ouvrages en métal construits durant cette période, cependant que de nombreux concepteurs contribuèrent à faire évoluer la construction métallique et à sensibiliser la profession sur ses avantages et sa rationalité. La situation était toute inverse en Amérique du nord où l'acier répondait de manière tout à fait satisfaisante à la création d'immeubles de grande hauteur à coût modéré, et fût utilisé massivement.

Deuxième moitié du XX^{ème} siècle: la fin de la 2^{ème} guerre mondiale fût caractérisée par un besoin urgent de reconstruction. La rapidité d'exécution, l'économie de moyens et la rationalité étaient alors des contraintes à respecter. La construction métallique répondait parfaitement à ces exigences, et pouvait bénéficier d'une industrie métallurgique très forte, développée pour des besoins militaires. L'acier fût dès lors massivement utilisé.

Les années 70 furent marquées par un nouveau type architectural basé sur la mise en valeur de la haute technologie (centre Georges Pompidou). Cependant il fallut attendre les années 80 pour entrevoir les premiers signes d'une architecture inventive, caractère de la construction en acier d'aujourd'hui (carénage continu, forme d'ailes d'avion ou de bateau, utilisation de mâts et habillage de verre et d'acier).

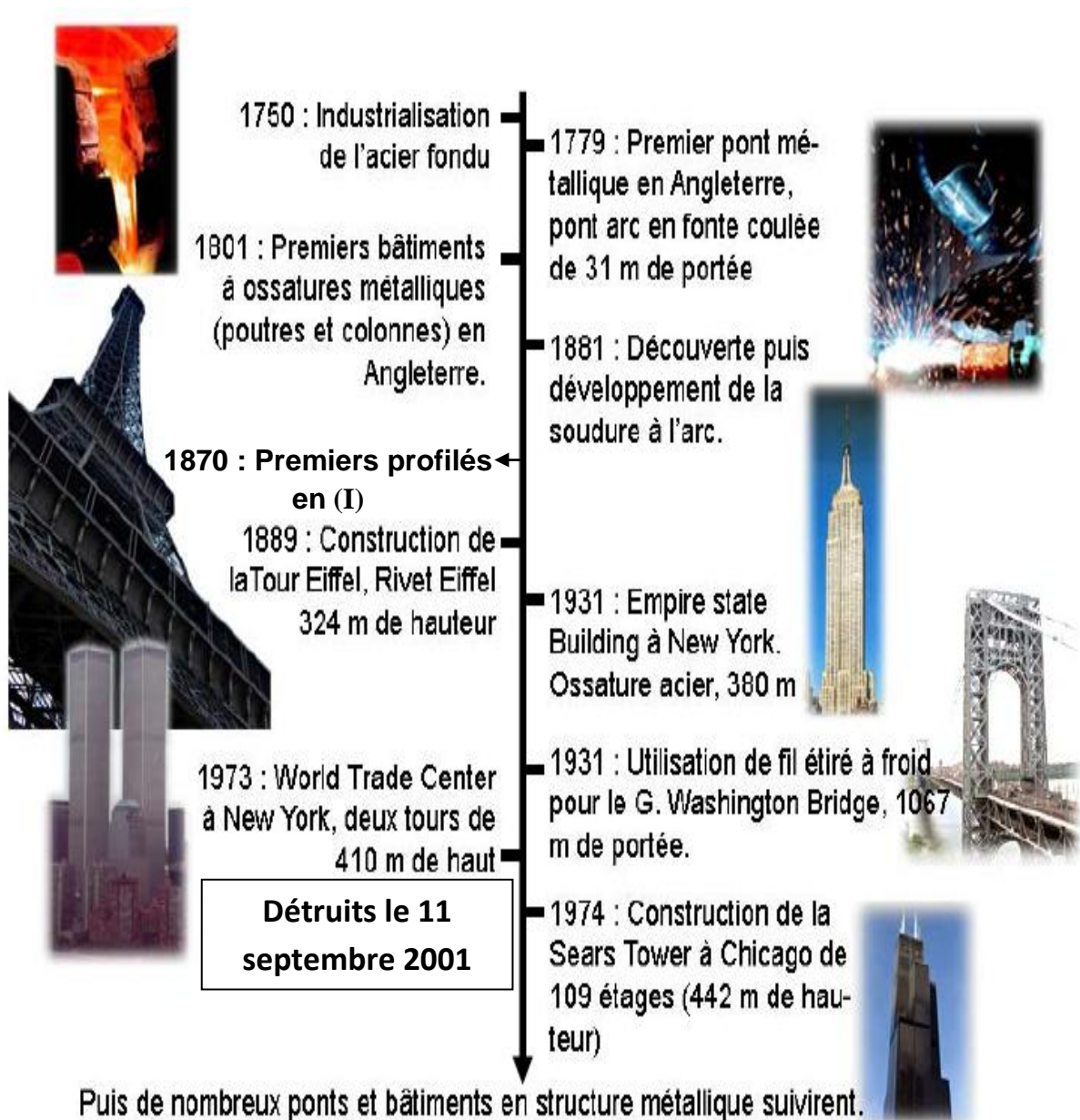


Tableau I.1 : Liste des ponts métalliques suspendus ayant les plus longues portées principales

Nom du pont	Portée en mètre	Longueur totale en mètre	Date de réalisation	pays
Pont du détroit d'Akashi	1991	3911	1998	Japon
Pont de Xihoumen	1650	5 452	2009	Chine
Pont Osman Gazi	1550	4 000	2016	Turquie
Pont Yi Sun-sin	1545	2 260	2012	Corée du Sud

Tableau I.2 : Liste des deux célèbres grattes ciel métalliques les plus hauts du monde

Nom du gratte ciel	pays	Hauteur structurelle	Nombre d'étages	Année de réalisation
Makkah Clock Royal Tower	La Mecque (Arabie Saoudite)	601 m	120	2012
One World Trade Center	New York (USA)	541,3 m	104	2014

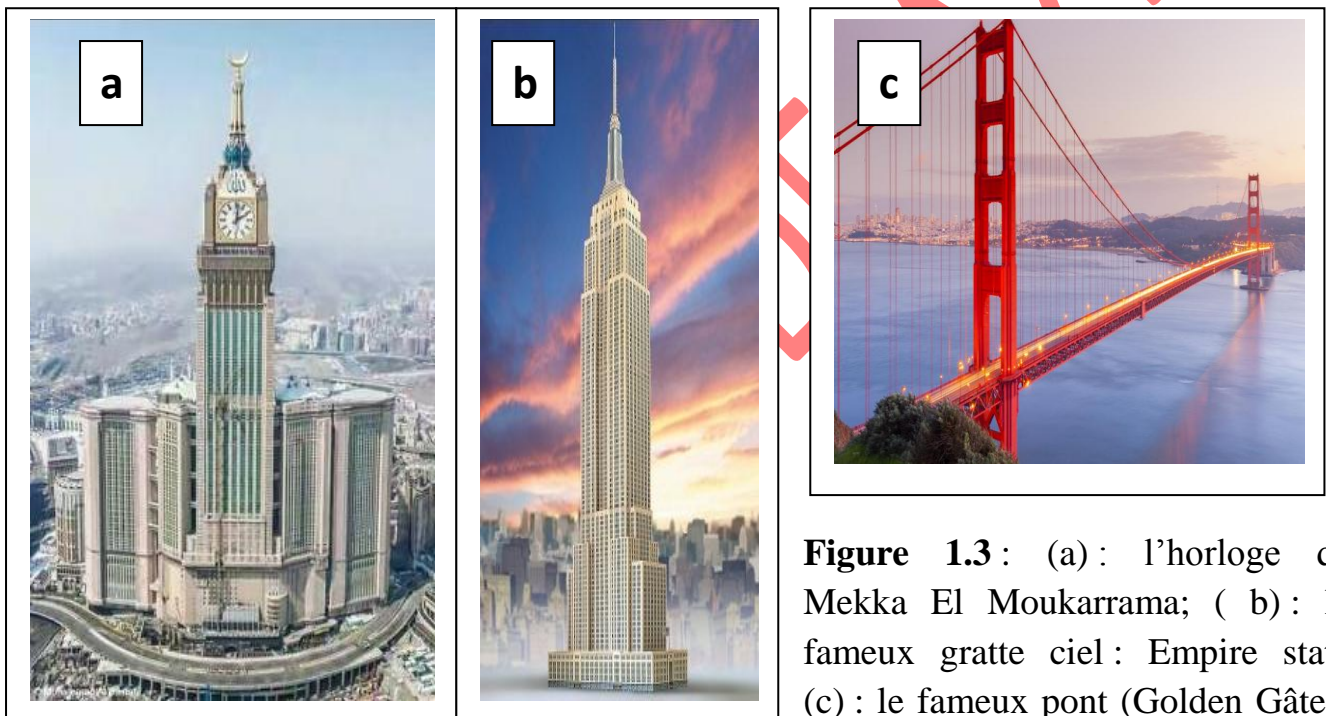


Figure 1.3 : (a) : l'horloge de Mekka El Moukarrama; (b) : le fameux gratte ciel : Empire state (c) : le fameux pont (Golden Gâte)-USA

2.LE MATERIAU ACIER

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieure à 1 %).

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés:

- **soit involontairement**: phosphore, soufre... qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers,
- **Soit volontairement** : ce sont notamment le silicium, Le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène. le vanadium, etc., qui ont pour propriété d'améliorer les Caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité...). On parle, dans ces cas, d'aciers alliés.

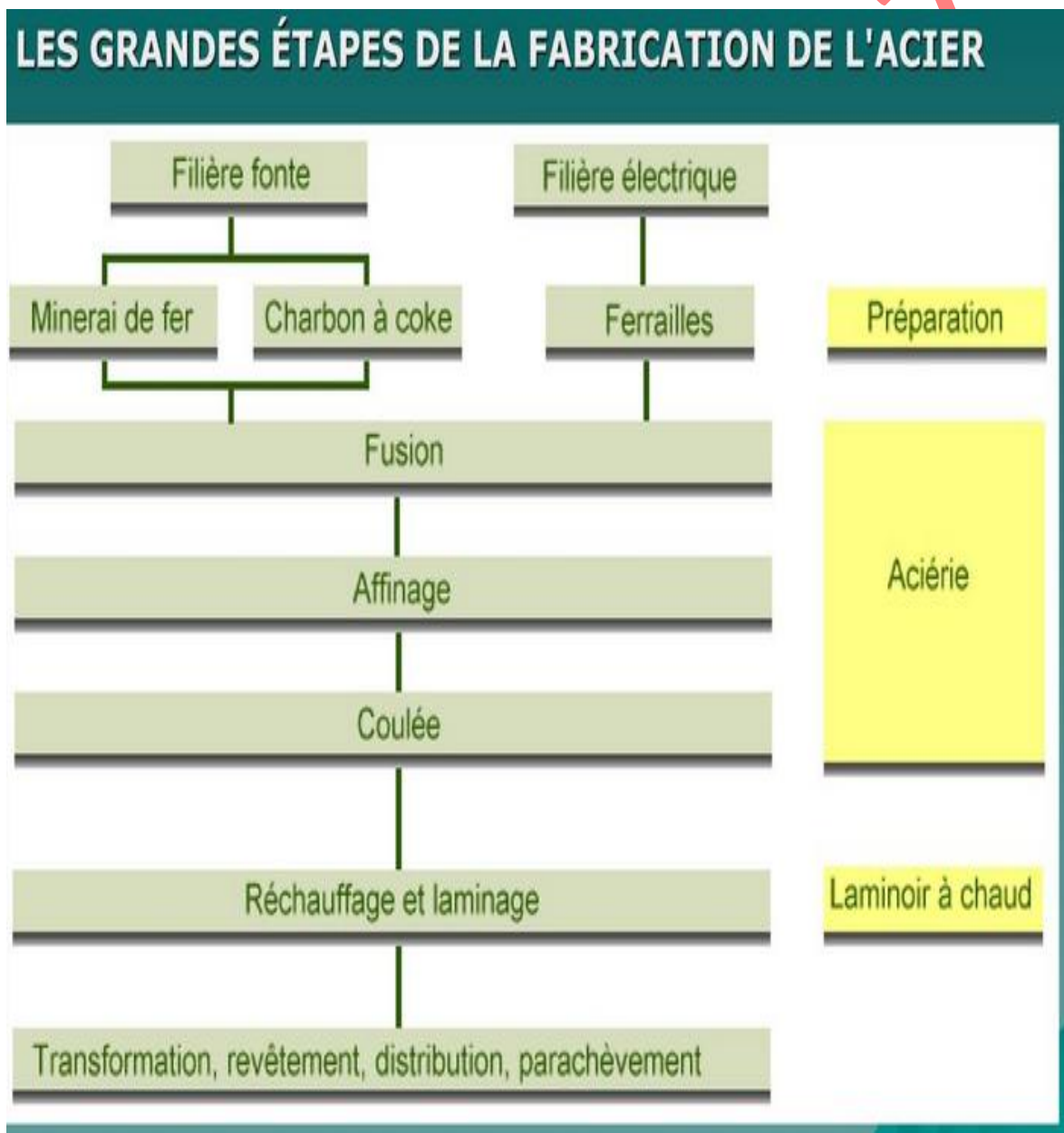


Figure 1.4 : Diagramme descriptif des différentes étapes de l'industrie métallurgique et sidérurgique d'acier.

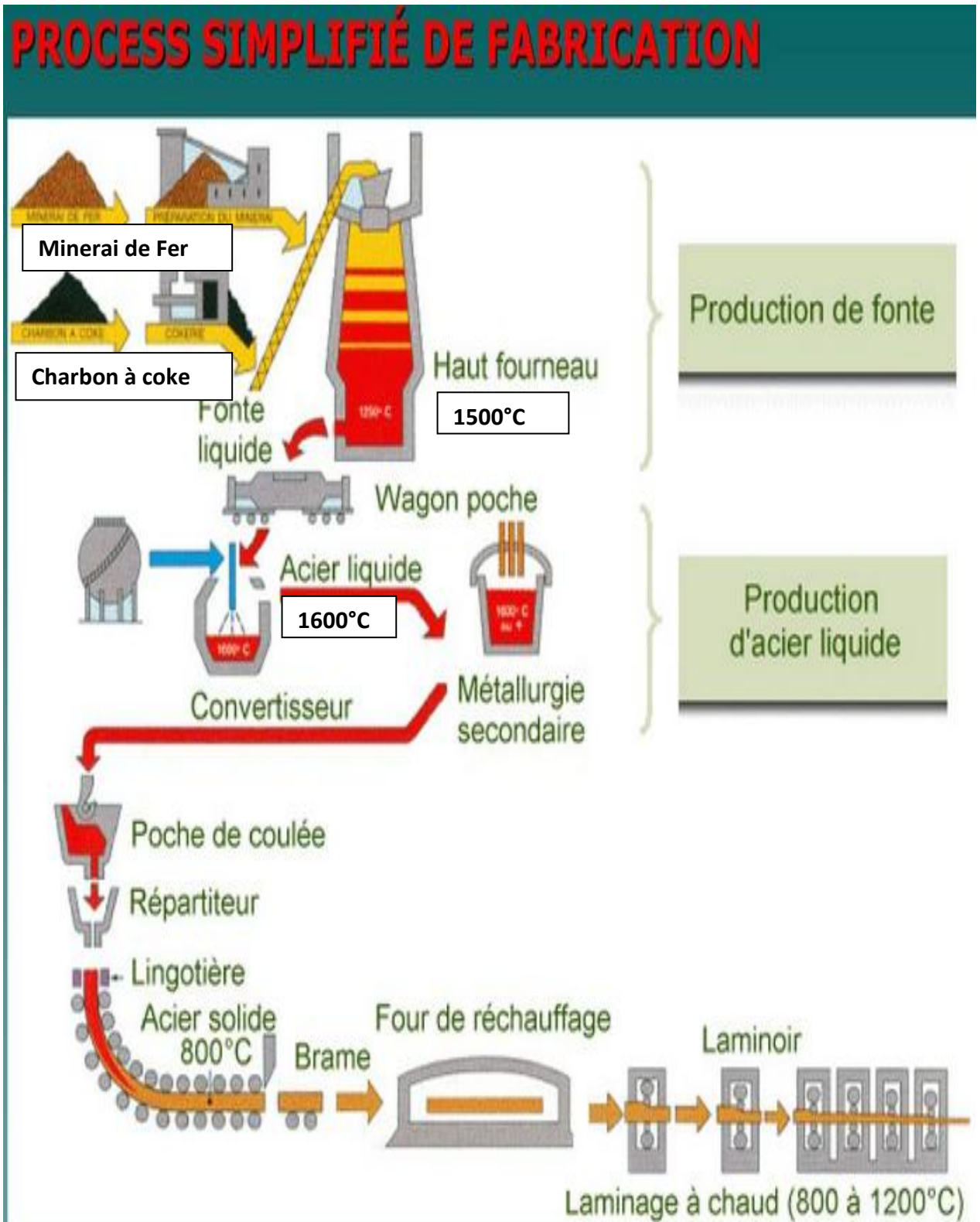


Figure 1. 5: Schéma descriptif des différentes étapes de l'industrie métallurgique et sidérurgique d'acier

3.CLASSIFICATION DES ACIERS SELON LA TENEUR EN CARBONE

Le tableau suivant récapitule la classification des différents aciers selon leurs teneurs en carbone, ainsi que leurs domaines d'utilisation:

Tableau I.3 : classification des aciers selon la teneur en carbone

	Matériaux	Teneur en carbone	Utilisation
Aciers	- aciers doux	0,05 % < C < 0,3 %	charpente, boulons rails, pièces forgées outils outils, poinçons pièces spéciales
	- aciers mi-durs	0,3 % < C < 0,6 %	
	- acier durs	0,6 % < C < 0,75 %	
	- aciers extra-durs	0,75 % < C < 1,20 %	
	- aciers sauvages	1,20 % < C < 1,70 %	
Fontes	- fontes hypo-eutectiques	1,70 % < C < 4,50 %	} pièces coulées, culasses moteurs, bâtis machines
	- fontes hyper-eutectiques	4,50 % < C < 6,30 %	

3.1. Critères de choix d'un acier de construction métallique

En construction métallique le choix d'une certaine qualité d'acier se base sur les deux critères suivants :

1. aptitude au soudage
2. sensibilité à la rupture fragile.

La qualité de l'acier est d'autant meilleure que l'aptitude au soudage est grande et la sensibilité à la rupture fragile est faible. C'est pour quoi seuls les aciers doux (à faible teneur en carbone) sont autorisés en construction métallique.

4.LES PRODUITS SIDERURGIQUES

Les produits sidérurgiques employés en construction métallique sont obtenus par laminage à chaud. Leurs dimensions et caractéristiques sont normalisées et répertoriées sur catalogues.

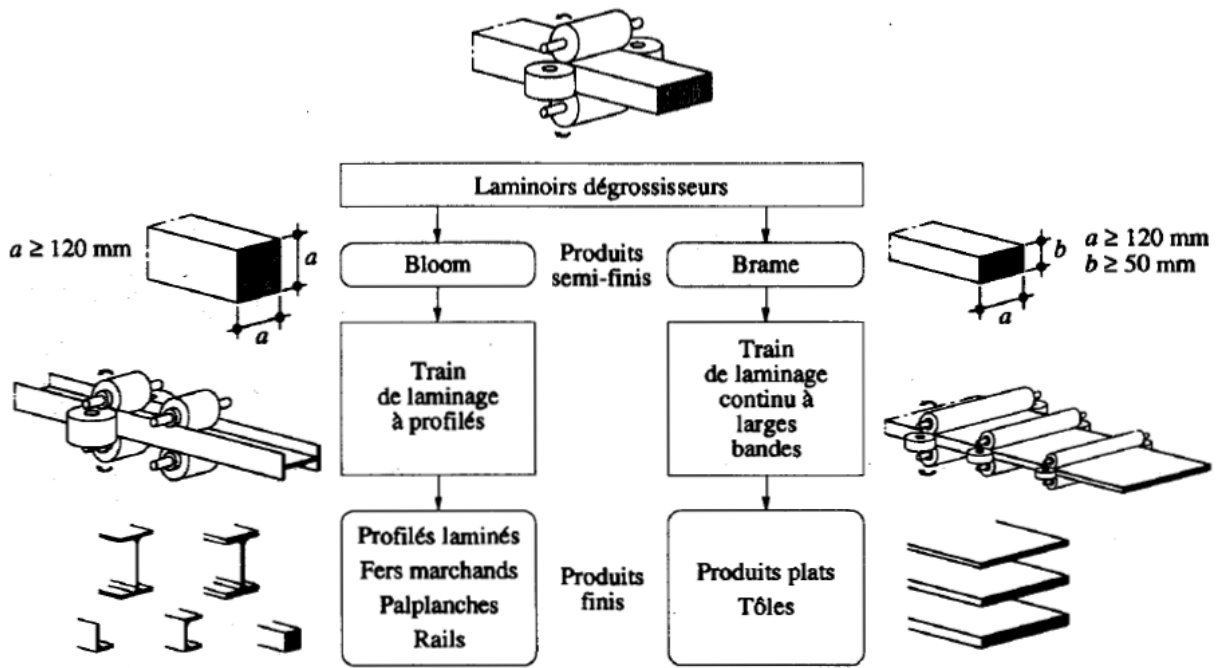


Figure 1.6. Phases principales du laminage à chaud

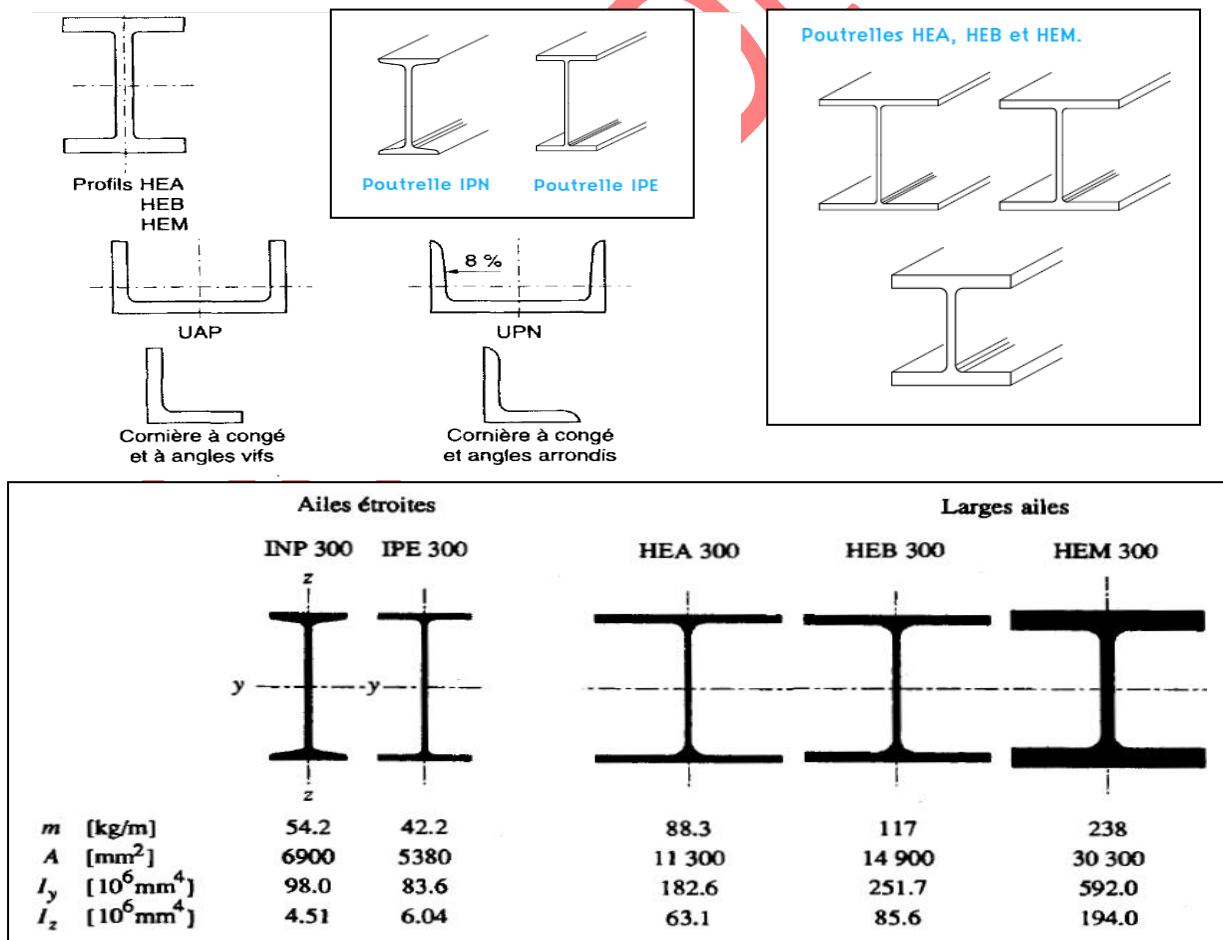


Figure 1.7 : Exemple de profilés laminés à chaud (I, H, U, L)

5.TOLERANCE DE LAMINAGE

On appelle tolérance l'écart admissible entre la dimension réelle et la dimension théorique recherchée. Cet écart est limité par les normes (et des fois par le maitre d'ouvrage).

Les calculs de résistance sont établis sur la base de sections théoriques parfaites de poutrelles, qui sont différentes des sections réelles obtenues après laminage.

Les sections réelles présentent cinq types principaux de défauts:

- défauts de dimensions : les dimensions géométriques des sections sont peu précises. Les tolérances varient de 1 % sur la hauteur à plus de 15 % sur l'épaisseur des ailes, pour des poutrelles IPE ou HE;
- défauts d'équerrage : les ailes ne sont pas rigoureusement orthogonales à l'âme;
- défauts de symétrie: les largeurs d'ailes ne sont pas exactement identiques;
- défauts d'incurvation: l'âme peut être incurvée (flèche de 1 à 2 mm);
- défauts de dressage : la fibre moyenne des poutrelles peut être incurvée (flèche de 2à3 % de la portée).

Ces différents défauts peuvent contribuer à diminuer l'inertie du profilé, à provoquer des moments de torsion, des phénomènes de voilement, etc. Pour en tenir compte dans les calculs, plutôt que de minorer les sections et les inerties ou d'entreprendre des calculs difficiles et aléatoires, on majore en fait les charges par des coefficients de pondération. Le coefficient 1,35 appliqué aux poids propres se justifie notamment, entre autres, pour cette raison.

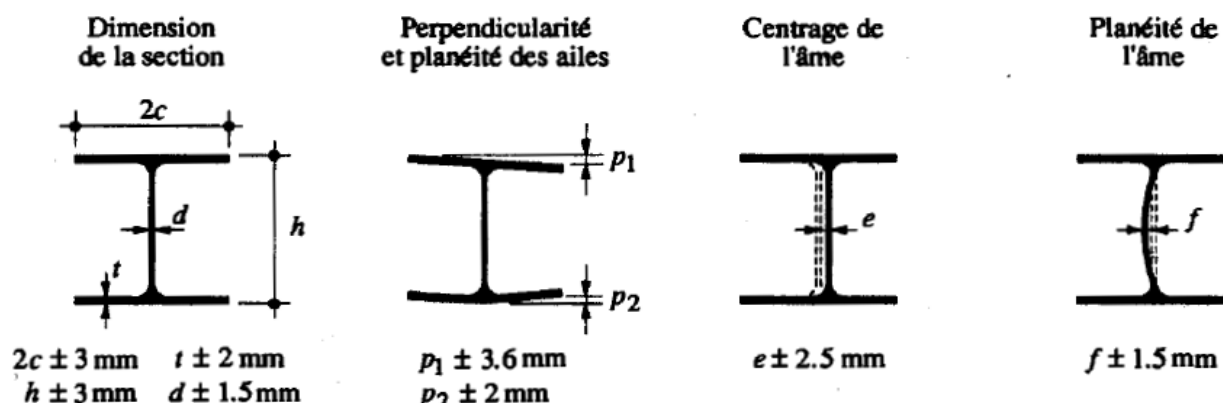
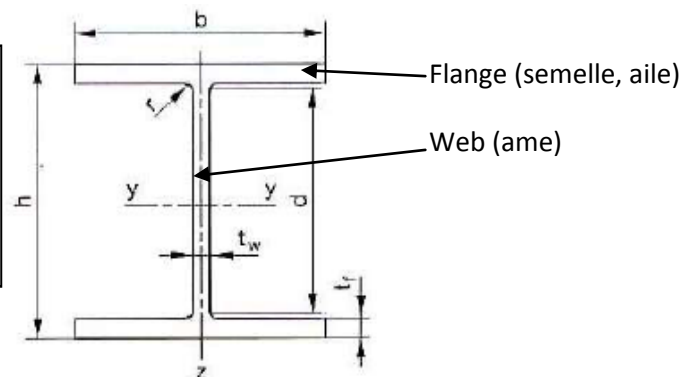


Figure 1.8 : Tolérances de laminage pour un profilé HEA300

6. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS USUELLES

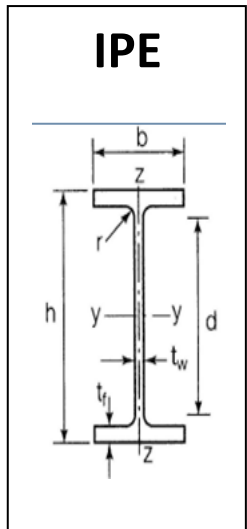
Les caractéristiques géométriques des sections usuelles (IPE, HEA, UPN, UAP) sont récapitulées dans les tableaux suivants :



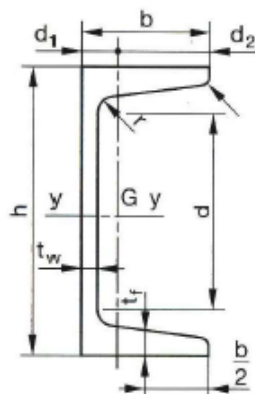
Poutrelles HEA (HEA 100 à 600)

	Dimensions						Masse par mètre P kg/m	Aire de la section Aire de cm ²	Surface de peinture		Caractéristiques de calcul									
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm			m ² /m	m ² /t	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	i _y cm	W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	i _z cm	W _{pl,z} cm ³	A _{vy} cm ²
HEA 100	96	100	5.0	8.0	12	56	16.7	21.2	0.561	33.68	349.2	72.8	4.06	83.0	7.6	133.8	26.8	2.51	41.1	16.9
HEA 120	114	120	5.0	8.0	12	74	19.9	25.3	0.677	34.06	606.2	106.3	4.89	119.5	8.5	230.9	38.5	3.02	58.9	20.1
HEA 140	133	140	5.5	8.5	12	92	24.7	31.4	0.794	32.21	1033.1	155.4	5.73	173.5	10.1	389.3	55.6	3.52	84.8	24.8
HEA 160	152	160	6.0	9.0	15	104	33.4	38.8	0.906	29.78	1673.0	220.1	6.57	245.1	13.2	615.5	76.9	3.98	117.6	30.1
HEA 180	171	180	6.0	9.5	15	122	35.5	45.3	1.024	28.83	2510.3	293.6	7.45	324.9	14.5	924.6	102.7	4.52	156.5	35.5
HEA 200	190	200	6.5	10.0	18	134	42.3	53.8	1.136	26.89	3692.2	388.6	8.28	429.5	18.1	1335.6	133.6	4.98	203.8	41.6
HEA 220	210	220	7.0	11.0	18	152	50.5	64.5	1.255	24.85	5409.7	515.2	9.17	568.5	20.7	1954.5	177.7	5.51	270.6	50.2
HEA 240	230	240	7.5	12.0	21	164	60.3	76.8	1.369	22.70	7763.2	675.1	10.05	744.6	25.2	2768.9	230.7	6.00	351.7	59.7
HEA 260	250	260	7.5	12.5	24	177	68.2	86.8	1.484	21.77	10455	836.4	10.97	919.8	28.8	3668.2	282.6	6.50	430.2	67.4
HEA 280	270	280	8.0	13.0	24	196	76.4	97.3	1.603	20.99	13673	1012.8	11.86	1112.2	31.7	4763.0	340.2	7.00	518.1	75.4
HEA 300	290	300	8.5	14.0	27	208	88.3	112.5	1.717	19.43	18263	1259.6	12.74	1383.3	37.3	6310.5	420.7	7.49	641.2	87.0
HEA 320	310	300	9.0	15.5	27	225	96.6	124.4	1.756	17.98	22928	1479.3	13.58	1628.1	41.1	6985.8	465.7	7.49	709.7	96.2
HEA 340	330	300	9.5	16.5	27	243	104.8	133.5	1.795	17.13	27693	1678.4	14.40	1850.5	45.0	7436.3	495.8	7.46	755.9	102.5
HEA 360	350	300	10.0	17.5	27	261	112.1	142.8	1.834	16.36	33090	1890.8	15.22	2088.5	49.0	7886.8	525.8	7.43	802.3	108.7
HEA 400	390	300	11.0	19.0	27	298	124.8	159.0	1.912	15.32	45069	2311.3	16.84	2561.8	57.3	8563.1	570.9	7.34	872.9	118.2
HEA 450	440	300	11.5	21.0	27	344	139.8	178.0	2.011	14.39	63722	2896.4	18.92	3215.9	65.8	9464.2	630.9	7.29	965.1	130.4
HEA 500	490	300	12.0	23.0	27	390	155.1	197.5	2.110	13.60	86975	3550.0	20.98	3948.9	74.7	10365.6	91.0	7.24	1058.5	142.7
HEA 550	540	300	12.5	24.0	27	438	166.2	211.8	2.209	13.29	111932	4145.6	22.99	4321.8	83.7	10817.2	721.1	7.15	1106.9	148.6
HEA 600	590	300	13.0	25.0	27	486	177.8	226.5	2.308	12.98	141208	4786.7	24.97	5350.4	93.2	11269.1	751.3	7.05	1155.7	155.2

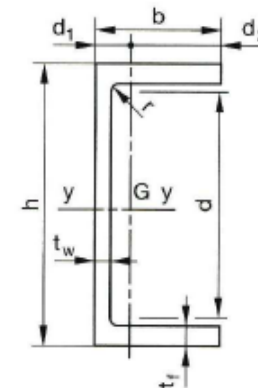
Profil IPE ↓	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm	Mass e par mètre P kg/m	Aire de la section A cm ²	Moment quadratiq ue I _y cm ⁴	Module de résistance élastique à la flexion W _{el.y} cm ³	Rayon de giration i _y cm	2×S _y	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el.z} cm ³	i _z cm	2×S _z	A _{vy} cm ²
											Module plastique W _{pl.y} cm ³					W _{pl.z} cm ³	
80	80	46	3,8	5,2	5	6,0	7,64	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1
100	100	55	4,1	5,7	7	8,1	10,3	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7
120	120	64	4,4	6,3	7	10,4	13,2	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6
140	140	73	4,7	6,9	7	12,9	16,4	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6
160	160	82	5,0	7,4	9	15,8	20,1	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8
180	180	91	5,3	8,0	9	18,8	23,9	1 317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	10,81	22,16	2,05	34,6	15,3
200	200	100	5,6	8,5	12	22,4	28,5	1 943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18
220	220	110	5,9	9,2	12	26,2	33,4	2 771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3
240	240	120	6,2	9,8	15	30,7	39,1	3 891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	14,8
270	270	135	6,6	10,2	15	36,1	45,9	5 789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29
300	300	150	7,1	10,7	15	42,2	53,8	8 356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7
330	330	160	7,5	11,5	18	49,1	62,6	11 766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7
360	360	170	8,0	12,7	18	57,1	72,7	16 265,6	903,6	14,95	1 019,1	35,1	1 043,20	122,73	3,79	191,1	45,3
400	400	180	8,6	13,5	21	66,3	84,5	23 128,4	1 156,4	16,55	1 307,1	42,7	1 317,58	146,40	3,95	229,0	51,1
450	450	190	9,4	14,6	21	77,6	98,8	33 742,9	1 499,7	18,48	1 701,8	50,8	1 675,35	176,35	4,12	276,4	58,3
500	500	200	10,2	16,0	21	90,7	116	48 198,5	1 927,9	20,43	2 194,1	59,9	2 140,90	214,09	4,30	335,9	67,2
550	550	210	11,1	17,2	24	106	134	67 116,5	2 440,6	22,35	1 390	72,3	2 666,49	253,95	4,45	400,5	76,1
600	600	220	12,0	19,0	24	122	156	92 083,5	3 069,4	24,30	1 760	83,8	3 385,78	307,80	4,66	485,6	87,9



Poutrelles **UPN**
NF A 45-202



Poutrelles **UAP**
NF A 45-255



	Dimensions						Masse par mètre P kg/m	Aire de la section A cm ²	Surface de peinture		Caractéristiques de calcul									
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm			m ² /m	m ² /t	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	i _y cm	W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	i _z cm	W _{pl,z} cm ³	A _{vy} cm ²
UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	47	8,7	11,0	0,313	36,2	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	
UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	64	10,6	13,5	0,372	35,2	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	
UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	82	13,3	17,0	0,429	32,2	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	
UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	98	16,0	20,4	0,487	30,5	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	
UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	116	18,9	24,0	0,545	28,9	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	
UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	133	21,9	27,9	0,602	27,5	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114	22,4	2,02	42,9	
UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	151	25,2	32,2	0,660	26,1	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148	27,0	2,14	51,8	
UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	167	29,4	37,4	0,718	24,4	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197	33,6	2,30	64,1	
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	185	33,2	42,3	0,775	23,4	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248	39,6	2,42	75,7	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	201	37,9	48,3	0,832	22,0	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317	47,7	2,56	91,6	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	216	41,9	53,4	0,891	21,2	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399	57,2	2,74	109,0	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	231	46,1	58,8	0,948	20,5	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495	67,8	2,90	130,0	

	Dimensions						Masse par mètre P kg/m	Aire de la section A cm ²	Surface de peinture		Caractéristiques de calcul									
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm			m ² /m	m ² /t	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	i _y cm	W _{pl,y} cm ³	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	i _z cm	W _{pl,z} cm ³	A _{vy} cm ²
UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	0,323	38,56	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20
UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	0,382	36,35	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50
UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	0,460	33,48	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45
UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,85	0,537	29,96	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33
UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	0,606	28,52	1270,00	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05
UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	0,674	26,86	1945,90	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	0,733	25,75	2709,90	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,68	2,48	72,78	20,00
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	0,810	23,57	4136,40	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,64	22,95
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	0,967	21,04	8170,20	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00

Produits façonnés à froid

Les produits façonnés à froid sont caractérisés par leur forme parfois assez élaborée et par leur faible épaisseur; ce sont surtout des tôles minces et plus rarement des profilés.

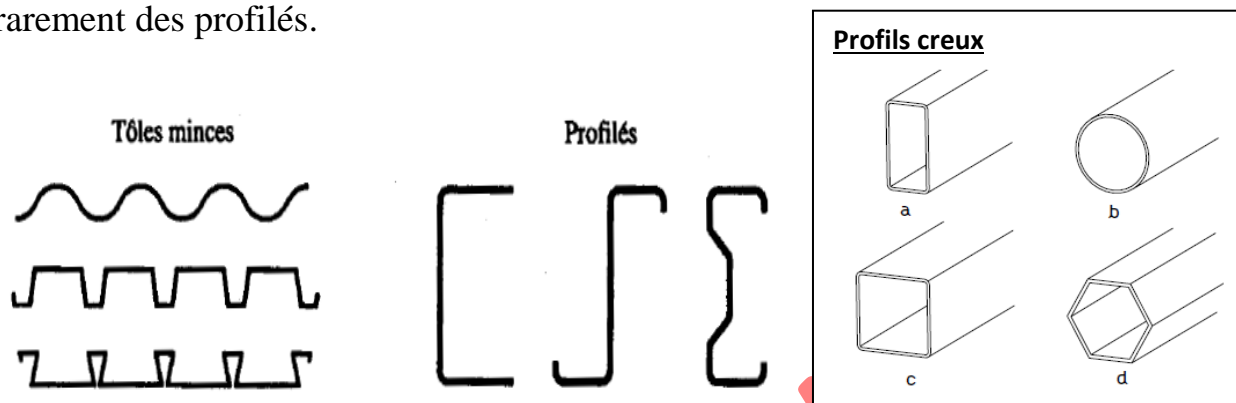


Figure 1.9 : Produits façonnés à froid

Il existe actuellement une grande variété de tôles façonnées à froid. Citons la tôle ondulée ou nervurée (en général galvanisée) utilisée pour les couvertures de toits et les tôles profilées employées comme coffrages perdus en construction mixte.

Les profilés laminés à froid sont utilisés pour des structures légères (serres, couverture provisoire, ...) et plus particulièrement dans les constructions standardisées. Ils présentent l'avantage d'être très légers, facilement transportables et s'obtiennent dans un grand choix de formes.

7. PROTECTION CONTRE LA CORROSION

Les produits finis en acier sont généralement livrés bruts. Ils sont sujets à la corrosion, qui se manifeste par l'apparition en surface des pièces de:

- calamine, qui est un oxyde dur né en cours de laminage;
 - rouille, qui est une gamme d'oxydes résultant d'un phénomène électrochimique engendré par l'humidité de l'atmosphère.
- Pour assurer la protection des aciers contre l'oxydation, il faut réaliser

d'abord un traitement de surface (grenaillage ou décapage à l'acide), puis appliquer ensuite une protection réalisée par:

- ✓ des peintures : glycérophtaliques, vinyliques, au caoutchouc, bitumineuses, époxydiques, polyuréthanes, etc., selon les caractéristiques du milieu et les exigences imposées;
- ✓ des revêtements métalliques:
 - galvanisation par dépôt électrolytique,
 - galvanisation au trempé,
 - métallisation,
 - shéardisation (zinc),
 - chromatisation (chrome).

Les épaisseurs de zinc varient de 20 à 100 microns.

Les forges livrent aujourd'hui des produits grenaillés prépeints, autoprotégés contre la corrosion après 2 ou 3 ans, et des aciers inoxydables.

8. ESSAIS DE CONTROLE DES ACIERS

Les essais normalisés de contrôle des aciers sont de deux types:

- **Les essais destructifs**, qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers.

Ce sont:

- **l'essai de traction** qui permet de mesurer le module d'élasticité longitudinal E , le coefficient de Poisson, les contraintes limites d'élasticité et de rupture, l'allongement à rupture,

- **l'essai de dureté**, qui étudie la pénétration d'une bille ou d'une pointe dans l'acier, et qui définit des degrés de dureté (duretés Brinell, Rockwell, Vickers),

- l'essai de résilience, qui permet de mesurer l'aptitude d'un acier à rompre par choc,

- l'essai de pliage,

- l'essai de fatigue, etc.

- Les essais non destructifs, qui renseignent sur la composition et la structure des aciers. Ce sont:

- la macrographie, c'est-à-dire l'examen visuel d'une surface polie traitée à l'acide,

- la micrographie, c'est-à-dire l'examen visuel au microscope des cristaux, qui permet de déterminer notamment la teneur en carbone,

- la radiographie, par rayons X (en laboratoire) ou rayons gamma (sur chantier), permet de déceler les défauts, cavités ou fissures internes des pièces, notamment des soudures,

- les ultrasons.

Nous nous bornerons ici à expliciter uniquement l'essai de traction, qui est le plus classique et le plus révélateur de données physiques.

8.1.ESSAI DE TRACTION

Il est pratiqué sur une éprouvette cylindrique, soumise à un effort de traction progressif, croissant de zéro à la rupture (Norme NF A. 03101). Un enregistrement graphique mesure l'allongement de l'éprouvette en fonction de l'effort de traction appliqué (ou de la contrainte). On obtient un diagramme (effort / déformation), selon la figure (1.10) ci-après.

Ce diagramme se décompose en 4 phases:

- phase OA : zone rectiligne, pour laquelle les allongements sont proportionnels aux efforts appliqués. C'est la zone élastique, qui est réversible, car si l'on supprime l'effort de traction, la barre revient à sa longueur initiale ($\Delta L/L = 0$);

- Cette phase est caractérisée par la loi de Hook qui lie entre les contraintes et

les déformations : $\sigma = E \cdot \varepsilon$ où (E) est le module d'élasticité longitudinale

(module de Young) et ε et la déformation ($\varepsilon = \Delta L/L$)

- **phase AA'** : palier de ductilité ou palier d'écoulement, c'est un palier horizontal, qui traduit un allongement sous charge constante. Il y a écoulement du matériau. A partir de A (par exemple, en M), si on supprime l'effort de traction, le retour à l'équilibre se fait selon une droite MM', parallèle à OA, et la pièce conserve un allongement rémanent OM'; **c'est la plasticité**.

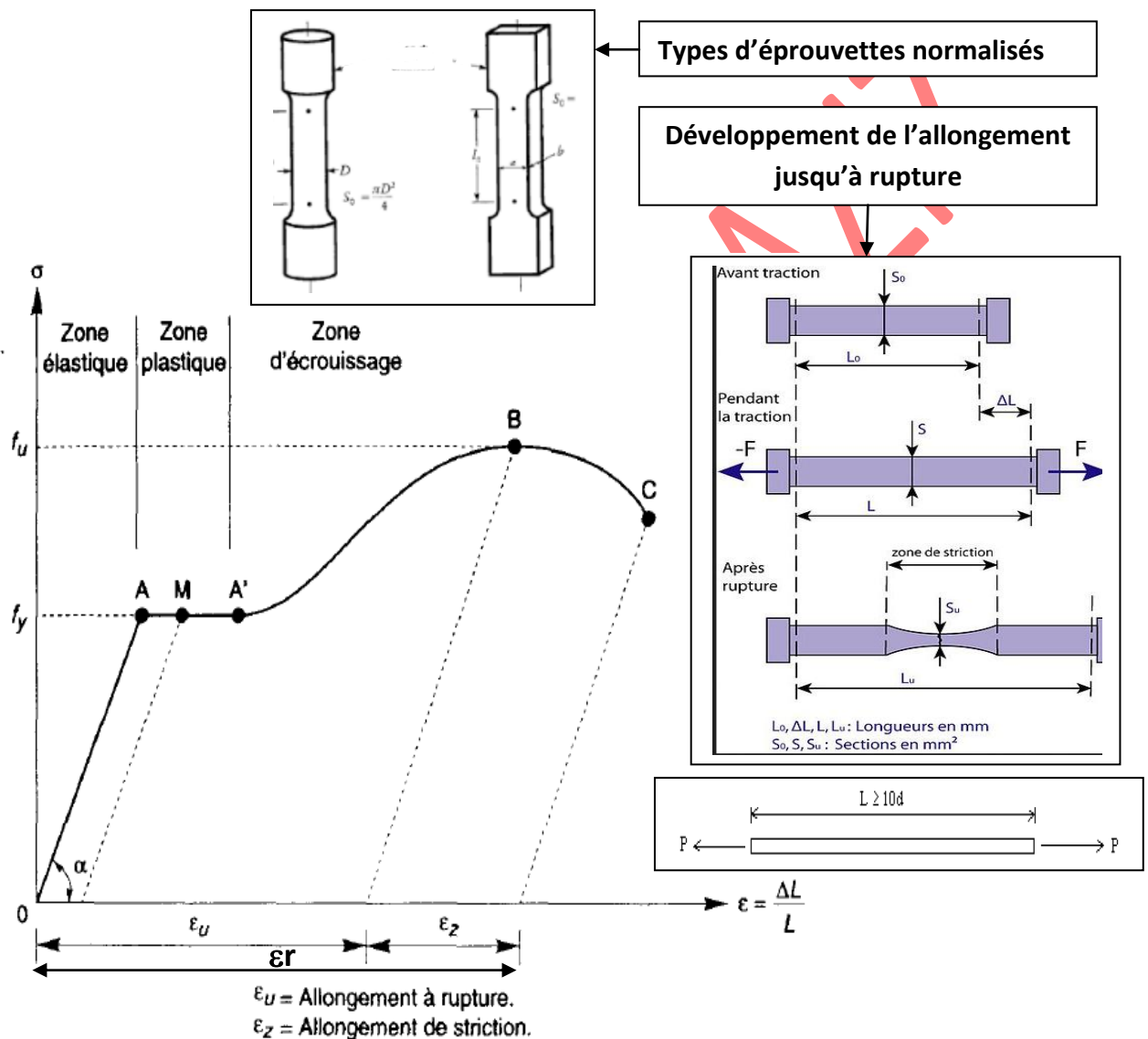


Figure 1.10: Diagramme de comportement d'un acier doux soumis à l'essai de traction simple

- **phase A'B:** la charge croît à nouveau avec les allongements jusqu'au point B;

Cette phase est caractérisée par la non linéarité de la relation entre les contraintes et les déformations, et ces dernières sont rémanentes (permanentes) ; c'est toujours la plasticité ou aussi (zone de cruissage).

- phase BC: l'allongement croît, bien que la charge soit décroissante, jusqu'au point C, qui correspond à la rupture. Dans cette dernière phase, la déformation plastique est localisée dans une faible portion de l'éprouvette et n'est plus homogène, il y a striction.

Ce diagramme permet de mesurer:

1- **La limite d'élasticité (f_y)** : qui est la contrainte à partir de laquelle les allongements deviennent permanents, et qui correspond sensiblement au seuil à partir duquel il n'y a plus proportionnalité entre contrainte et allongement, c'est-à-dire le point A. On détermine dans le même point **la déformation correspondante (ϵ_y)**.

3- **La résistance à la traction (à la rupture) (f_u) et la déformation correspondante (ϵ_u)**, qui correspondent au point B,

4- **le module d'élasticité longitudinal de l'acier E** : c'est la pente du droite dans la phase élastique

$$E = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma}{\Delta L/L} = 210\,000 \text{ MPa}$$

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

5- **La déformation (l'allongement) total à la rupture (ϵ_r)**, et **l'allongement de striction ϵ_z**

6- **le module d'élasticité transversal de l'acier**

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 84\,000 \text{ MPa}$$

7- Le coefficient de Poisson ν :

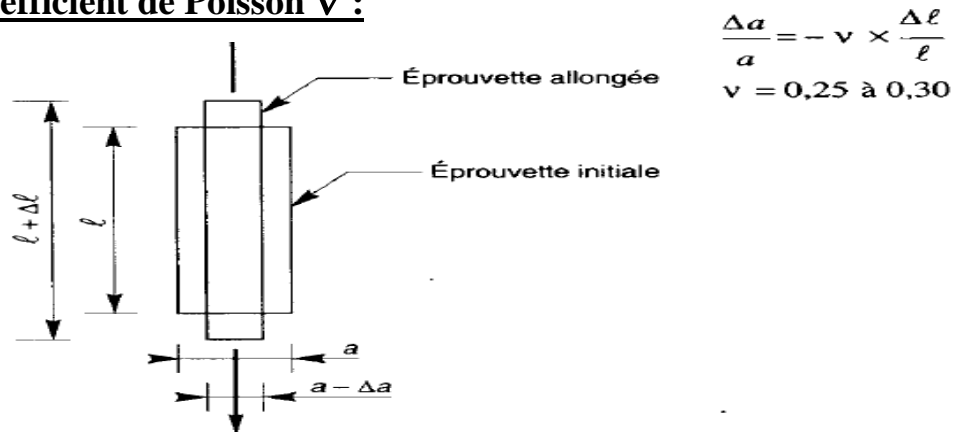


Figure 1.11 : Déformation d'une éprouvette soumise à la traction simple
(Coefficient de POISSON)

9. PLASTICITE DE L'ACIER : RESERVE DE SECURITE

Le palier de ductilité AA' est particulièrement important en construction métallique, car il représente une réserve de sécurité. En effet, il peut arriver que localement, dans une structure, des pièces soient sollicitées au-delà de cette limite élastique. Elles disposent, dans ce cas, du palier AA' pour se décharger dans des zones avoisinantes. On dit qu'il y a adaptation plastique.

Plus la teneur en carbone des aciers augmente, plus f augmente, plus le palier de ductilité se raccourcit et plus l'allongement à rupture diminue. La sécurité est donc inversement proportionnelle au taux de carbone. C'est pourquoi seuls les aciers doux (à faible taux de carbone) sont autorisés en construction métallique. Le taux moyen de carbone étant de 0,2 % (voir figures 1.12, 1.13 et 1.14ci-après).

Cette notion de plasticité/sécurité est très importante. En effet, la zone surcontrainte va, en se plastifiant, se déformer et se dérober, ce qui va provoquer le report des contraintes excessives sur des zones ou des pièces voisines non saturées.

Les structures métalliques ont donc, grâce à la ductilité de l'acier, la faculté d'équilibrer les zones de contraintes, par ce qu'il est convenu d'appeler l'adaptation plastique.

Par définition : *La ductilité est la capacité d'un matériau à subir de larges déformations plastiques sans se fracturer. Pour un acier doux la déformation plastique peut atteindre 20%.*

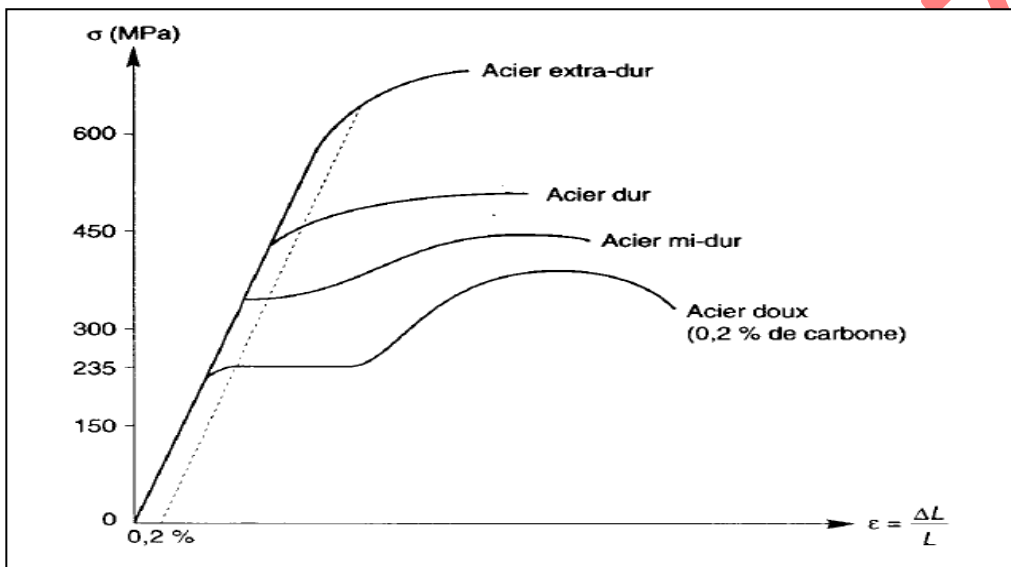


Figure 1.12 : Diagrammes de comportement des différentes classes d'acier soumis à l'essai de traction simple (différents paliers de ductilité).

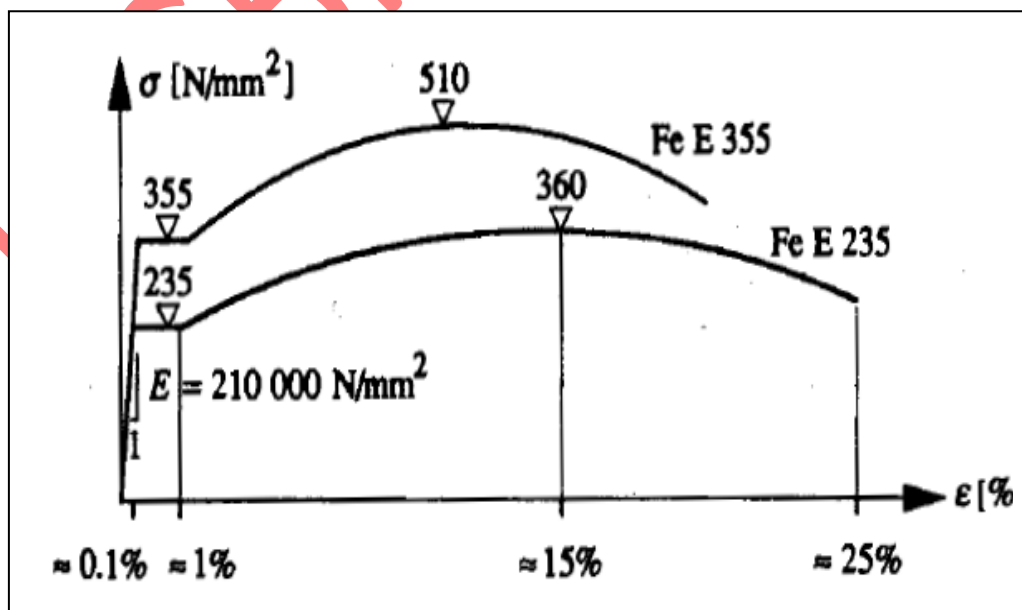


Figure. 1.13 : Diagrammes contrainte-déformation des aciers S 235 et S 355.

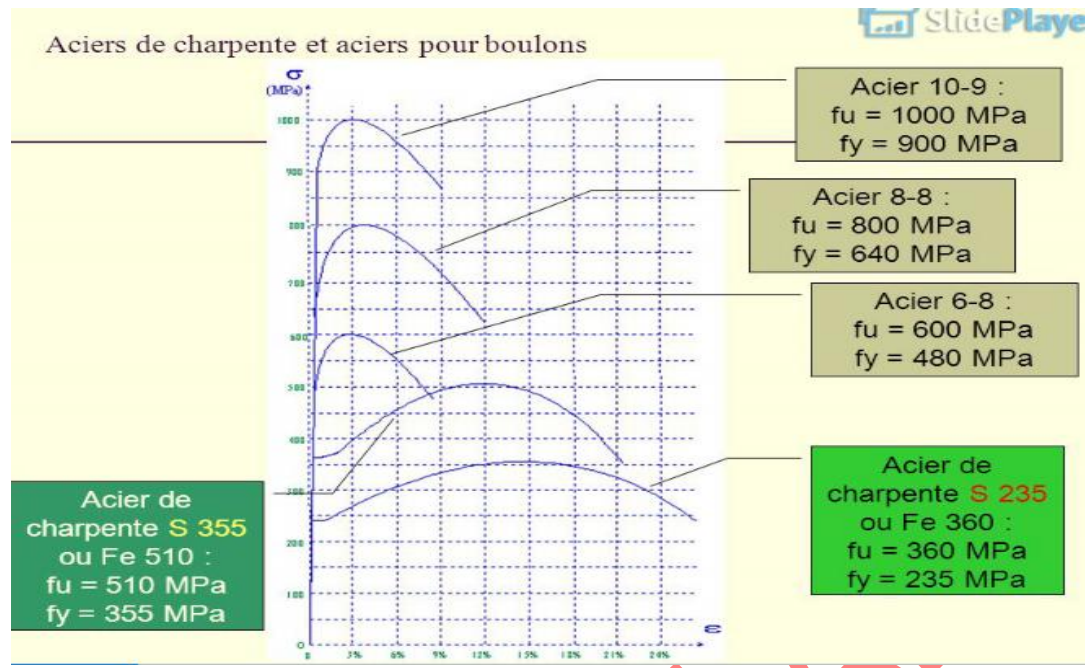


Figure 1.14 : Différentes nuances d'acier (pour charpente et pour boulons)

10. CARACTERISTIQUES DES ACIERS NORMALISES

Les divers aciers de construction sont réglementés par **la norme européenne EN 10025**. Cette norme définit des nuances d'acier, qui correspondent à leurs caractéristiques mécaniques.

Cette norme concerne les aciers non alliés, laminés à chaud et destinés à la fabrication d'éléments de construction, soudés ou non, et qu'il s'agisse de produits plats aussi bien que de produits longs.

Nous nous limitons en construction à trois nuances principales d'acier (S.235 dans la majorité des cas, S.275 et S.355 plus rarement, par exemple pour les ouvrages d'art), qui correspondent aux exigences du calcul en plasticité. En effet, le calcul en plasticité peut être utilisé dans l'analyse globale des structures ou de leurs éléments, à la condition que l'acier satisfasse aux trois exigences suivantes:

- la contrainte à la rupture en traction (f_u) doit être supérieure de 20 % au moins à la limite d'élasticité (f_y) : $f_u \geq 1,2 \cdot f_y$.

- l'allongement à rupture doit être supérieur à 15 % : $\epsilon_u \geq 0,15$;
- l'allongement à rupture (ϵ_u) (correspondant à f_u) doit être supérieur à 20 fois l'allongement (ϵ_y) (correspondant à f_y) : $\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$.

Les trois nuances d'acier figurant dans le tableau suivant satisfont à ces trois exigences.

Tableau 1.4 : Caractéristiques des différentes nuances d'acier normalisées

Caractéristiques mécaniques des Aciers en fonction de leur épaisseur t	Nuances d'Aciers		
	S.235	S.275	S.355
Limites élastique f_y (MPa) $t \leq 16$ mm $16 < t \leq 40$ mm $40 < t \leq 63$ mm	235 225 215	275 265 255	355 345 335
Contrainte de rupture en traction f_u (MPa) $t \leq 3$ mm $3 < t \leq 100$ mm	360/510 340/470	430/580 410/560	510/680 490/630
Allongement minimal moyen ϵ $t \leq 3$ mm $3 < t \leq 150$ mm	18 % 23 %	15 % 19 %	15 % 19 %

11. ACIER/BETON : AVANTAGES, INCONVENIENTS

Par rapport aux structures en béton armé ou précontraint, les structures métalliques présentent de nombreux avantages, et certains inconvénients.

Principaux avantages:

- **La fiabilité** : L'acier étant un matériau très homogène. Ce qui nous permet de garantir la composition chimique et les qualités mécaniques. Les contraintes réelles et celles calculées sont voisines les unes des autres. Comparé au matériau béton, c'est un matériau qui exige peu de contrôle.

- **industrialisation totale** : il est possible de préfabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité (à partir des laminés). Le montage sur site, par boulonnage, est d'une grande simplicité.
- **transport aisé**, en raison du poids peu élevé, qui permet de transporter loin, en particulier à l'exportation;
- **résistance mécanique (Ductilité)**:
 - la grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées,
 - la possibilité d'adaptation plastique offre une grande sécurité,
 - la tenue aux séismes est bonne, du fait de la ductilité de l'acier, qui résiste grâce à la formation de rotules plastiques et grâce au fait que la résistance en traction de l'acier est équivalente à sa résistance en compression, ce qui lui permet de reprendre des inversions de moments imprévus;
- **Avantages de la légèreté** : Il est bien connu que les structures métalliques sont plus légères que les structures en béton. Toutefois, cette légèreté possède des avantages et également des inconvénients. Cela étant dit, il existe deux avantages essentiels, à savoir :
 - - la possibilité de réaliser des ouvrages en acier sur des sols de très mauvaises qualités (sols à faible capacité portante)
 - - Les structures métalliques ne contenant pas de plancher en béton ont des masses assez faibles. Ces masses mises en vibration lors d'une excitation sismique engendrent des forces d'inertie (ou sismiques) de faibles intensités puisque ces forces d'inertie sont directement proportionnelles aux masses et aux accélérations : $f_i = m_i \gamma_i$
- **Préfabrication et rapidité d'exécution** : L'acier nous confère le pouvoir de réaliser des bâtiments et des ouvrages en des temps records. C'est un

produit qui s'adapte bien à la préfabrication et à l'industrialisation de la construction. Le travail en chantier peut être réduit aux opérations de montages et d'assemblages simples.

- **possibilités architecturales beaucoup plus étendues qu'en béton.**

Principaux inconvénients:

- **Risques d'instabilités de forme (flambement, déversement et voilement)** Les éléments de structures métalliques étant souvent élancés et / ou à parois minces, les risques d'apparition d'instabilités citées précédemment sont élevés. Une vigilance particulière doit être accordée aussi bien au niveau de la conception, des calculs que de la réalisation.
- **nécessité d'entretien régulier** des revêtements protecteurs contre la corrosion, pour assurer la pérennité de l'ouvrage.
- **Inconvénient de la légèreté :** A cause de leur légèreté, les ossatures métalliques doivent être vigoureusement vérifiées vis-à-vis des risques de renversement et de soulèvement par le vent. Aussi dans certains cas de remontées d'eaux de nappes phréatiques, des risques de soulèvement (par flottaison) due à la poussée hydrostatique sont à prendre en considération en réalisant des dispositifs d'ancrage de la construction par des blocs de béton.
- **mauvaise tenue au feu**, exigeant des mesures de protection onéreuses;

Influence de la température

Si la basse température rend l'acier fragile, la haute température réduit les différentes caractéristiques de l'acier de construction. L'acier a une mauvaise réputation vis-à-vis de l'incendie bien qu'il soit incombustible.

La ruine d'éléments porteurs en acier est provoquée par l'influence de trois causes:

- perte de rigidité (diminution de E),
- perte de résistance (diminution de f_y et de f_u),
- dilatation.

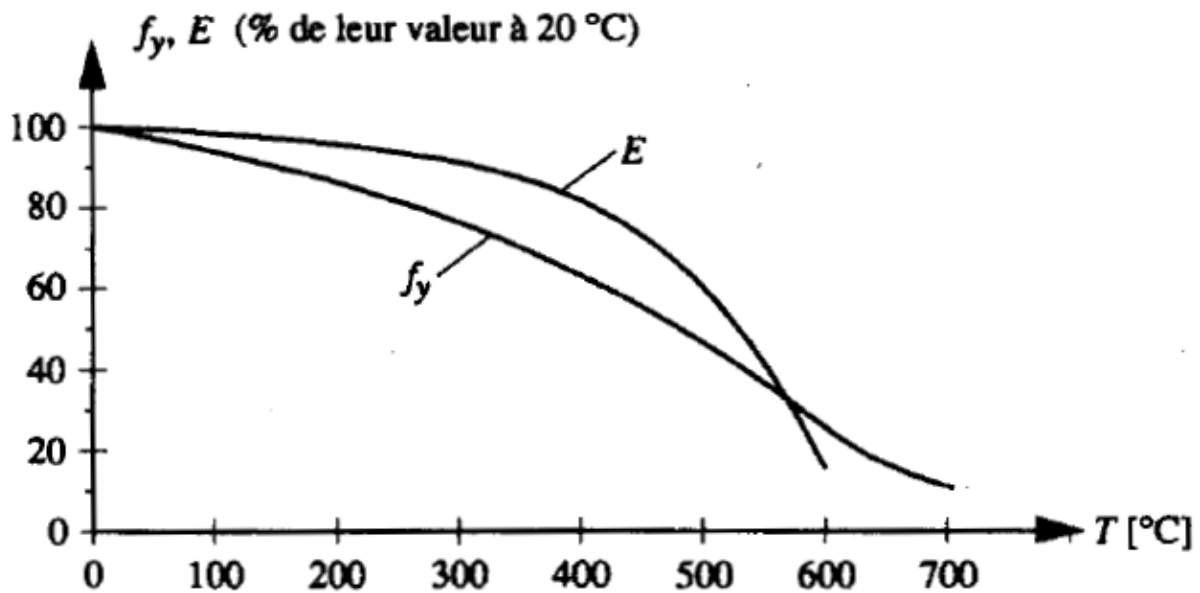


Figure 1.15 : Modification du module d'élasticité et de la limite d'élasticité de l'acier de construction en fonction de la température.

12. APPLICATIONS

Application 1

Soit une éprouvette cylindrique d'acier doux de 50 cm de longueur et de 6mm de diamètre soumise à un essai de traction simple jusqu'à la rupture ;

1-calculer la déformation élastique ϵ_y sachant que $f_y=235\text{MPa}$

2-calculer l'allongement élastique Δl_y

3-calculer la charge limite élastique N_y

4-calculer l'allongement à la rupture Δl_r sachant que $\epsilon_r=20\%$.

5-calculer la charge de rupture N_u sachant que $f_u=350\text{MPa}$

6-calculer le raccourcissement du diamètre ($\Delta \phi_y$) correspond à la déformation élastique ϵ_e

7- calculer les rapports N_u/N_y et $\Delta l_r/\Delta l_y$

8- Conclusion

Données : $E=2,1 \cdot 10^5 \text{MPa}$

Application 2

L'essai de traction simple est effectuée sur une barre d'acier doux de section carrée (10mmx10mm) et de longueur $l_0=30\text{mm}$

1. Déduire les différentes caractéristiques mécaniques de l'acier du diagramme de comportement suivant :

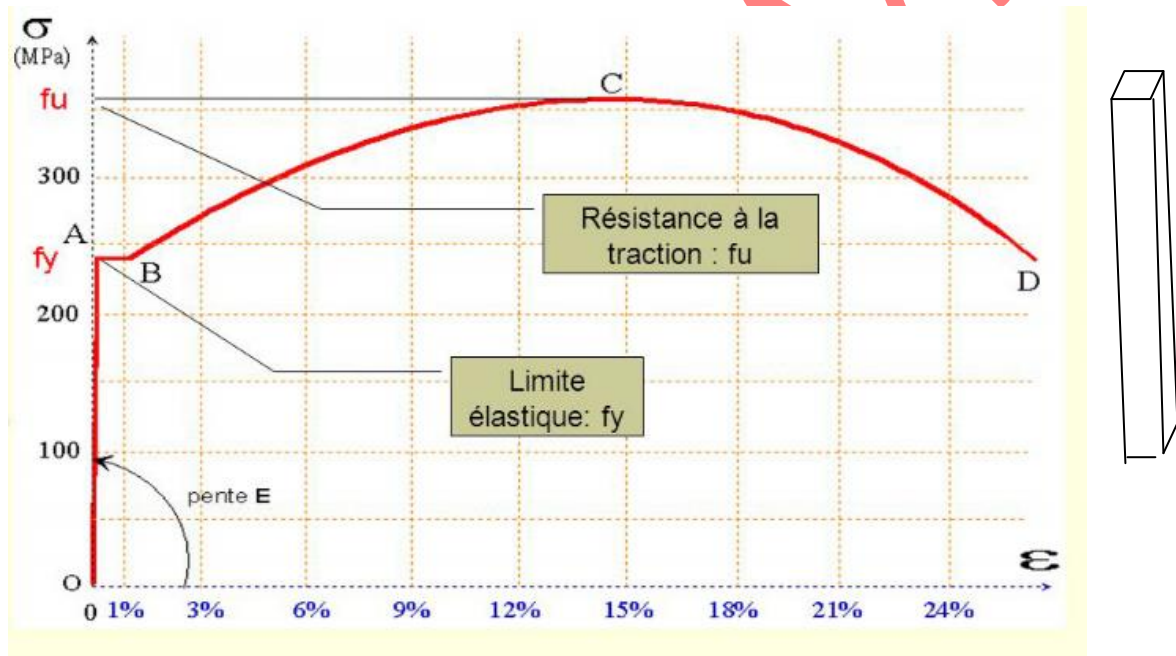


Figure I.16 : diagramme de comportement de l'acier en question

- 2- Déduire la charges (N_y et N_u) correspondantes aux f_y et f_u .
- 3- Déduire les allongements élastiques (Δl_e) et ultime Δl_u et à la rupture (Δl_r).
- 4- Déduire le raccourcissement dans la section transversale (Δa) .

CHAPITRE 2

NOTIONS DE BASE ET SECURITE

1.BASES ET REGLES DE CALCUL

1- La conception, le calcul ainsi que la réalisation de tout bâtiment en acier doivent satisfaire aux exigences fondamentales suivantes:

- **Exigences de sécurité** : Le bâtiment doit résister et rester stable avec des degrés appropriés de fiabilité aux actions et influences susceptibles de s'exercer sur lui durant son exécution et lors de son exploitation.
- **Exigences d'aptitude au service** : il doit être apte au service pour lequel il a été conçu avec une probabilité acceptable compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- **Exigences de durabilité** : Il doit avoir une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

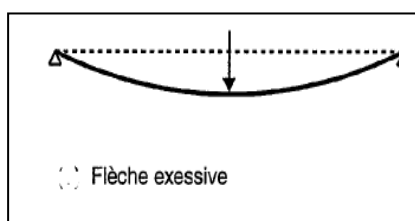
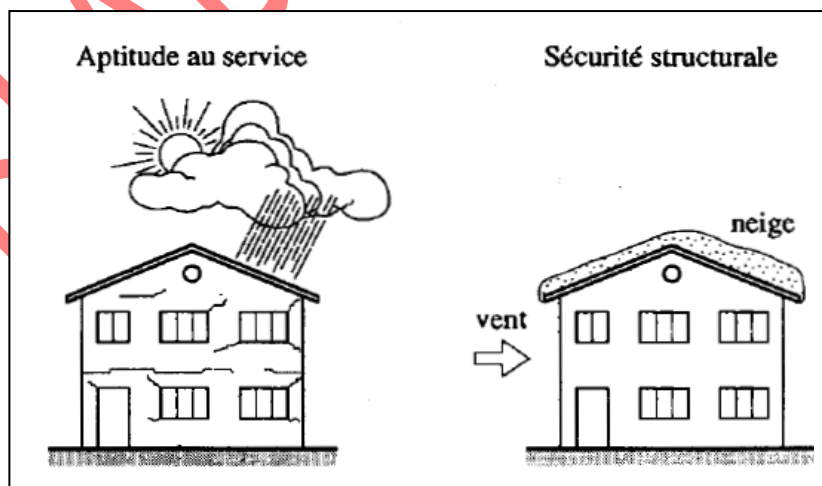


Figure 2.1 : aptitude de la construction aux surcharges climatiques et aux déformations excessives



1.1. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Lors de calcul et de vérification des structures ou de l'un de ses éléments on utilise des normes et des règlements.

1.1.1. Définition

Norme : c'est une règle fixant le type d'un objet fabriqué ou d'un service et les conditions techniques de réalisation.

Règlement : ce sont les règles et les recommandations qui gèrent la conception, le calcul, la vérification et l'exécution d'un ouvrage ou l'un de ses éléments

Autrefois, le règlement utilisé c'était le CM66 . Actuellement nous utilisons les règles algériennes (CCM97) qui sont inspirées de l'Eurocode 3. (1993)

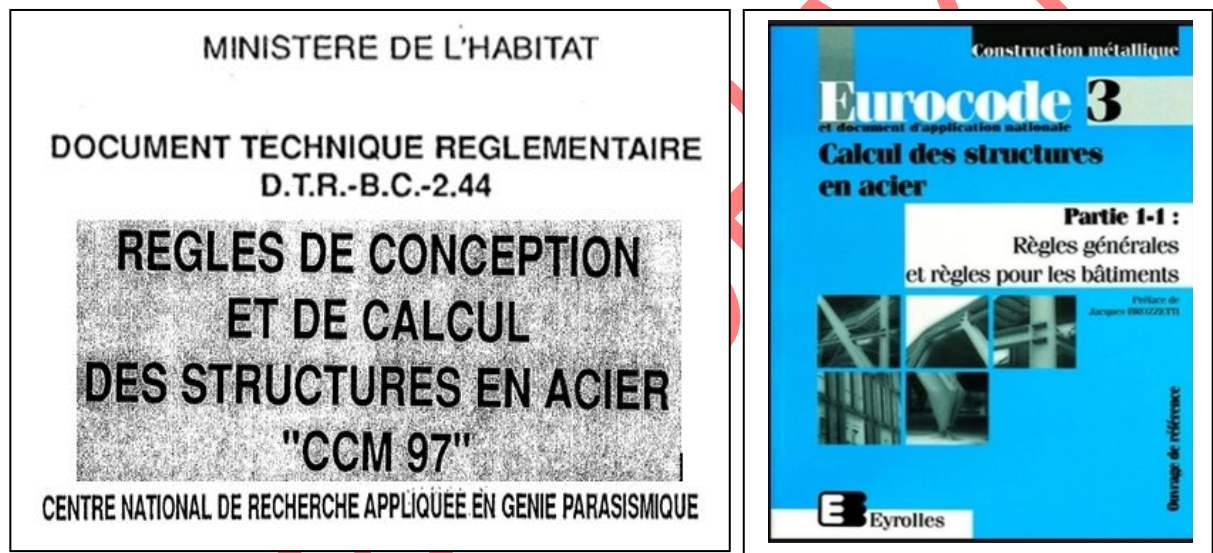


Figure 2.2. Pages de gardes des règles de calcul algériennes (CCM97) et européennes (Eurocode 3).

1.2. LES EUROCODES

Les **Eurocodes** sont les normes européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.

1.2.2. Familles d'Eurocodes

On compte 60 Eurocodes, regroupés en 10 familles:

- **Eurocode 0: Bases de calcul des structures (EN 1990)**
- **Eurocode 1: Actions sur les structures (EN 1991)**
- Eurocode 2: Calcul des structures en béton (EN 1992)

- **Eurocode 3: Calcul des structures en acier (EN 1993)**
- **Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-béton (EN 1994)**
- Eurocode 5: Conception et calcul des structures en bois (EN 1995)
- Eurocode 6: Calcul des ouvrages en maçonnerie(EN 1996)
- Eurocode 7: Calcul géotechnique (EN 1997)
- Eurocode 8: **Calcul des structures pour leur résistance aux séismes (EN 1998)**
- Eurocode 9: Calcul des structures en aluminium (EN 1999)

Les Eurocodes sont publiés par les instituts de normalisation nationaux (AFNOR, NBN, NEN...) avec l'indicatif national devant le numéro de la norme.

Exemple : NBN EN 1991-1-1 (norme Belge).

2. **ACTIONS ET COMBINAISONS D'ACTIONS**

2.1 **ACTIONS ET CHARGES**

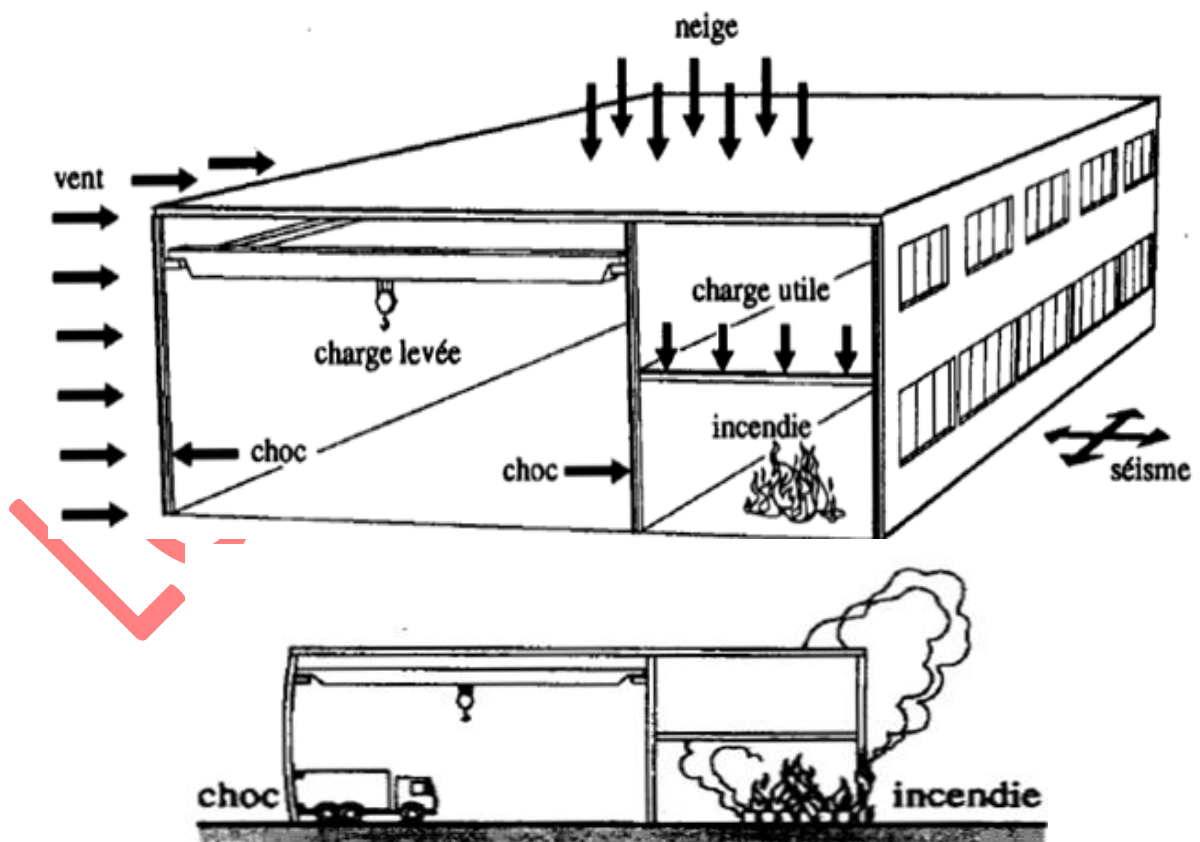


Figure 2.3 : Différents types de charges.

Les actions à prendre en compte sont classées en trois catégories :

- 1- Actions (ou charges) permanentes (G) qui comprennent le poids propre des éléments de la structure et de ses équipements (poids volumique de l'acier $\gamma=7850\text{daN/m}^3$ ou $\rho=7850\text{Kg/m}^3$).
- 2- Actions (ou surcharges) variables (Q) qui comprennent la charge d'exploitation, les charges appliquées au cours d'exécution et les charges climatiques : neige (S) et vent (W).
- 3- Actions accidentelles (A) qui comprennent les séismes, les explosions et les chocs.
- 4- L'effet de la température (T) (coefficient de dilatation de l'acier $=1,22.10^{-6}/^\circ\text{C}$).

Ces différents types de charges et de surcharges sont déterminés selon des documents réglementaires qui sont :

Les charges d'exploitation peuvent être estimées avec la norme N.F. P 06.001.

- Les charges de neige sont définies par le D.T.U. 06.002 (règles N.84).
- Les charges de vent sont définies par le D.T.U. 06.006 (règles NV 65).
- Action des gradients thermiques: variation relative de longueur de : $- 4. 10^{-4}$ à $+3. 10^{-4}$.

2.2 COMBINAISONS DES CHARGES

Les règles (EC3) définissent un processus de conception formalisé dans lequel il existe des incertitudes sur :

- le chargement
- les lois constitutives du matériau
- les imperfections de la structure
- la modélisation de la structure

Prises en compte en spécifiant :

- les niveaux de chargements
- les limites des propriétés matériaux
- les tolérances de fabrication et d'exécution

— les méthodes d'analyse adaptées

• **Remarque :** Les règles n'éliminent pas les incertitudes, mais elles aident simplement à les maintenir dans des limites définies.

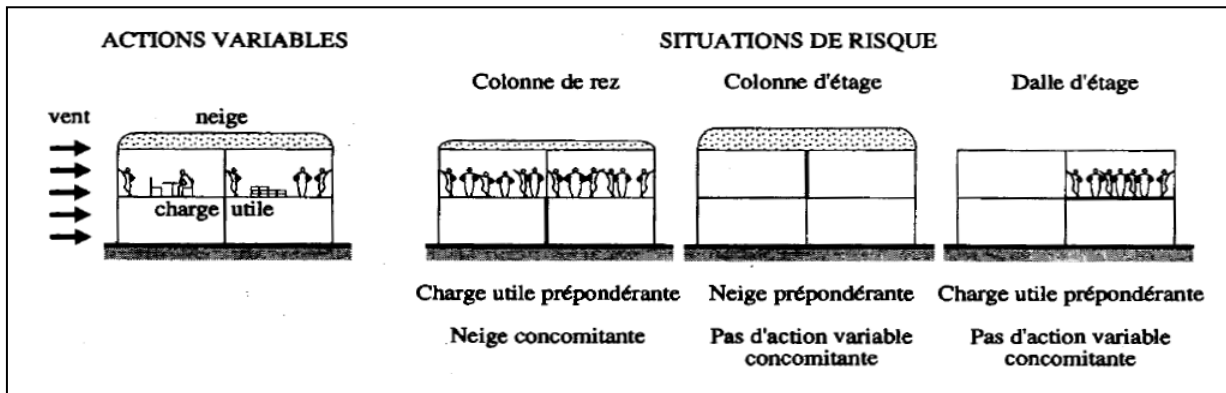


Figure. 2.4. Actions variables et situations de risque à considérer.

2.2.1. LES ETATS LIMITES :

Un état-limite est un état particulier, au delà duquel une structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue et dimensionnée.

On distingue deux types d'états limites:

1- **ÉTAT LIMITE DE SERVICE (É.L.S.)**, qui correspond à l'utilisation courante et quotidienne de l'ouvrage et qui limite les déformations de la structure, afin d'éviter des désordres secondaires et garantir la pérennité de l'ouvrage (Limitation des flèches, de la fissuration du béton...);

- Déformations
- Vibrations

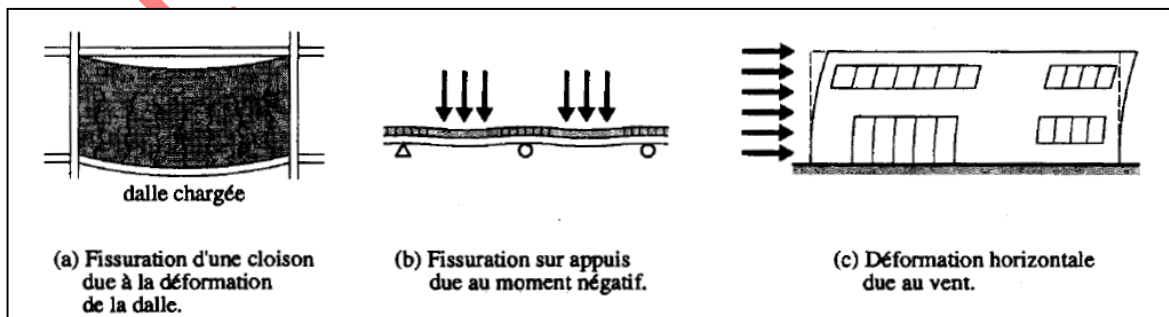
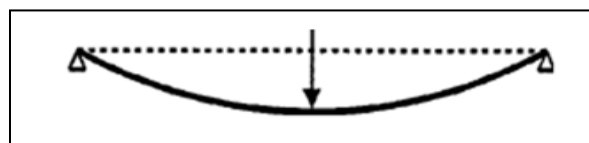


Figure 2.5 : différents types de déformations dans la structure

Les combinaisons d'actions a L'ELS sont :

- avec une seule action variable : $G+Q$
- avec plusieurs actions variables : $G+0,9\Sigma Q_i$

2- ETAT LIMITE ULTIME (ELU)

L'état limite ultime est l'état associé à l'effondrement et montre l'incapacité à reprendre des charges plus importantes.

- Résistance
- Stabilité
- Fatigue
- Résistance incendie

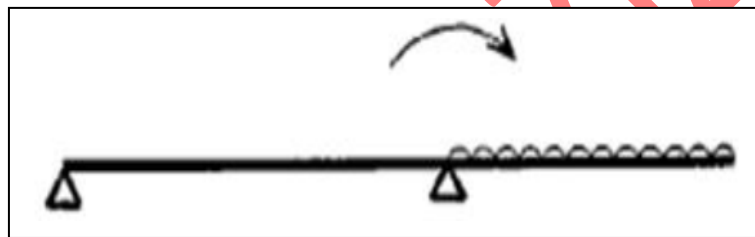


Figure 2.6 : renversement d'une poutre : instabilité :(ELU)

Les combinaisons d'actions à l'ELU sont:

- avec une seule action variable: $1,35 G \max + G \min + 1,50 Q$.

Avec $G \max$ = action permanente défavorable, $G \min$ = action permanente favorable, Q : action variable défavorable

- avec plusieurs actions variables: $1,35 G \max + G \min + 1,35 \Sigma Q_i$.

3. CONVENTION DES AXES DES SECTIONS TRANSVERSALES SELON L'EC3

Le système utilisé est un système d'axes de coordonnées cartésiennes liées à la section, dont l'origine passe par le centre de gravité de la section. Comme le montre la figure:

- l'axe des y est l'axe de plus forte inertie,
- l'axe des z est l'axe de plus faible inertie,
- l'axe des x est l'axe longitudinal perpendiculaire à la section.

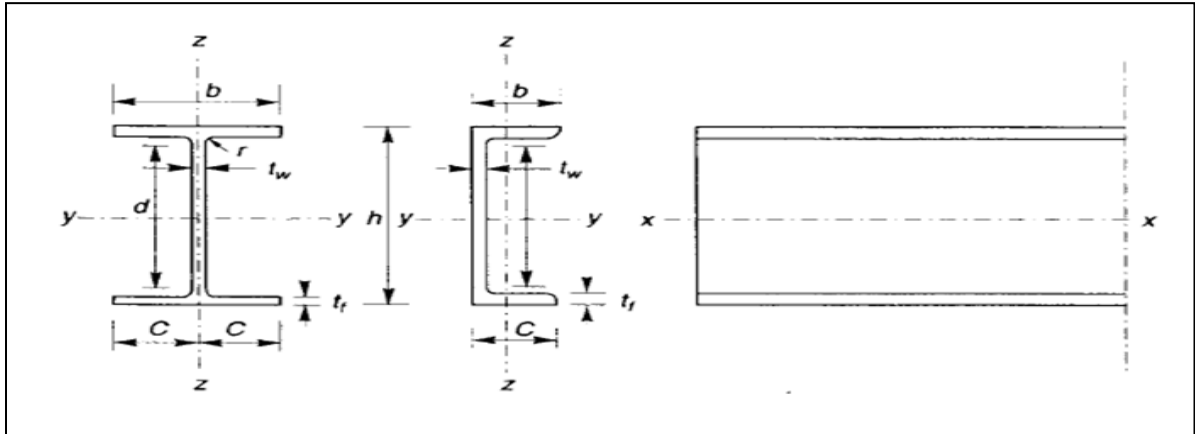


Figure 2.5 : système de repérage des sections transversale utilisé par L'EC3

4. CLASSIFICATION DES SECTIONS SELON L'EC3

Quatre classes de section ont été définies, allant de la section 1 (la plus performante) à la section 4 (la moins performante).

Classe 1	classe la plus performante	sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, et possédant une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique	valeurs plastiques prises en compte dans les calculs
Classe 2	classes intermédiaires	sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée	
Classe 3		sections transversales pouvant atteindre leur résistance élastique en fibre extrême, mais non leur résistance plastique, du fait des risques de voilement local	valeurs élastiques prises en compte dans les calculs
Classe 4	classe la plus fragile	sections transversales ne pouvant atteindre leur résistance élastique, du fait des risques de voilement local	valeurs élastiques efficaces prises en compte dans les calculs

4.1. CLASSES DES SECTIONS USUELLES

Les sections usuelles (IPE et HEA) sont classées selon leurs dimensions géométriques, la nuance d'acier utilisé et la sollicitation exercée :

Les IPE

Profilé		Classe de la section		
		En compression simple	En flexion simple, M_y	En flexion simple, M_z
IPE <u>S235</u>	80 → 240	1	1	1
	270	2	1	1
	300	2	1	1
	330	2	1	1
	360	2	1	1
	400	3	1	1
	450	3	1	1
	500	3	1	1
	550	4	1	1
	600	4	1	1
IPE <u>S275</u>	80 → 160	1	1	1
	180	2	1	1
	200	2	1	1
	220	2	1	1
	240	2	1	1
	270	3	1	1
	300	4	1	1
	330	4	1	1
	360	4	1	1
	400	4	1	1
	450	4	1	1
	500	4	1	1
	550	4	1	1
600	4	1	1	
 <u>S355</u>	80 → 220	1	1	1
	240	2	1	1
	270	2	1	1
	300	2	1	1
	330	3	1	1
	360	3	1	1
	400	3	1	1
	450	4	1	1
	500	4	1	1
	550	4	1	1
600	4	1	1	

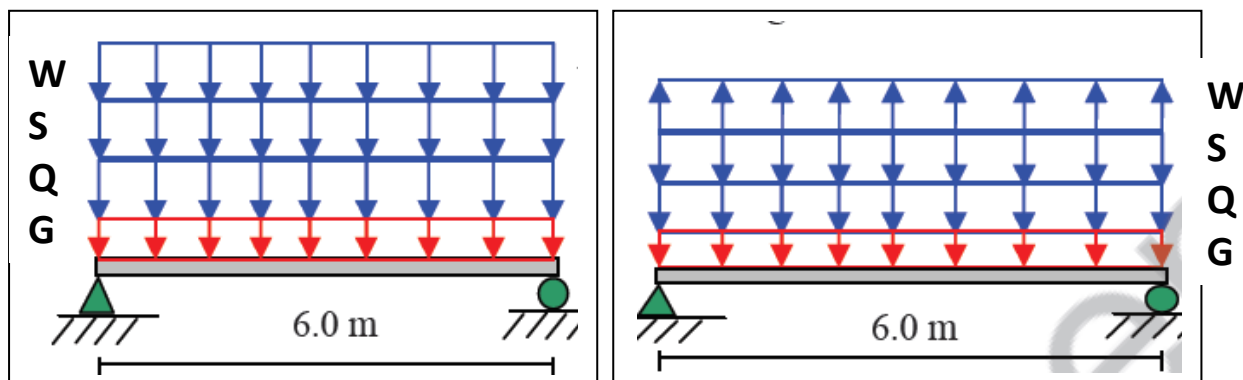
Les HEA

Profilé		Classe de la section		
		En compression simple	En flexion simple, M_y	En flexion simple, M_z
HEA <u>S235</u>	100 → 500	1	1	1
	550	2	1	1
	600	2	1	1
	650	3	1	1
	700	3	1	1
	800	4	1	1
	900	4	1	1
	1000	4	1	1
HEA <u>S275</u>	100 → 260	1	1	1
	280	2	2	2
	300	2	2	2
	320 → 450	1	1	1
	500	2	1	1
	550	2	1	1
	600	3	1	1
	650	4	1	1
	700	4	1	1
	800	4	1	1
	900	4	1	1
1000	4	1	1	
HEA <u>S355</u>	100 → 160	1	1	1
	180 → 240	2	2	2
	260	3	3	3
	280	3	3	3
	300	3	3	3
	320	2	2	2
	340	1	1	1
	360	1	1	1
	400	2	1	1
	450	2	1	1
	500	3	1	1
	550	4	1	1
	600	4	1	1
	650	4	1	1
700	4	1	1	
800	4	1	1	
900	4	1	1	
1000	4	1	1	

Applications :

Exercice 1 : Déterminer les combinaisons des charges défavorables pour les poutres suivantes ($G=100\text{daN/m}$, $Q=750\text{daN/m}$, $S=200\text{daN/m}$, $W=350\text{daN/m}$)

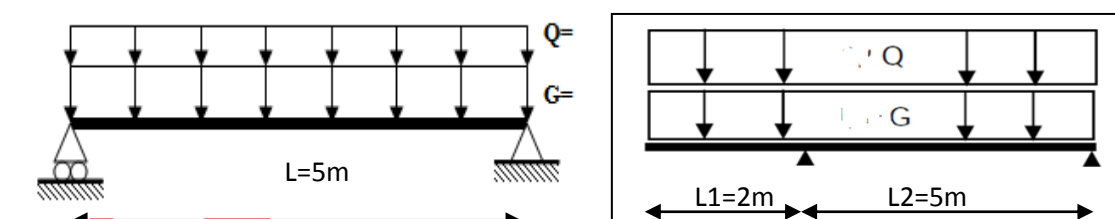
-Déterminer le moment fléchissant M_f max et l'effort tranchant V_{max} .



Exercice 2 : Déterminer les combinaisons des charges possibles pour les poutres suivantes vis-à-vis:

- Des appuis
- Des travées, avec ($G=2\text{KN/m}$ et $Q=3\text{KN/m}$)

Si on introduit l'effet de soulèvement dû au vent ($W= (-2,5\text{KN/M}$, (vers le haut)), quelles sont les combinaisons possibles dans ce cas ??



Exercice 3 : vérifier la stabilité de manutention sous les actions suivantes dans les deux cas (a et b) :

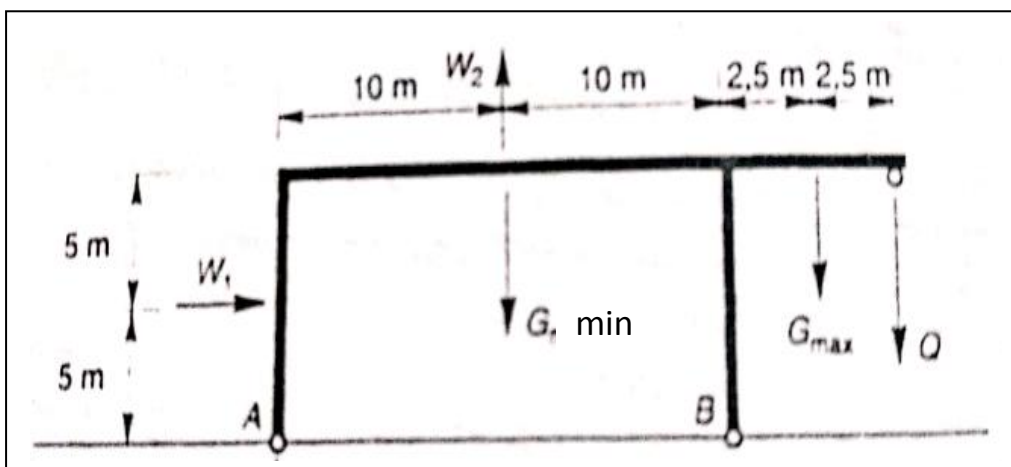
Charge permanente favorable $G_{min}=100\text{KN}$,

Charge permanente défavorable $G_{max}=40\text{KN}$,

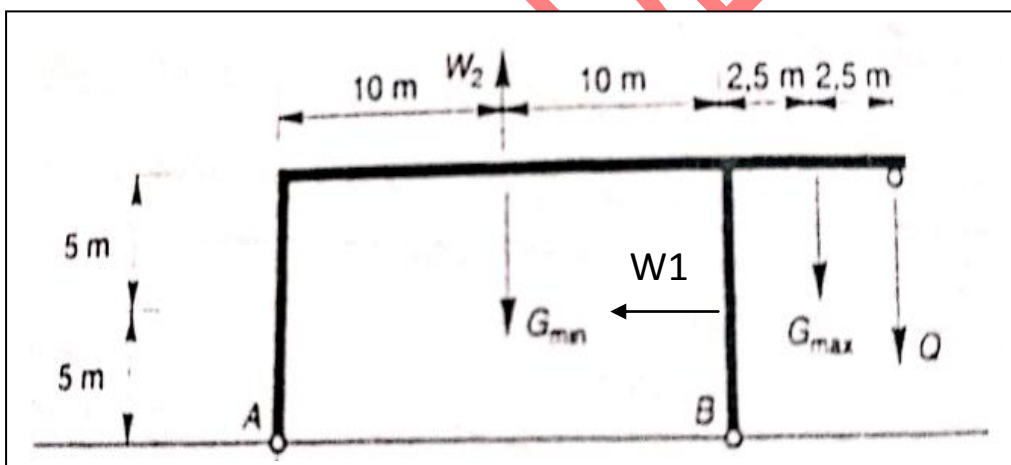
Charge maximale de manutention (d'exploitation) , $Q=100\text{KN}$,

Pression du vent sur bardage $W_1=50\text{KN}$,

Dépression du vent sur toiture, $W_2=15\text{KN}$.



Portique de manutention, Cas (a)



Portique de manutention, Cas (b)

CHAPITRE 3

CALCUL DES PIÈCES SOLLICITÉES EN TRACTION SIMPLE

La traction simple est l'un des problèmes les plus simples qui rencontrent l'ingénieur lors de calcul et vérification des éléments des structures.

Les éléments qui peuvent être sollicités en traction simple sont les diagonales des systèmes treillis, les câbles de manutentions et les goujons d'ancrage ainsi que les liernes des pannes et les tirants (suspentes) des lisses de bardage.

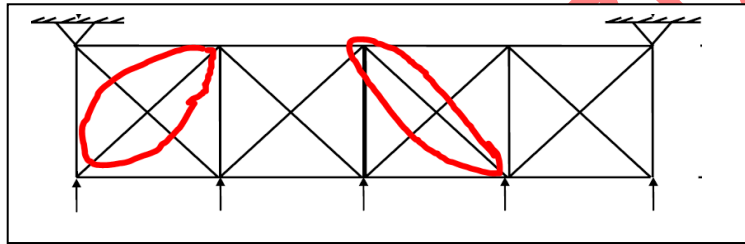


Figure 3.1. Éléments tendus dans une poutre au vent (diagonales).

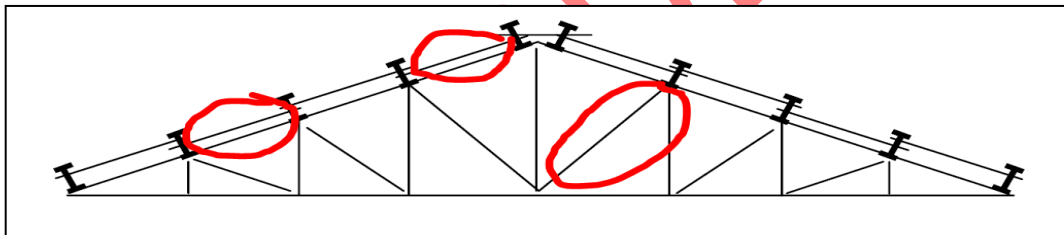


Figure 3.2. Éléments tendus dans une ferme (diagonales, liernes)

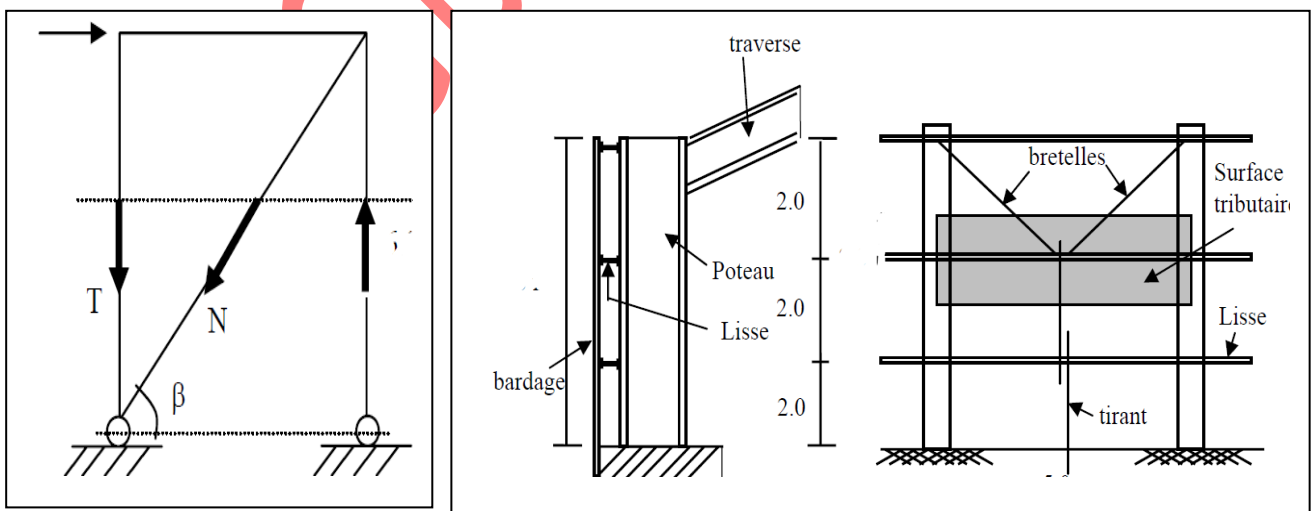


Figure 3. 3. Diagonale de stabilité longitudinale et tirant de lisses de bardage en cas traction

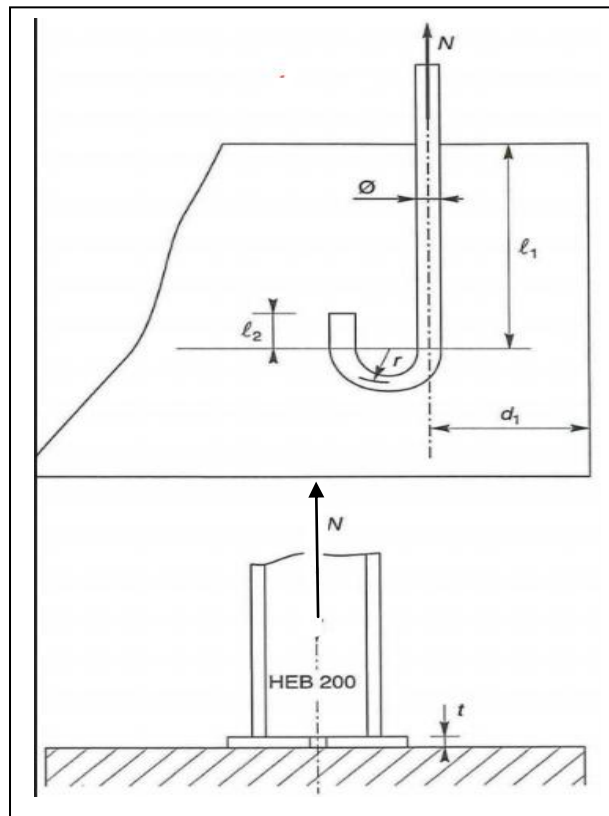
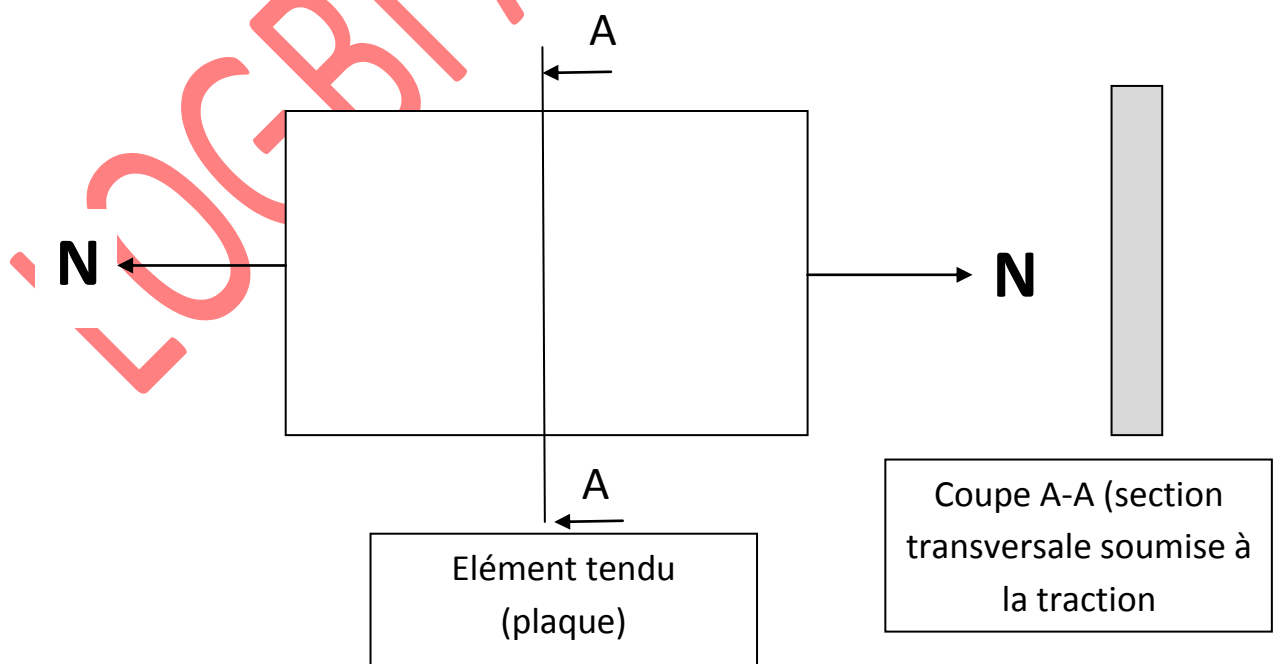
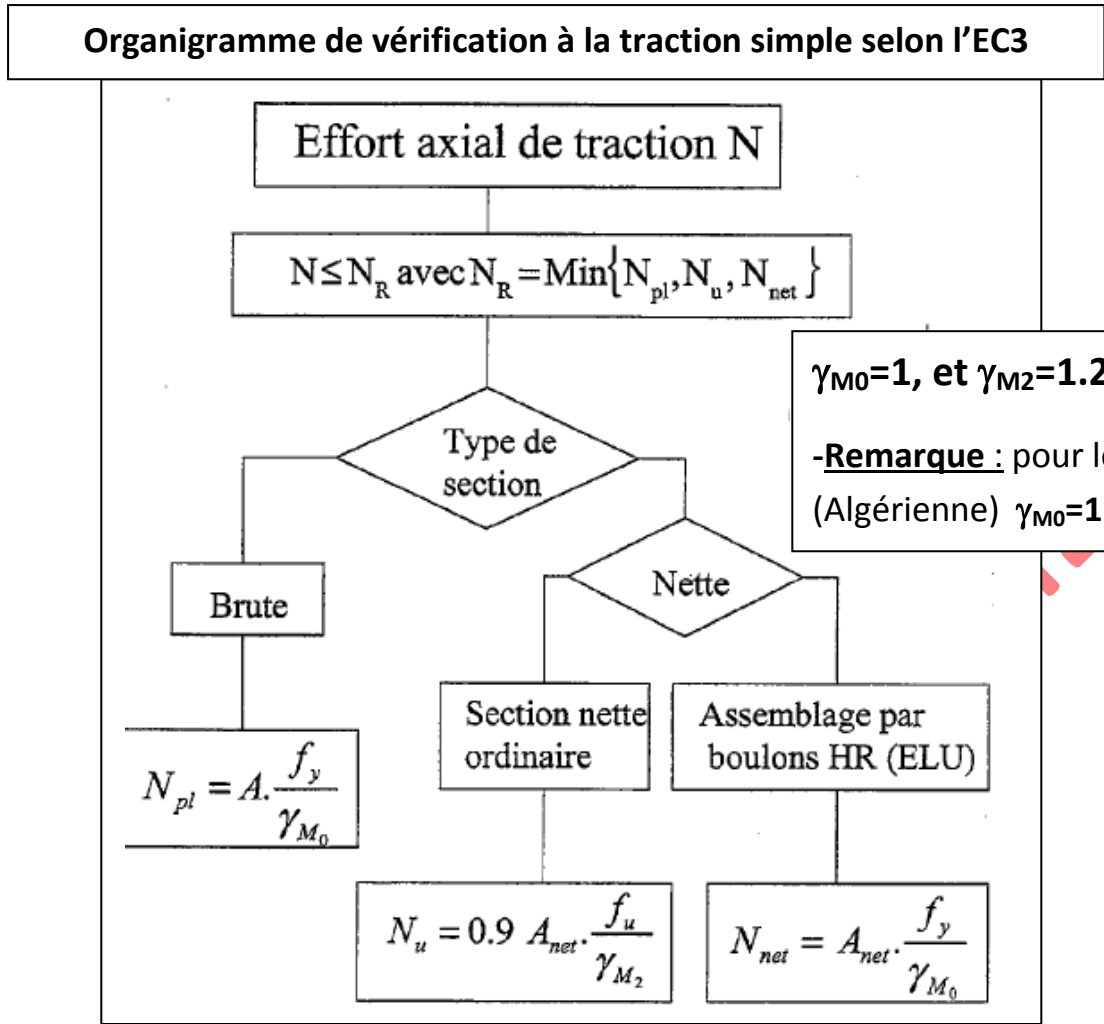


Figure 3. 4. Goujons d'ancrage en cas de traction (soulèvement dû au vent)

1. CALCUL ET VERIFICATION SELON L'EUROCODE 3





4.4.1. EFFORT AXIAL DE TRACTION (N)

Dans un élément sollicité en traction axiale, l'effort de traction N dans chaque section transversale doit rester inférieur à l'effort résistant de traction, soit :

$$N \leq N_R = \min [N_{pl} ; N_u ; N_{net}]$$

avec :

$N_{pl} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$ (résistance plastique de la section brute)

$N_u = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$ (résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation)

$N_{net} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0}$ (résistance plastique de la section nette pour les assemblages par boulons précontraints à l'É.L.U.)

2.1.SECTION BRUTE

2.1.1.CAS DES PLAQUES TENDUES

Pour les plaques la section brute c'est l'aire de la section transversale totale (sans aucun vide) : $A_{brute} = e.b$

Avec :

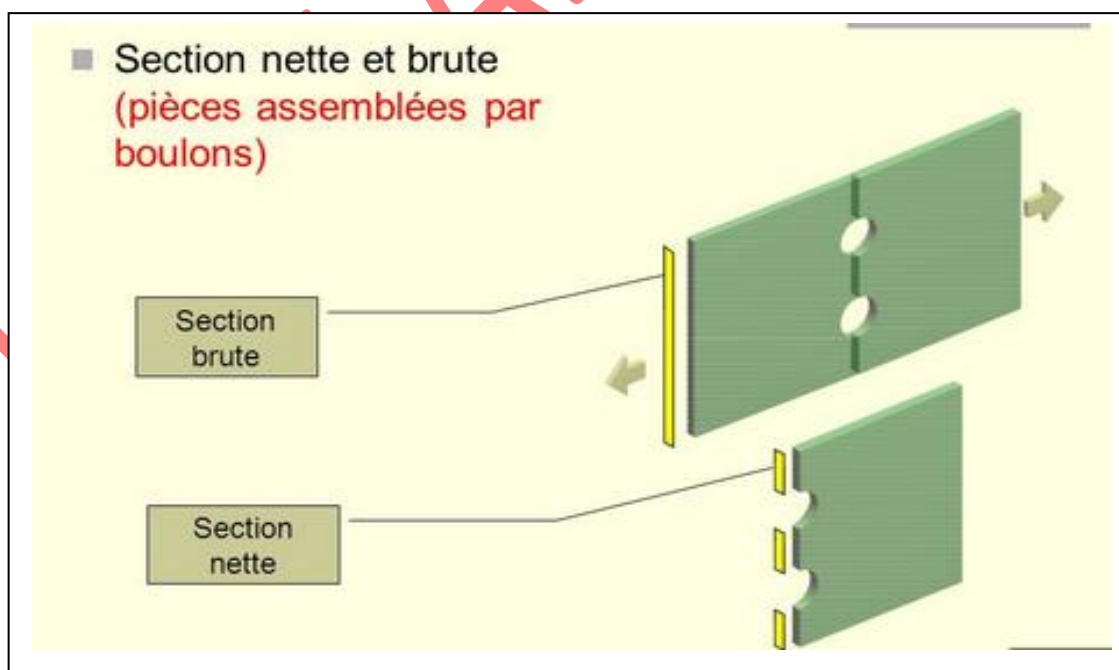
- e : l'épaisseur de la plaque
- et (b) la largeur



2.1.2.CAS DES CORNIERES

Pour les cornières et les barres usuelles utilisé généralement dans les système triangulés (fermes, contreventement, poutres au vent,) les sections sont données dans des tableaux qui sont décrits par la norme (NF EN 10025) (voir la fin de ce chapitre) :

2.2.SECTION NETTE



2.2.1.CAS DES PLAQUES TENDUES

La section nette se calcule suivant la ligne de rupture probable que peut suivre la rupture lors de traction. Il est défini comme étant la ligne la plus courte des différentes lignes probables. On distingue plusieurs cas :

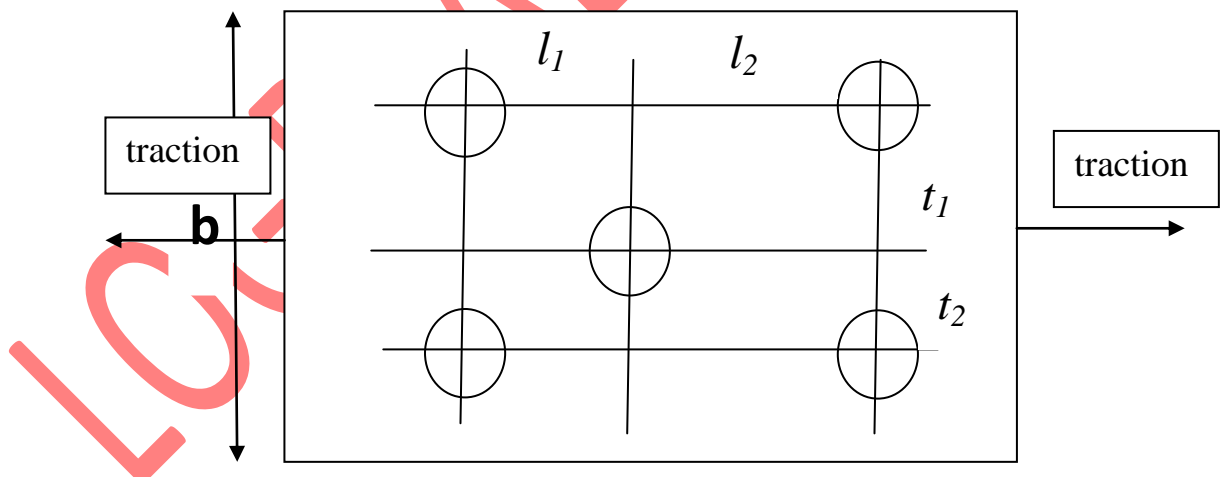
➤ **1^{er} cas : Si les trous sont alignés :**

Dans ce cas là la section nette se calcule comme suit :

$$A_{net} = A_{brute} - A_{trous}$$

➤ **2^{ème} cas : Si les trous ne sont pas alignés :** on calcule la section nette minimale correspondante à la ligne de rupture minimale comme suit:

$$A_{nette} = e \left(b - n \cdot \phi + \sum_{i=1}^k \left(\frac{(li)^2}{4ti} \right) \right)$$



-Epaisseur (e)

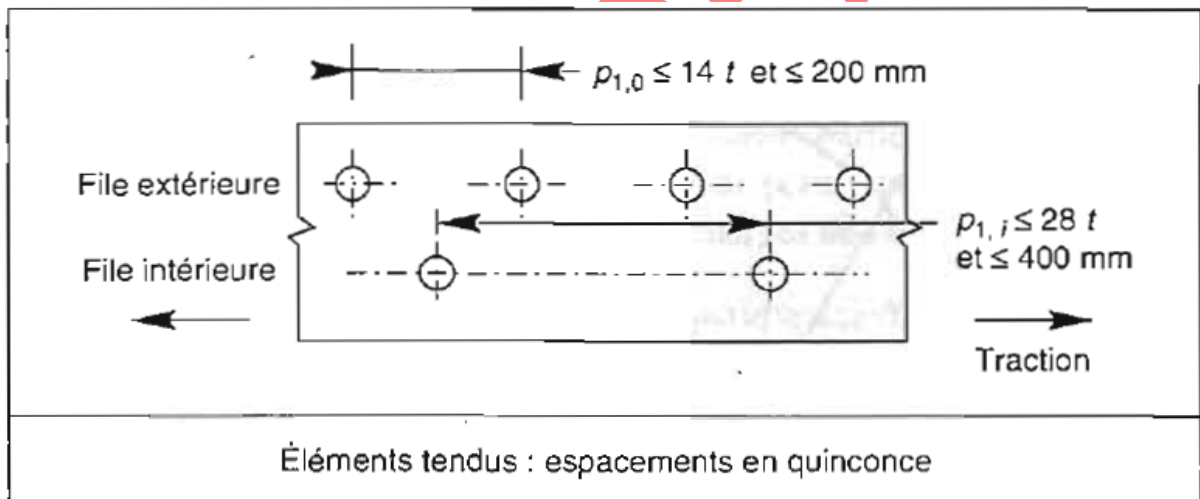
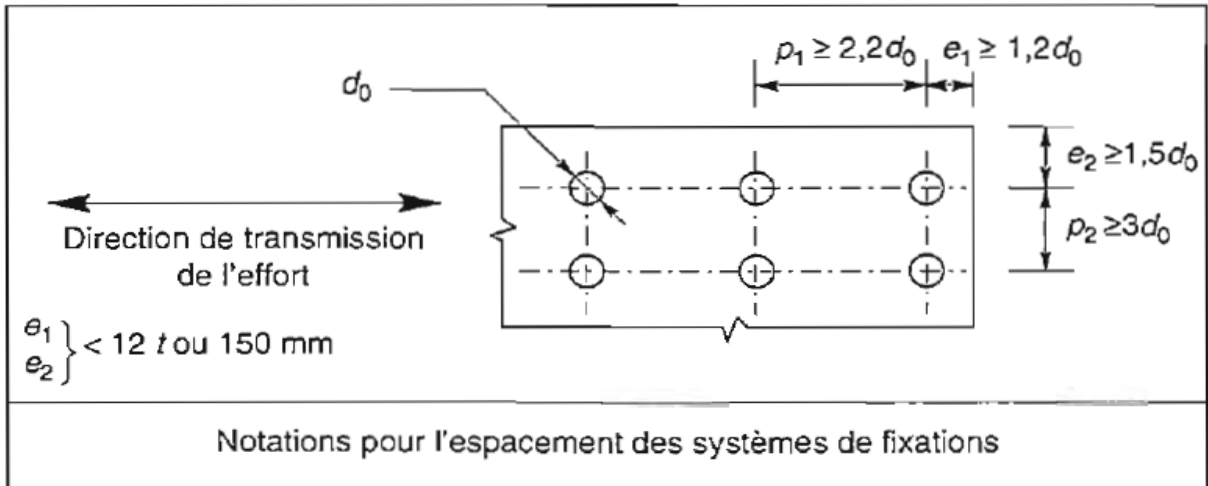
-Diamètre des trous (ϕ), il est considéré fixe

-distance transversale entre deux axes des trous successifs (t_i)

- distance longitudinale entre deux axes des trous successifs (l_i)

➤ **DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES :**

Dans le cas des trous dans les plaques sollicitées à la traction simple on doit respecter les dispositions constructives suivantes :



Les distances entre axes des boulons ainsi qu'entre axes des boulons et bords des pièces (pinces) sont limitées par:

➤ **des valeurs minimales:**

- pour faciliter la mise en place des boulons,
- pour permettre le passage des clés,
- pour éviter le déchirement des tôles (à la manière des timbres-poste);

➤ **des valeurs maximales:**

- pour conserver un bon contact entre les pièces assemblées (ce qui augmente le frottement et limite les risques de corrosion),
- pour éviter des assemblages trop longs

Trous nominaux	
Jeu (mm)	Diamètre boulon
1	M12 et M14
2	M16 à M24
3	≥ M27

2.2.2. CAS DES CORNIERES

- **Si on n'a pas de trous**, on utilise la section brute de la cornières donnée dans les tableaux (pages 39, 40, 41)
- **Dans le cas de trous** : c'est pareille comme le cas des plaques avec quelques particularités.

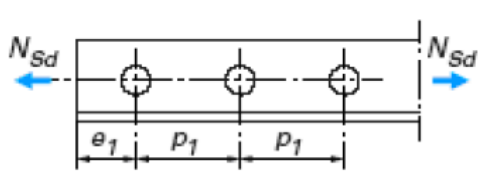
Le calcul se fait comme suit :

Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile

Pour une attache avec deux boulons ou plus,

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

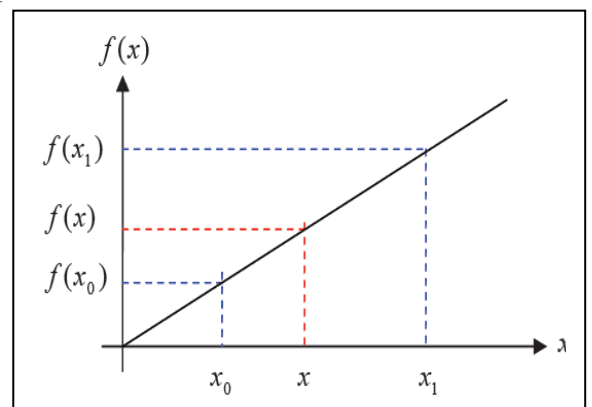


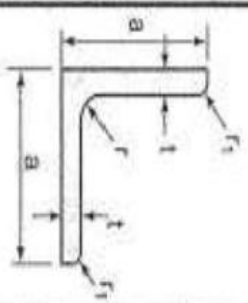
Où β est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe p_1 des trous.

Tableau 1 - Coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

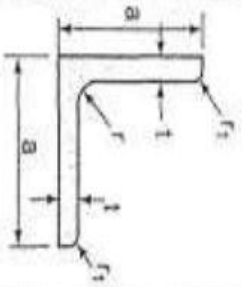
Si, $2,5d_0 \leq p_1 \leq 5d_0$, on utilise l'équation d'interpolation suivante :

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$$





	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
	a	a	e	r	r ₁	P		
	a	a	t	r	r ₁	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	



	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
	a	a	e	r	r ₁	P			A
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m			cm ²
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67		
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79		
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91		
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98		
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03		
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15		
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30		
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51		
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68		
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83		
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98		
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79		
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13		
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40		
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88		
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29		
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73		
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10		
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45		
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11		
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79		
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60		
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35		
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08		
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27		
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11		
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57		
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24		
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89		
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52		
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13		
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72		
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29		

	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
	a	a	e	r	r ₁	P			A
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m			cm ²
L 100 x 100 x 7	100	100	7	12	6	10,73	13,66		
L 100 x 100 x 8	100	100	8	12	6	12,18	15,51		
L 100 x 100 x 9	100	100	9	12	6	13,62	17,34		
L 100 x 100 x 10	100	100	10	12	6	15,04	19,15		
L 100 x 100 x 11	100	100	11	12	6	16,44	20,94		
L 100 x 100 x 12	100	100	12	12	6	17,83	22,71		
L 110 x 110 x 10	110	110	10	13	6,5	16,63	21,18		
L 110 x 110 x 12	110	110	12	13	6,5	19,74	25,14		
L 120 x 120 x 8	120	120	8	13	6,5	14,71	18,74		
L 120 x 120 x 9	120	120	9	13	6,5	16,46	20,97		
L 120 x 120 x 10	120	120	10	13	6,5	18,20	23,18		
L 120 x 120 x 11	120	120	11	13	6,5	19,92	25,37		
L 120 x 120 x 12	120	120	12	13	6,5	21,62	27,54		
L 120 x 120 x 13	120	120	13	13	6,5	23,31	29,69		
L 120 x 120 x 14	120	120	14	13	6,5	24,98	31,82		
L 120 x 120 x 15	120	120	15	13	6,5	26,64	33,93		
L 130 x 130 x 12	130	130	12	14	7	23,53	29,97		
L 140 x 140 x 13	140	140	13	15	7,5	27,44	34,95		
L 150 x 150 x 10	150	150	10	16	8	22,98	29,27		
L 150 x 150 x 12	150	150	12	16	8	27,35	34,83		
L 150 x 150 x 14	150	150	14	16	8	31,65	40,31		
L 150 x 150 x 15	150	150	15	16	8	33,77	43,02		
L 150 x 150 x 16	150	150	16	16	8	35,89	45,71		
L 150 x 150 x 18	150	150	18	16	8	40,06	51,03		
L 160 x 160 x 15	160	160	15	17	8,5	36,16	46,06		
L 160 x 160 x 17	160	160	17	17	8,5	40,68	51,82		
L 180 x 180 x 16	180	180	16	18	9	43,48	55,39		
L 180 x 180 x 18	180	180	18	18	9	48,60	61,91		
L 180 x 180 x 20	180	180	20	18	9	53,65	68,35		
L 200 x 200 x 16	200	200	16	18	9	48,50	61,79		
L 200 x 200 x 18	200	200	18	18	9	54,25	69,11		
L 200 x 200 x 20	200	200	20	18	9	59,93	76,35		
L 200 x 200 x 24	200	200	24	18	9	71,11	90,59		

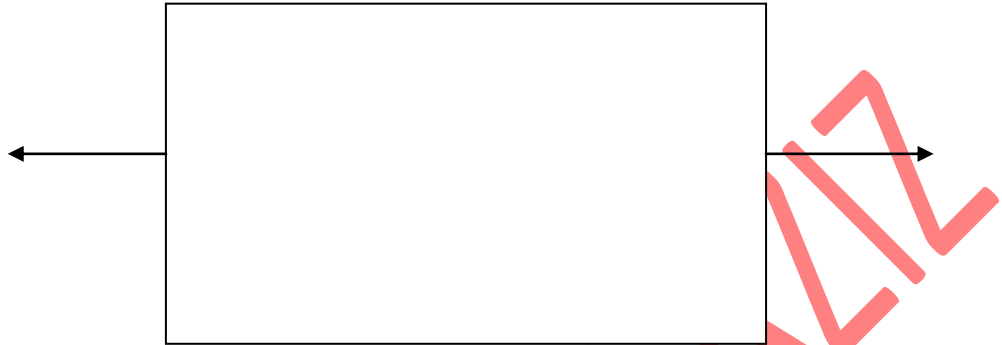


APPLICATIONS

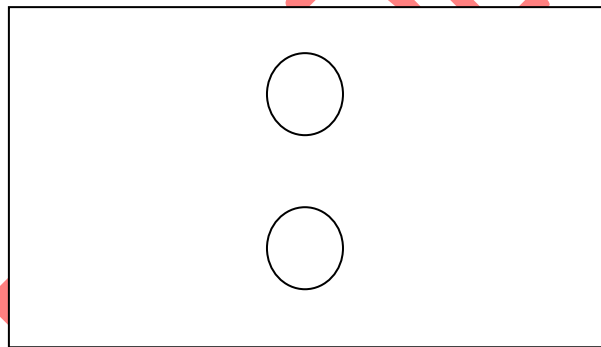
Exercice 1 :

1-calculer la charge de traction (N_{max}) que peut supporter la plaque suivante ($b=200mm$, $e=5mm$, $f_y=235MPa$, $f_u=350MPa$) dans les cas suivants :

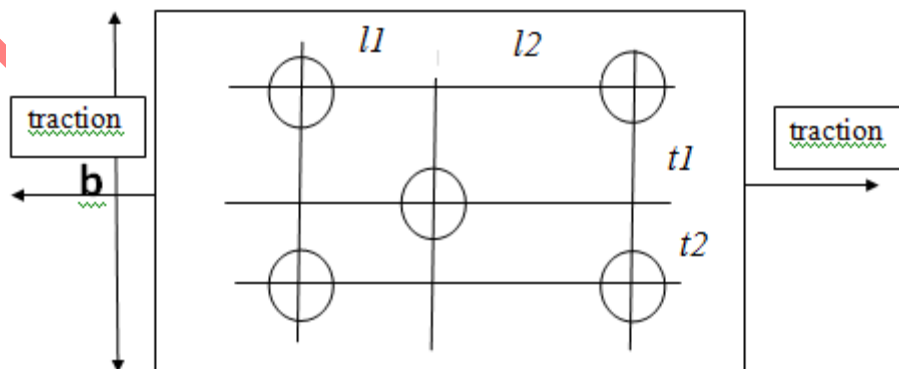
1^{er} cas :



2^{ème} cas : avec $\phi=14mm$

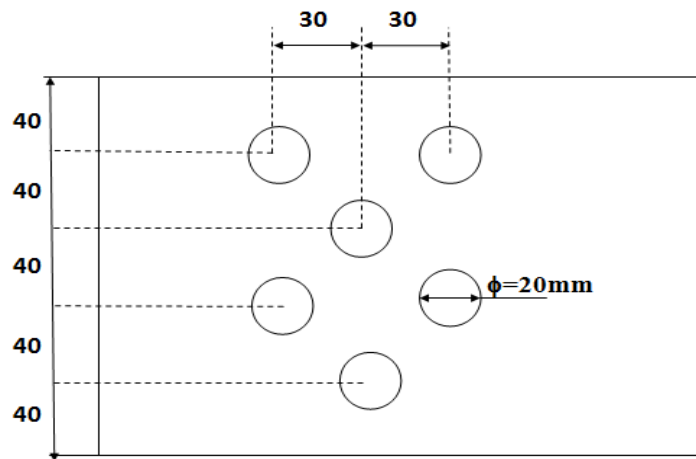


3^{ème} cas : avec $l_1=l_2=50mm$ et $t_1=t_2=40mm$, $\phi=14mm$



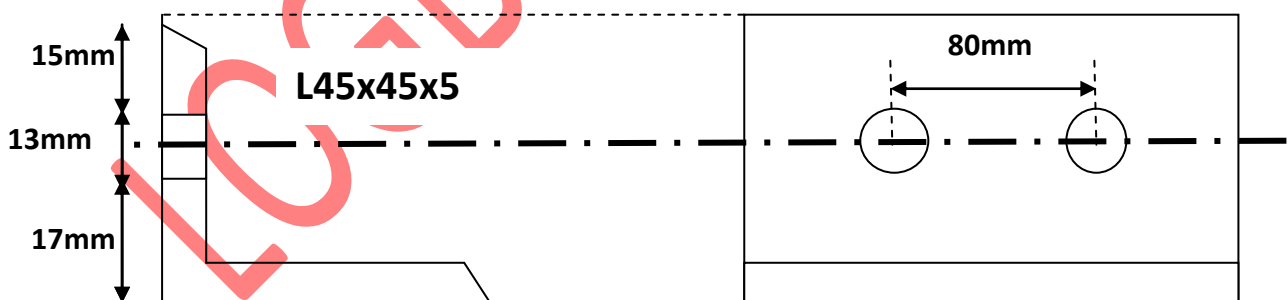
Exercice 2 :

1-calculer la charge de traction (N_{max}) que peut supporter la plaque suivante ($b=205\text{mm}$, $e=10\text{mm}$, $\phi=20\text{mm}$, $f_y=235\text{MPa}$, $f_u=350\text{MPa}$),

**Exercice 3 :**

1-déterminer la résistance de la cornière suivante (L45x45x5), sollicitée à la traction simple ($e=t=5$, $\phi=13\text{mm}$, $f_y=235\text{MPa}$, $f_u=350\text{MPa}$),

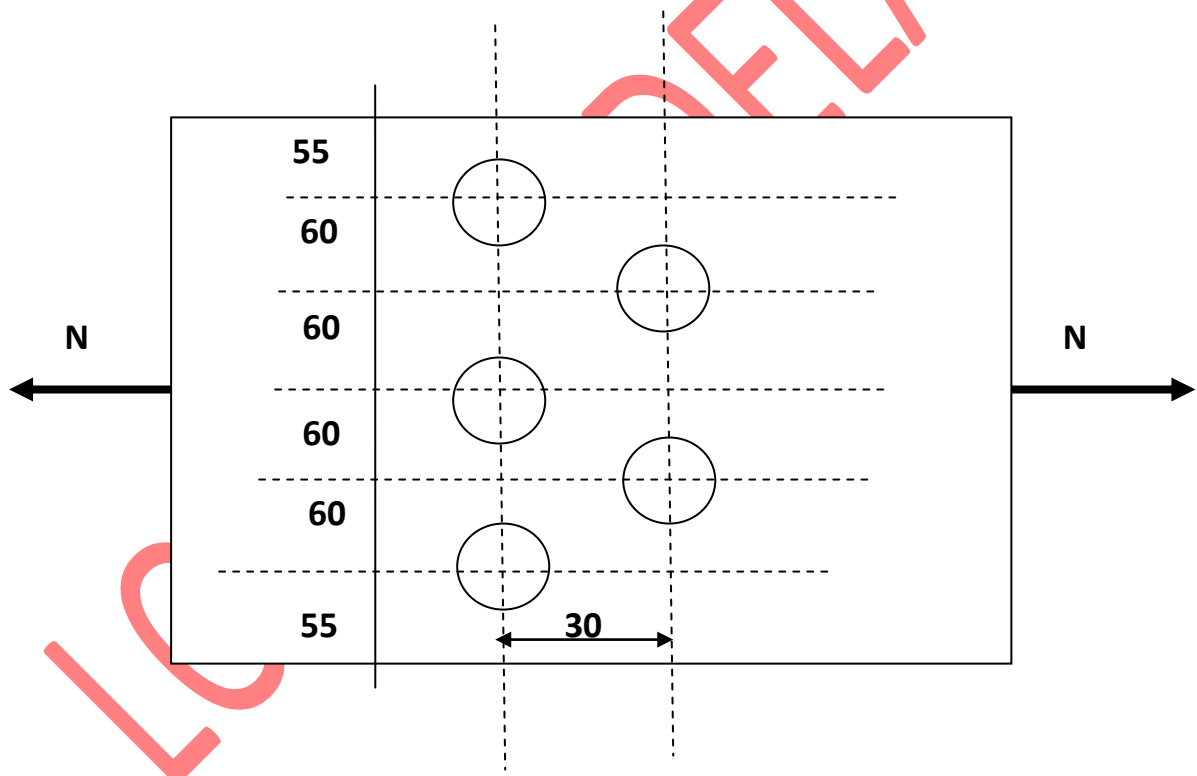
2-Si on applique une charge $N=100\text{ KN}$, quelle épaisseur minimale (t_{min} ??) doit avoir la cornière pour qu'elle soit résistante ??



Exercice 4 :

- calculer la résistance de la plaque à la traction simple (N_{max}) dans les deux cas suivants :
 - 1- Trous pour boulons ordinaires
 - 2- Trous pour boulon HR
- Si on applique une charge de traction pondérée de 400kN, calculer dans ce cas l'épaisseur minimale de la plaque (e_{min}) pour qu'elle soit résistante (boulon HR).

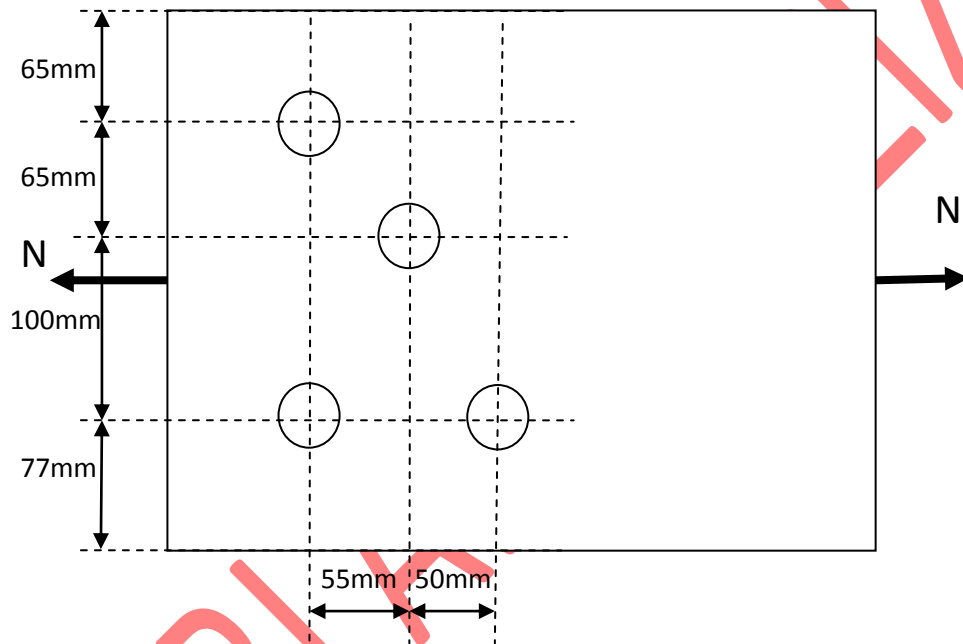
Données : (acier S235 ($f_y=235\text{MPa}$, $f_u=350\text{MPa}$), $\phi=14\text{mm}$, les dimensions sur la plaque sont en (mm))



Exercice 5 : vérifier la résistance de la plaque suivante à la traction simple dans les deux cas :

- 1- Trous pour boulons ordinaires
- 2- Trous pour boulons HR

Données : la charge pondérée appliquée $N = 450\text{KN}$, $\phi_{\text{trous}} = 14\text{mm}$, $t_{\text{plaque}} = 8\text{mm}$, Acier S235 ($f_y = 235\text{N/mm}^2$, $f_u = 360\text{N/mm}^2$)



CHAPITRE 4

CALCUL DES PIECES FLECHIES

Les éléments sollicités à la flexion simple dans les structures métalliques sont généralement les poutres.

Les poutres transmettent les charges réparties sur les planchers vers les poteaux.

La flexion peut être mono axiale si elle a une seule direction (un seul plan d'application), comme elle peut être biaxiale si elle est appliquée sur deux plans, on parle dans ce cas là de la flexion déviée.

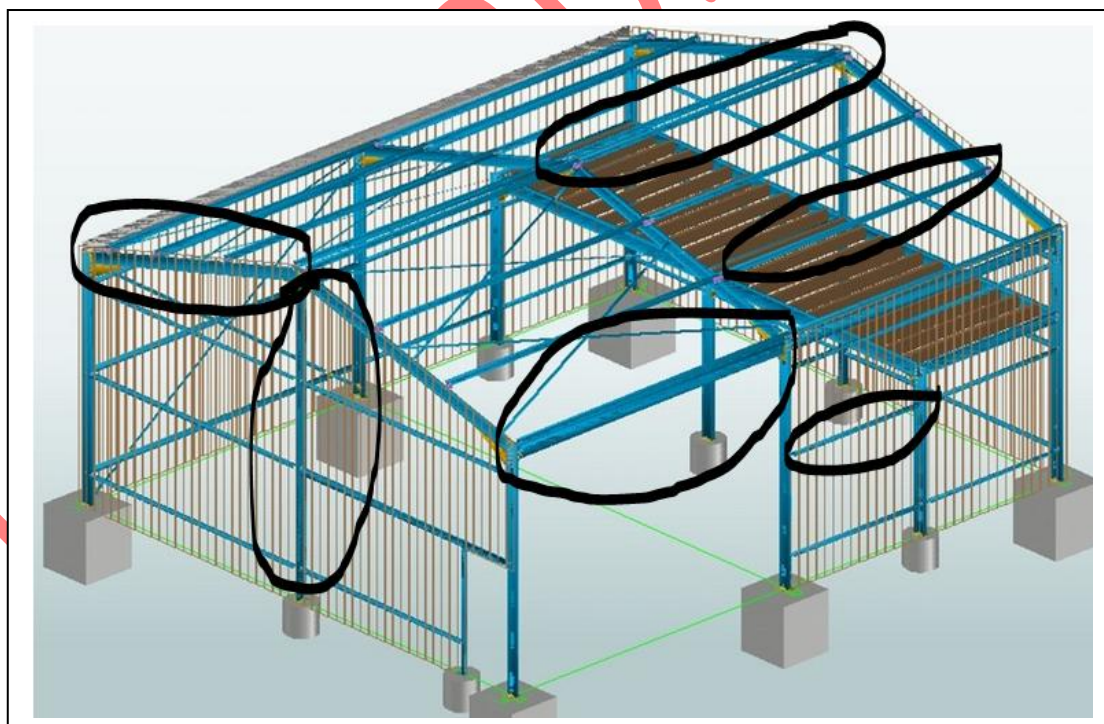


Figure 4.1 : hangar métallique (les éléments encerclés sont généralement sollicités à la flexion (simple ou composée))

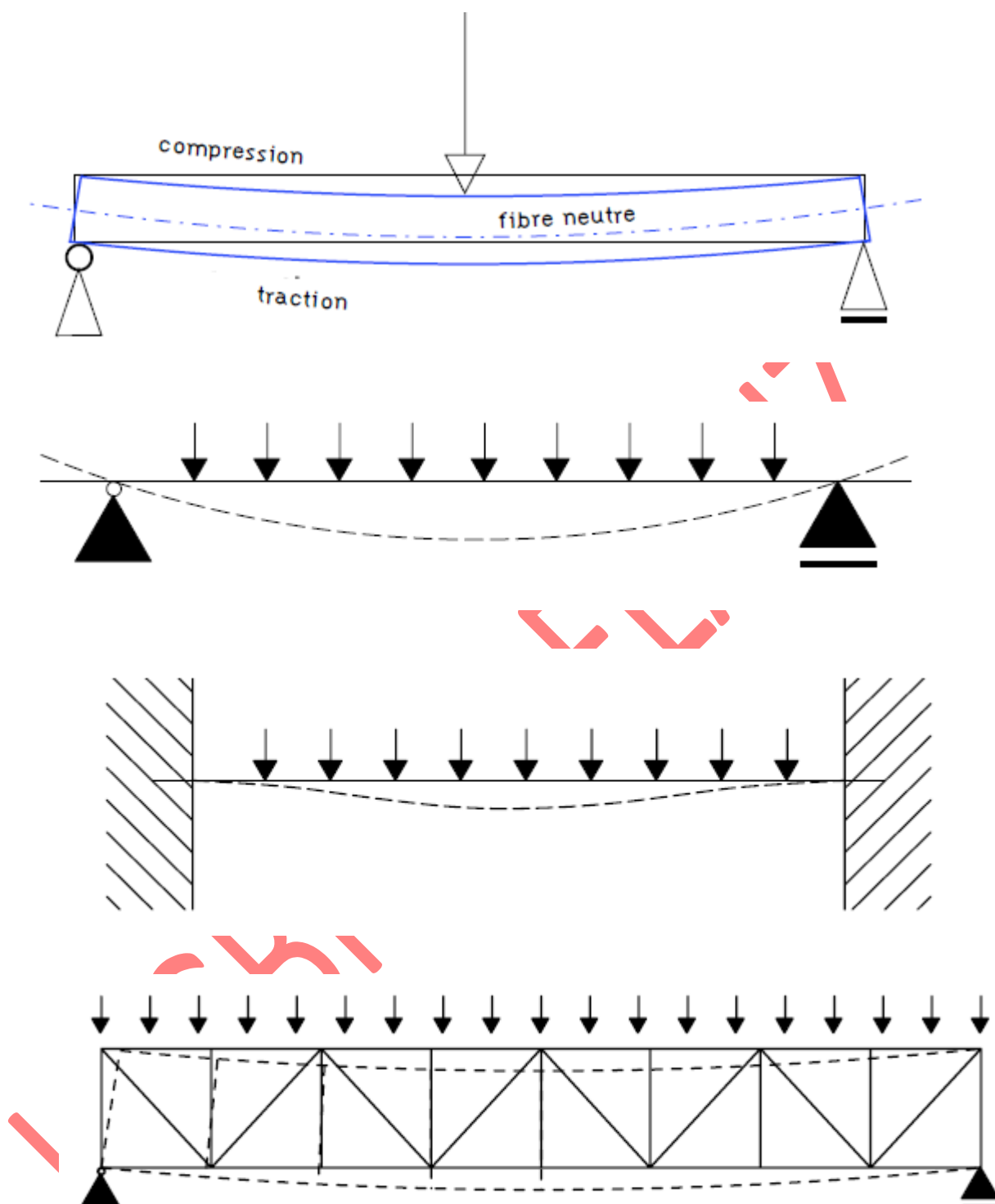
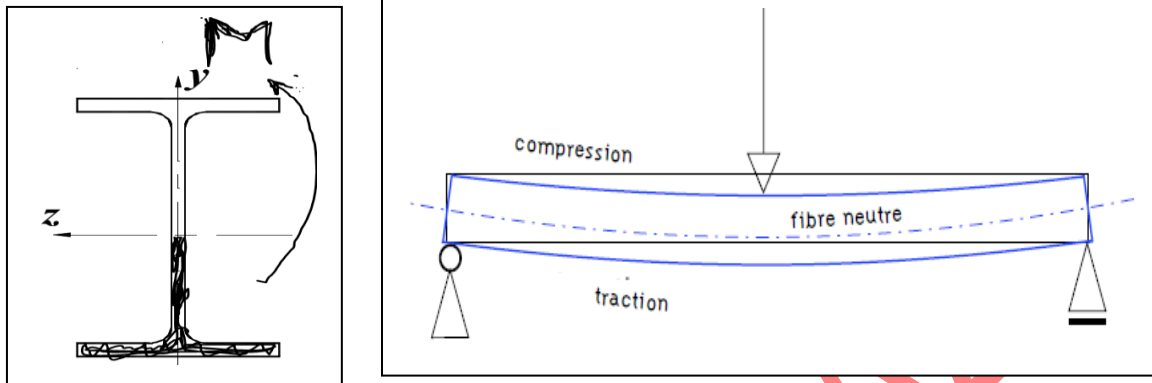


Figure 4.2 : différents types de poutres sollicités en flexion simple par différents cas de chargements avec différents types d'appuis.

1. DEFINITION

Un moment de flexion (M), est un moment qui fait fléchir la poutre et séparer la section transversale en deux parties ; une comprimée et l'autre tendue).



2. CALCUL ET VERIFICATION SELON L'EC3

Soit une section sollicitée à la flexion simple dans une seule direction.

On cherche par les règles de l'RDM la section critique qui correspond au moment maximal (M), bien évidemment, après avoir déterminé les combinaisons des charges les plus défavorables à l'ELU (voir chapitre 2).

Les formulaires récapitulatifs de l'RDM cités dans les pages (53-57), nous permettent de déterminer les sections critiques (dangereuses) pour chaque sollicitation ainsi que moment max (M_{max}), l'effort tranchant max (V_{max}) et la flèche max (f_{max}).

On distingue deux cas :

- 1- Moment fléchissant seul (sans effort tranchant, c'est-à-dire ($M \neq 0$ et $V = 0$))
- 2- Moment fléchissant avec effort tranchant (à la fois), c'est-à-dire ($M \neq 0$ et $V \neq 0$).

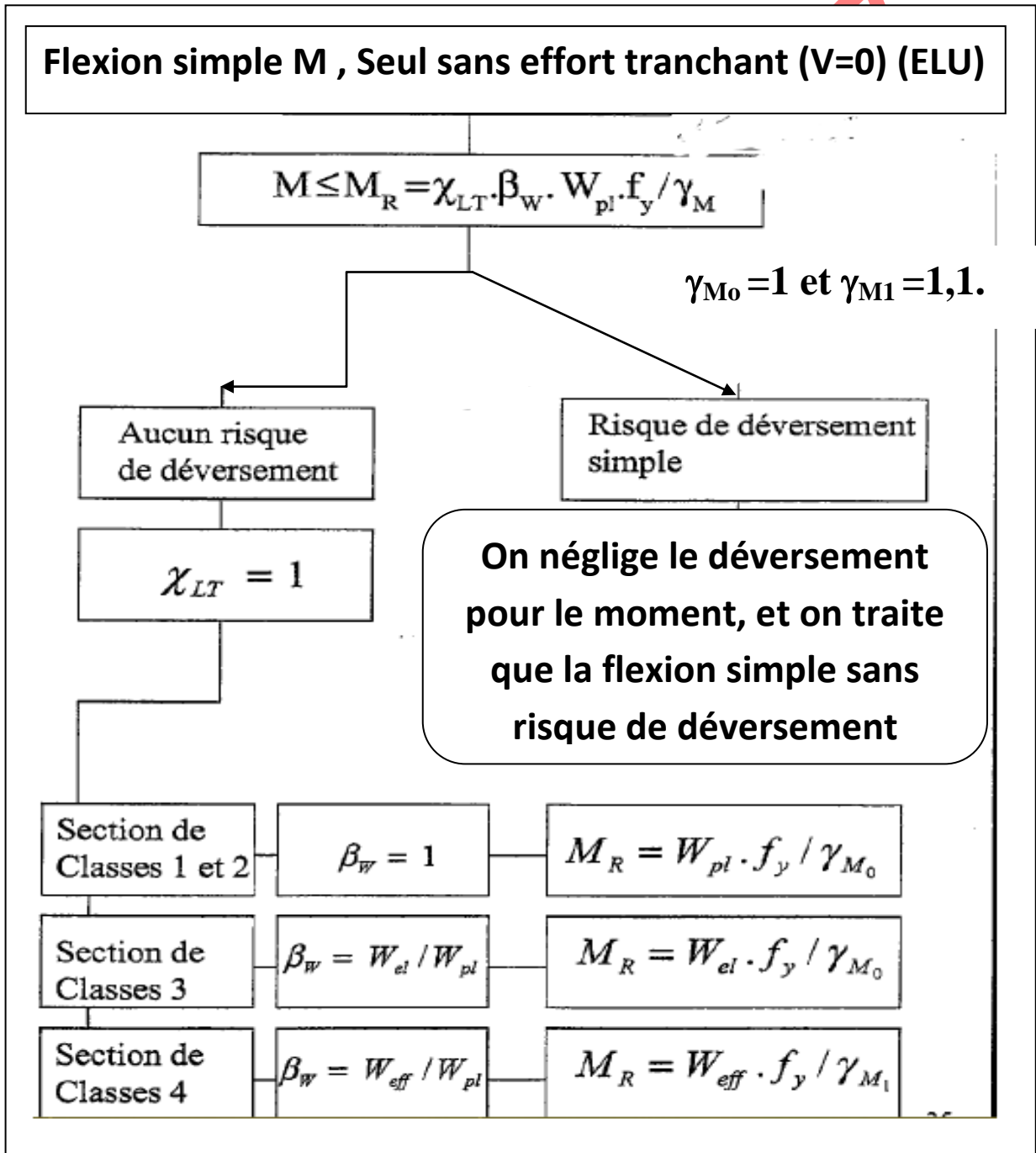
La vérification selon l'EC3 se fait suivant les états limites ;

- L'état limite ultime (ELU), condition de résistance.
- Et l'état limite de service (ELS), condition de flèche.

2.1. VERIFICATION A L'ELU

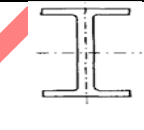
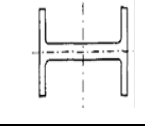
2.1.1. CAS DE MOMENT SEUL (EFFORT TRANCHANT V=0)

Dans ce cas là, pour que la section soit résistante, ce moment max (M), doit vérifier les conditions citées dans l'organigramme récapitulatif suivant :



NB : Le coté droit de l'organigramme nous ne concerne pas pour le moment car il traite le déversement, donc il sera négligé.

- Les classes des sections utilisées dans les poutres (IPE et HEA) sont données dans les tableaux (**pages 29, 30 chapitre 2**), et elles sont toutes de classes 1 et 2 sauf quelques exception. Donc on se limite de calcul pour les classes 1, 2 et 3
- Les sections de classe 4 ne seront pas traitées actuellement..
- Les coefficients de sécurité partiels : $\gamma_{M0}=1$ et $\gamma_{M1}=1,1$.
- Les caractéristiques géométriques des sections (W_{el} et W_{pl}), sont données dans les tableaux (**pages 7, 8 et 9 du chapitre 1**).
- On prend (W_{ely} ou W_{elz}) ou (W_{ply} ou W_{plz}), selon la disposition de la section :

Cas courante (le sens le plus résistant :inertie max par rapport à yy)		W_{ely} ou W_{ply}
Cas rare (le sens de faible inertie par rapport zz)		W_{elz} ou W_{plz}

2.1.2. VERIFICATION DE LA FLECHE (à l'ELS)

- La flèche max (δ_{max}) doit vérifier la condition suivante :

$$\delta_{max} \leq \delta_{adm}$$

- **la flèche (f max) est calculée par des combinaisons des charges à l'ELS, sans majorations des charges (voir combinaisons des charges page 27 Chapitre 2).**
- la flèche (δ_{max}) est calculée par les formulaires donnés par l'RDM selon l'état des charges et la nature des appuis (**pages 53-57**).

- la flèche admissible (δ_{adm}) est donnée selon la nature de l'élément structural en fonction de la longueur de la poutre (l).

Cas de structure	Flèche admissible max (δ_{adm})
Toitures en général	$\frac{l}{200}$
Toitures supportant fréquemment du personnel d'entretien	$\frac{l}{250}$
Planchers en général	$\frac{l}{250}$
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre	$\frac{l}{250}$
Planchers supportant des poteaux	$\frac{l}{400}$

2.1.3. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT SEUL (M=0 et V≠0) (à l'ELU)

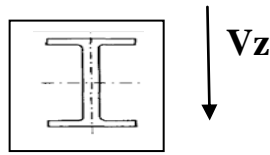
Soit (V) l'effort tranchant max (Pages 53-57), cet effort doit vérifier la condition suivante :

Effort tranchant V

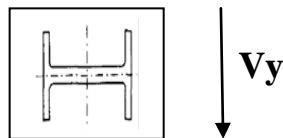
$$V \leq V_{pl} \text{ avec } V_{pl} = (f_y \cdot A_V) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0})$$

Av : l'aire de la section sollicitée à l'effort tranchant, elle est donnée aux tableaux des caractéristiques géométriques des sections ; pages (7-8 et 9).

- On prend $A_v(z)$ si la section est dans le sens d'inertie max →

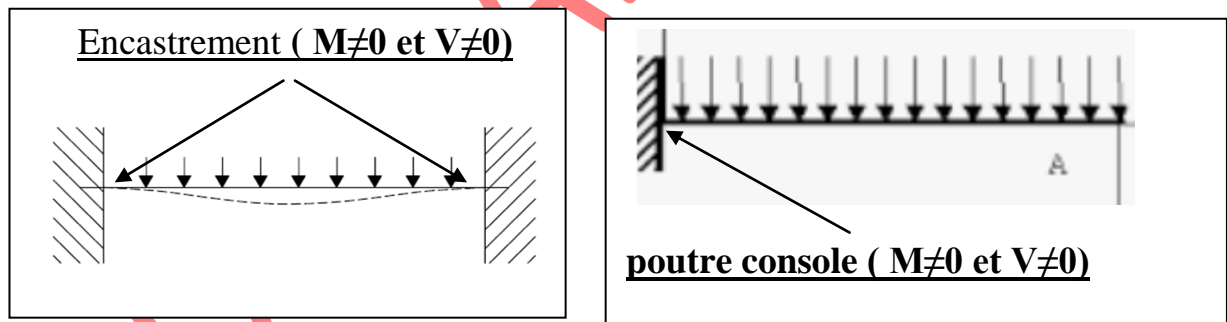


- On prend $A_v(y)$ si la section est dans le sens d'inertie min →

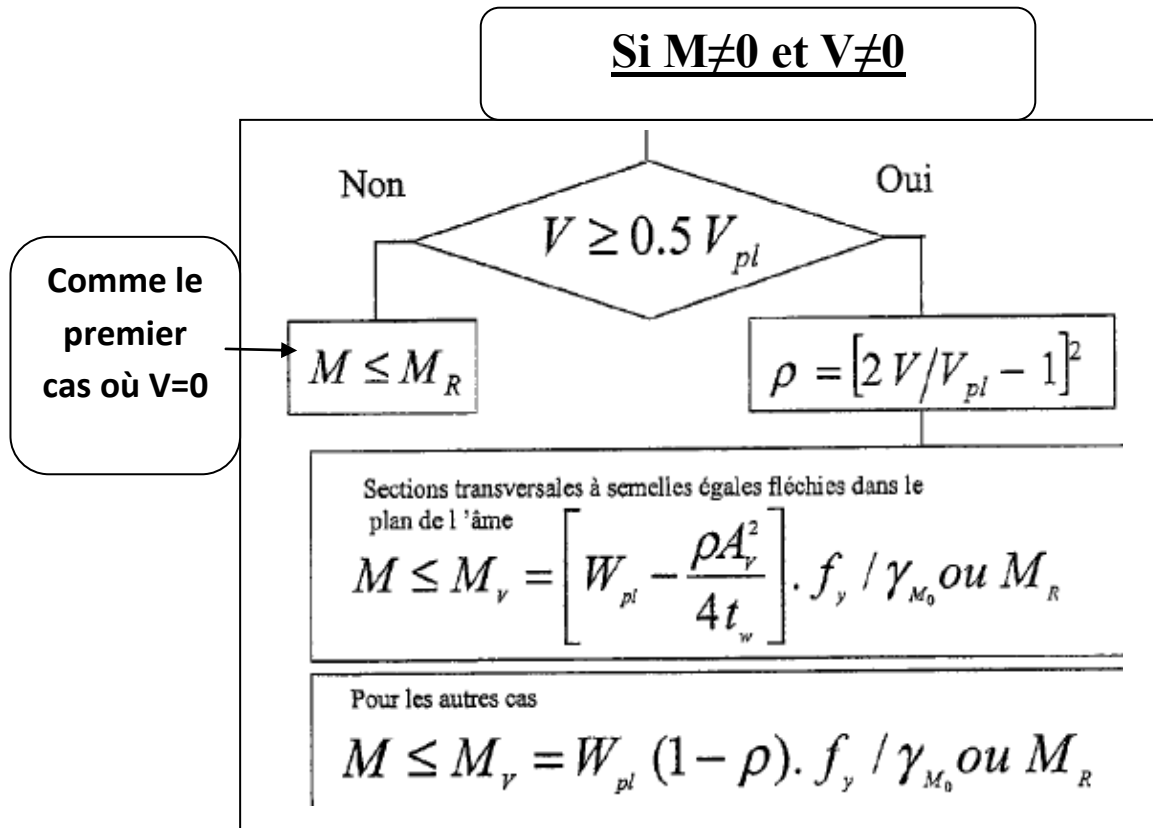


2.1.4. CAS DU MOMENT AVEC EFFORT TRANCHANT ($M \neq 0$ ET $V \neq 0$)

On peut rencontrer ce cas dans le cas des appuis encastres, à titre d'exemple :

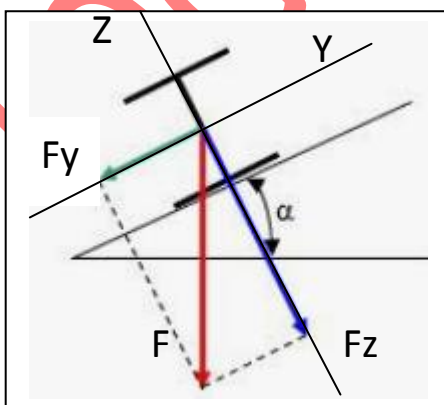


Dans ce cas là la vérification de la résistance au moment fléchissant sera comme suit :



3. FLEXION DEVIEE (BI-AXIALE OU OBLIQUE) (ELU)

La flexion est dite déviée, si elle a deux plans d'action. Elle est due à la déviation ou la composition de la charge ou à l'inclinaison de la section ou aux deux moments dans deux plans différents.



Fy=Fsinα et Fz=Fcosa

Fy → Mz

Fz → My

3.1. CALCUL ET VERIFICATION

Pour les sections en : IPE et en HEA de classe 1 ou 2 on doit vérifier :

$$\text{Section de classe 1 et 2} \quad \left[\frac{M_y}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{Mo}}} \right] + \left[\frac{M_z}{W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_{Mo}}} \right] \leq 1$$

3.2. VERIFICATION DE LA FLECHE (ELS)

On doit vérifier

$$\delta_{\max} \leq \delta_{adm}$$

- Il faut vérifier chaque flèche à part :
- Sens (y) on a δ_y calculée par (Fz et Iz)
- Sens (Z) on a δ_z calculée par (Fy et Iz)

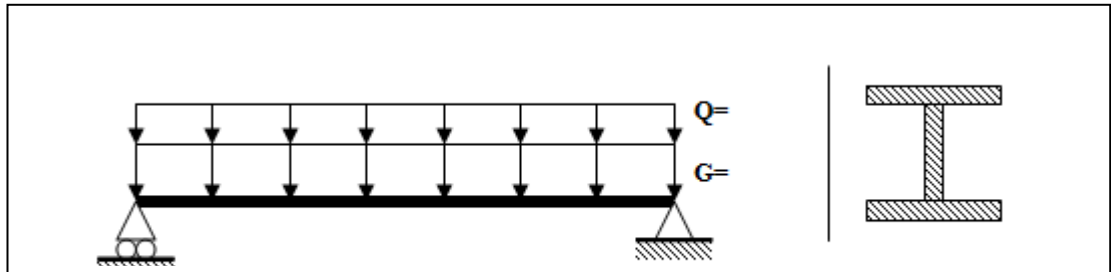
Applications

LOGBI ABDELAZIZ

4. APPLICATIONS

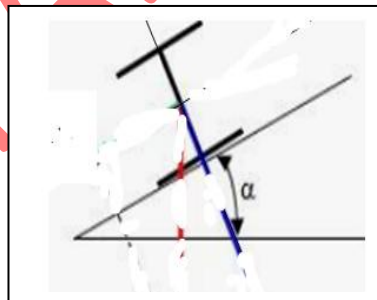
Exercice 1 :

1- Vérifier la résistance de la poutre suivante à la flexion simple

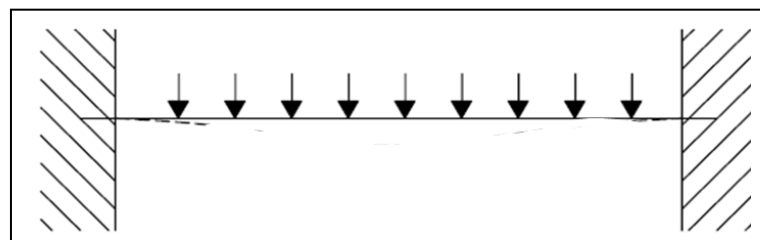


$Q=4\text{KN/m}$, $G=1\text{KN/m}$, section IPE240, acier S235, longueur $l=8\text{m}$

- 2- Vérifier la flèche, on donne $\delta_{adm} = 1/200$
- 3- Vérifier l'effort tranchant aux appuis
- 4- Si on incline le profilé avec un angle (α) de 30° ; vérifier la résistance à la flexion , à l'effort tranchant et la flèche.



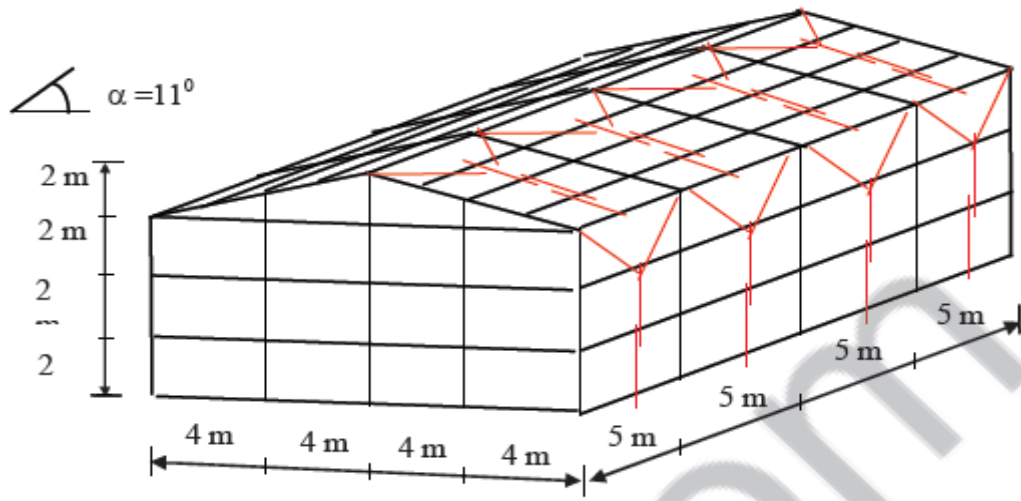
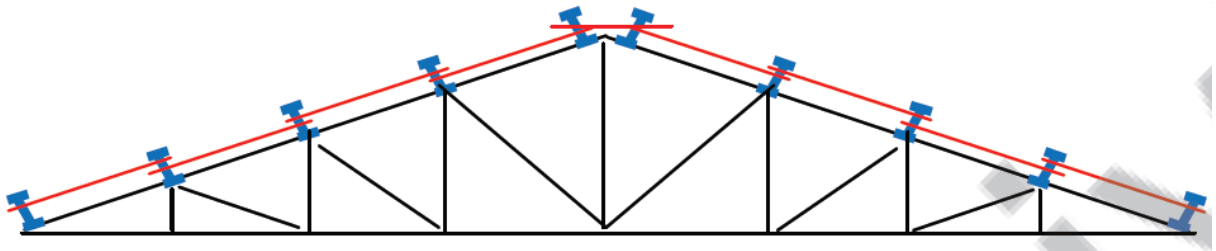
- 5- Si on change les appuis par des encastrements, refaire les quatre questions précédentes.



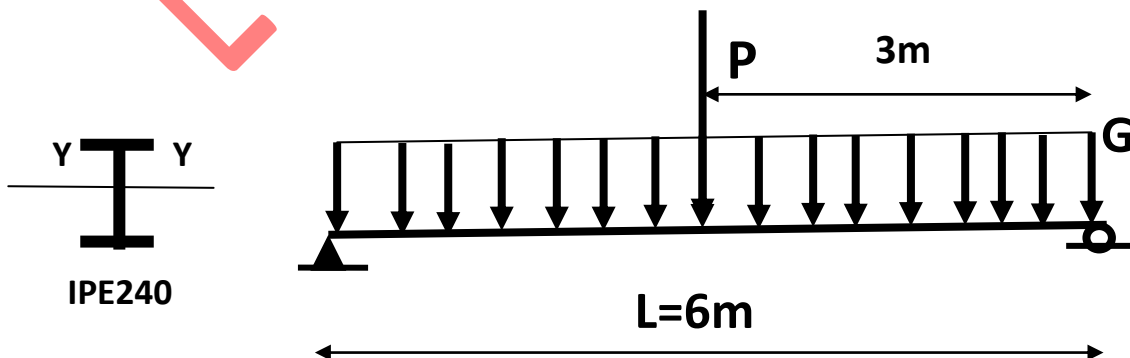
Exercice 2

- Vérifier la résistance des pannes suivantes à la flexion et à l'effort tranchant
- Vérifier la flèche

On donne : profilés IPE120, $Q=140\text{daN/m}$, $G=80\text{daN/m}$, la pente $\alpha=11^\circ$,
 $\delta_{adm}=1/300$.

**Exercice 3 :**

1. Vérifier la résistance de la poutre suivante à la flexion simple ($G=5\text{KN/m}$ et (P) charge d'exploitation concentrée= 20KN).



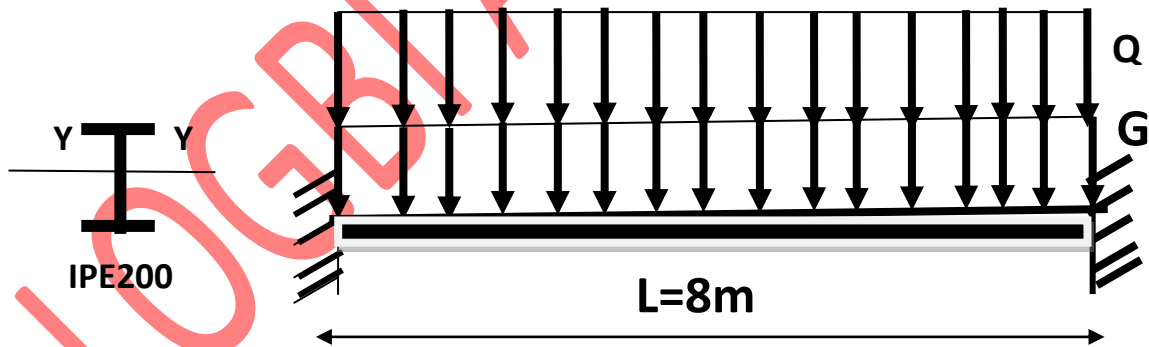
2. Vérifier la flèche
3. Vérifier la résistance à l'effort tranchant
4. Quelle est la charge d'exploitation maximale (P_{max}) que peut supporter la poutre, (on considère que G reste constante ($G=5\text{KN/m}$).

Données : section de classe 1, $\delta_{adm}=L/300$

Exercice 4:

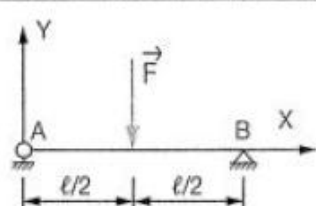
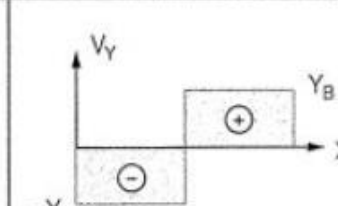
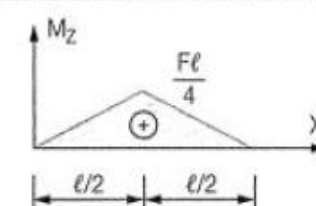
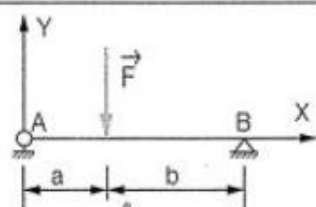
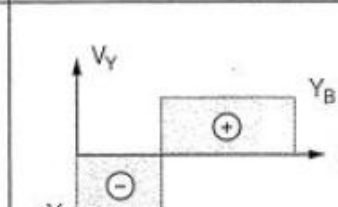
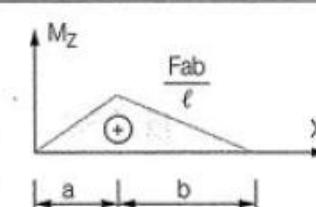
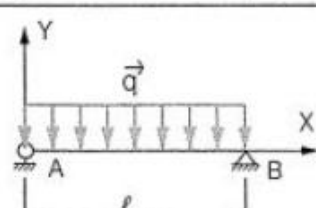
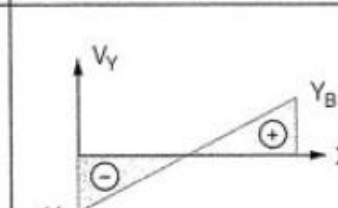
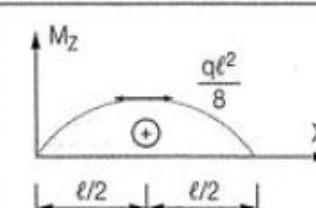
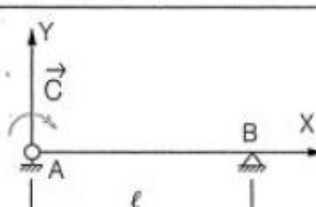
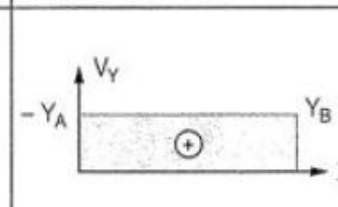
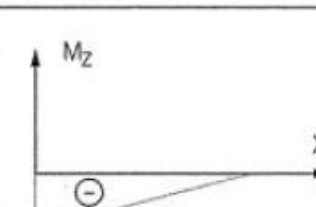
1. Vérifier la résistance de la poutre **bi-encastree** suivante à la flexion simple ($G=2\text{KN/m}$ et $Q=4\text{KN/m}$)
2. Vérifier la flèche
3. Vérifier la résistance à l'effort tranchant
4. Quelle est la charge d'exploitation maximale (Q_{max}) que peut supporter la poutre, (on considère que G reste constante ($G=2\text{KN/m}$).

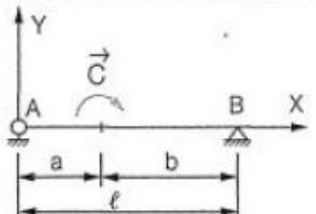
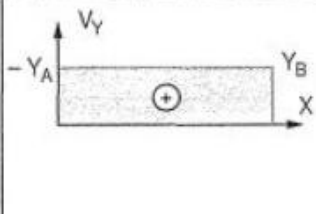
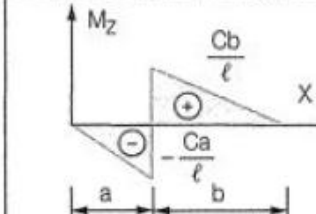
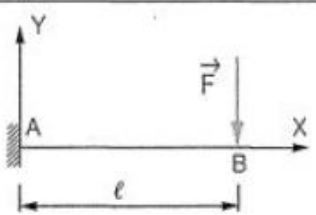
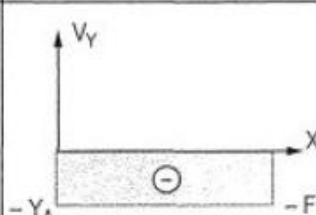
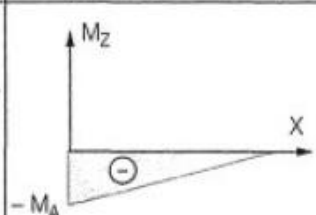
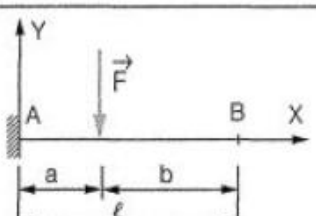
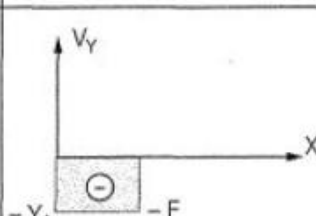
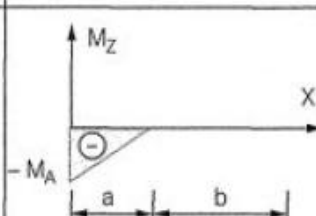
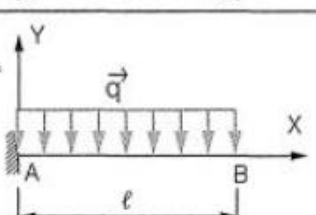
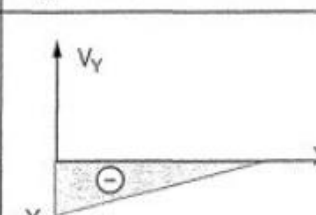
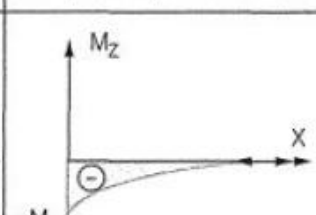
Données : section de classe 1, $\delta_{adm}=L/300$



ANNEXE

Formulaire (RDM) des poutres droites isostatiques et hyperstatiques : réactions d'appuis, effort tranchant, moment fléchissant, flèches.

Cas Schéma Mécanique	Actions aux liaisons		Diagramme Effort tranchant	Diagramme Moment fléchissant	Flèche
	en A	en B	V_y	M_z	f
	$Y_A = \frac{F}{2}$	$Y_B = \frac{F}{2}$			$f_{\max} \left(\frac{\ell}{2} \right) = \frac{-F\ell^3}{48 EI_z}$
	$Y_A = \frac{F \cdot b}{\ell}$	$Y_B = \frac{F \cdot a}{\ell}$			$f \left(\frac{\ell}{2} \right) = \frac{-Fa}{2 EI_z} \left(\frac{\ell^2}{8} - \frac{a^2}{6} \right)$
	$Y_A = \frac{q \cdot \ell}{2}$	$Y_B = \frac{q \cdot \ell}{2}$			$f_{\max} \left(\frac{\ell}{2} \right) = \frac{-5q\ell^4}{384 EI_z}$
	$Y_A = -\frac{C}{\ell}$	$Y_B = \frac{C}{\ell}$			$f \left(\frac{\ell}{2} \right) = \frac{-C\ell^2}{16 EI_z}$ $f_{\max}(x_i) = \frac{-C\ell^2}{27 EI_z}$ avec $x_i = 0,423\ell$

Cas Schéma Mécanique	Actions aux liaisons		Diagramme Effort tranchant	Diagramme Moment fléchissant	Flèche
	en A	en B	V_Y	M_Z	f
	$Y_A = -\frac{C}{\ell}$	$Y_B = \frac{C}{\ell}$			$f(a) = \frac{-Cab(b-a)}{3EI_Z\ell}$
	$Y_A = F$ $M_A = F\ell$	-			$f_{\max}(\ell) = \frac{-F\ell^3}{3EI_Z}$
	$Y_A = F$ $M_A = Fa$	-			$f_{\max}(\ell) = \frac{-Fa^2}{6EI_Z}(3\ell - a)$
	$Y_A = q\ell$ $M_A = \frac{q\ell^2}{2}$	-			$f_{\max}(\ell) = \frac{-q\ell^4}{8EI_Z}$



Cas Schéma Mécanique	Actions aux liaisons		Diagramme Effort tranchant	Diagramme Moment fléchissant	Flèche
	en A	en B	V_Y	M_Z	f
	$Y_A = \frac{11F}{16}$ $M_A = \frac{3F\ell}{16}$	$Y_B = \frac{5F}{16}$			$f\left(\frac{\ell}{2}\right) = \frac{-7F\ell^3}{768 EI_Z}$
	$Y_A = \frac{Fb}{2\ell^3} (3\ell^2 - b^2)$ $M_A = \frac{Fa(\ell^2 - a^2)}{2\ell^2}$	$Y_B = \frac{Fa^2}{2\ell^3} (2\ell + b)$			$f(a) = \frac{-Fa^2b^2}{12EI_Z\ell^3} (3\ell + b)$
	$Y_A = \frac{5q\ell}{8}$ $M_A = \frac{q\ell^2}{8}$	$Y_B = \frac{3q\ell}{8}$			$f\left(\frac{\ell}{2}\right) = \frac{-q\ell^4}{192 EI_Z}$
	$Y_A = \frac{-3C}{2\ell^3} (\ell^2 - b^2)$ $M_A = \frac{C}{2\ell^2} (\ell^2 - 3b^2)$	$Y_B = \frac{3C}{2\ell^3} (\ell^2 - b^2)$			

Cas Schéma Mécanique	Actions aux liaisons		Diagramme Effort tranchant	Diagramme Moment fléchissant	Flèche
	en A	en B	V_Y	M_Z	f
	$Y_A = \frac{F}{2}$ $M_A = \frac{F\ell}{8}$	$Y_B = \frac{F}{2}$ $M_B = -\frac{F\ell}{8}$			$f_{\max} \left(\frac{\ell}{2} \right) = -\frac{F\ell^3}{192 EI_Z}$
	$Y_A = \frac{Fb^2}{\ell^3} (3a + b)$ $M_A = \frac{Fab^2}{\ell^2}$	$Y_B = \frac{Fa^2}{\ell^3} (3b + a)$ $M_B = -\frac{Fa^2b}{\ell^2}$			$f(a) = -\frac{Fa^3b^3}{3 EI_Z \ell^3}$
	$Y_A = \frac{q\ell}{2}$ $M_A = \frac{q\ell^2}{12}$	$Y_B = \frac{q\ell}{2}$ $M_B = -\frac{q\ell^2}{12}$			$f_{\max} \left(\frac{\ell}{2} \right) = -\frac{q\ell^4}{384 EI_Z}$
	$Y_A = -\frac{6Cab}{\ell^3}$ $M_A = \frac{Cb(2\ell - 3b)}{\ell^2}$	$Y_B = \frac{6Cab}{\ell^3}$ $M_B = -\frac{Ca(3a - 2\ell)}{\ell^2}$			

■ HYPERSTATIQUE DEGRÉ 1		
Schéma mécanique	Actions aux liaisons	Flèche : f
	$Y_A = \frac{3ql}{8}$ $Y_B = \frac{5ql}{4}$ $Y_C = Y_A$	$f\left(\frac{\ell}{2}\right) = \frac{ql^4}{192 EI_z}$
	Moment fléchissant : Mz	Moment fléchissant : Mz
	Effort tranchant : Vy	Effort tranchant : Vy
■ HYPERSTATIQUE DEGRÉ 2		
Schéma mécanique	Actions aux liaisons	Flèche : f
	$Y_A = \frac{2ql}{5}$ $Y_B = \frac{11ql}{10}$ $Y_C = Y_B$ $Y_D = Y_A$	$f\left(\frac{\ell}{2}\right) = \frac{27ql^4}{4\,000 EI_z}$ $f\left(\frac{3\ell}{2}\right) = \frac{13ql^4}{25\,000 EI_z}$
	Moment fléchissant : Mz	Moment fléchissant : Mz
	Effort tranchant : Vy	Effort tranchant : Vy

BIBLIOGRAPHIE

1. Logbi Abdelaziz, Cours de constructions métalliques, 3^{ème} année génie civil et travaux publics
2. J. MOREL : Calcul des Structures Métalliques selon l'EUROCODE, édition Eyrolles, 1996
3. M.A. HIRT ; R. BEZ : Construction Métallique – Volumes 10 - Presses Polytechniques et Universitaires Romandes., 1994.
4. Règles de conception des structures en acier CCM97 édition CGS, Alger 1999
5. J.F GeorGIN, J.C. BorlDES, G. Debicki, J.morel; Construction Métallique, Recueil de cours, INSA, Lyon,
6. C.Hazard, F. Lelong, B. Quinzain ; Mémotech structures métalliques ; collection A. Capliez, ;Edition Casteilla, 2004.
7. Sites web spécialisée.