

CHAPITRE 4

LES MURS EN BÉTON

TABLE DES MATIÈRES

	Pages
1. GÉNÉRALITÉS	210
1.1 OBJET	210
1.2 DÉFINITION	210
1.3 CLASSIFICATION DES MURS	211
2. MURS EN BÉTON BANCHÉ	217
2.1 DÉFINITION	217
2.2 CONCEPTION	217
2.3 MISE EN ŒUVRE	218
3. MURS PRÉFABRIQUÉS	224
3.1 DÉFINITION	224
3.2 CONCEPTION	225
3.3 MISE EN ŒUVRE	225
4. COFFRAGES GLISSANTS	233
4.1 GÉNÉRALITÉS	233
4.2 CONCEPTION DES MURS	234
4.3 MISE EN ŒUVRE	235
5. DÉTERMINATION DES ARMATURES DES MURS EN BÉTON BANCHÉ	238
5.1 GÉNÉRALITÉS	238
5.2 JUSTIFICATION DE LA RÉSISTANCE, ELU	240
5.3 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX VOILES	247
5.4 EPAISSEUR MINIMALE DES VOILES	253
5.5 JUSTIFICATION DE LA STABILITE ET DE LA RESISTANCE AUX ELU	253
6. EXEMPLE DE CALCUL : mur de refend d'un bâtiment d'habitation	257
6.1 DESCRIPTION	257
6.2 ACTIONS PERMANENTES	258
6.3 ACTIONS VARIABLES	259
6.4 CARACTÈRES GÉOMÉTRIQUES ET MÉCANIQUES DU MUR	261
6.5 CALCUL DE N_{Ed}	261
6.6 DÉTERMINATION DE L'ARMATURE	263

1. GÉNÉRALITÉS

1.1. OBJET

L'objet principal du présent chapitre est de donner les règles de calcul et d'utilisation du treillis soudé dans les murs porteurs en béton. Cet élément structural est maintenant couvert par la norme Eurocode 2 (NF EN 1992-1-1, qui sera désignée par la suite par EC2-1-1)¹.

Il est désigné par murs ou voiles en béton, des parties d'ouvrages verticales supportant principalement des charges verticales. Elles peuvent être préfabriquées ou coulées directement à leur emplacement définitif dans la construction.

Le mur en béton peut être considéré comme un élément voile lorsque sa longueur b est au moins égale à 4 fois l'épaisseur h_w . En cas contraire, l'élément structural est classé comme un poteau, qui fait objet des règles de la section 5 dans l'EC2-1-1.

Un mur ou un voile est qualifié en béton armé ou non lorsque ses armatures sont prises en compte ou non dans le calcul de sa résistance (Cf. titre 5).

La quantité d'armature et les dispositions constructives appropriées peuvent aussi être déduites de modèles bielles et tirants (EC2-1-1, clause 6.5).

Lorsque les murs sont soumis principalement à une flexion due à des charges non-coplanaires, les règles pour les dalles s'appliquent.

1.2. DÉFINITION

En premier lieu, il faut situer les murs en béton à l'intérieur d'une classification générale des murs. Plusieurs critères de classification peuvent être considérés. Dans le titre 1.3, les critères suivants sont retenus :

- fonctions des murs,
- types des murs,
- conception des murs.

Les murs en béton étudiés ci-après sont les trois types usuels, distingués en fonction de leur mode de fabrication.

- Murs en béton banché, (titre 2).
- Murs préfabriqués (titre 3).
- Murs réalisés à l'aide d'un coffrage glissant (titre 4).

Le titre 5 indique les dispositions communes à tous les types de murs en béton. On y indique notamment comment déterminer les treillis soudés et les armatures complémentaires de ces murs, en supposant l'ouvrage non exposé aux séismes.

¹ NF EN 1992-1-1 : *Calcul des structures en béton – Règles générales et règles pour les bâtiments*. AFNOR, oct. 2005.

1.3. CLASSIFICATION DES MURS

1.3,1. fonctions des murs

Elles concernent principalement :

a) La stabilité mécanique des murs sous les actions qui leur sont appliquées.

NOTE : Ces actions se composent normalement d'actions permanentes et d'actions variables (comprenant les effets thermiques, climatiques, etc.).

A toutes ces actions correspondent principalement pour des murs, à des effets d'actions s'exerçant dans le plan des murs (forces normales). Le cas d'un mur soumis à des forces perpendiculaires à son plan moyen, par exemple les murs de soutènement n'est pas traité ici.

b) La sécurité vis-à-vis des actions accidentelles normalement prévisibles (séisme ou incendie).

c) L'étanchéité à la pluie pour les murs qui y sont exposés.

d) Une contribution au respect des exigences hygrothermiques et acoustiques.

e) Le cas échéant, l'aspect extérieur et/ou intérieur de la construction.

1.3,2. types de murs en fonction de l'exposition à la pluie

1.3,2,1. MUR DE TYPE I

Un mur de type I est un mur ne comportant à la fois :

- ni revêtement étanche sur son parement extérieur,
- ni coupure de capillarité dans son épaisseur.

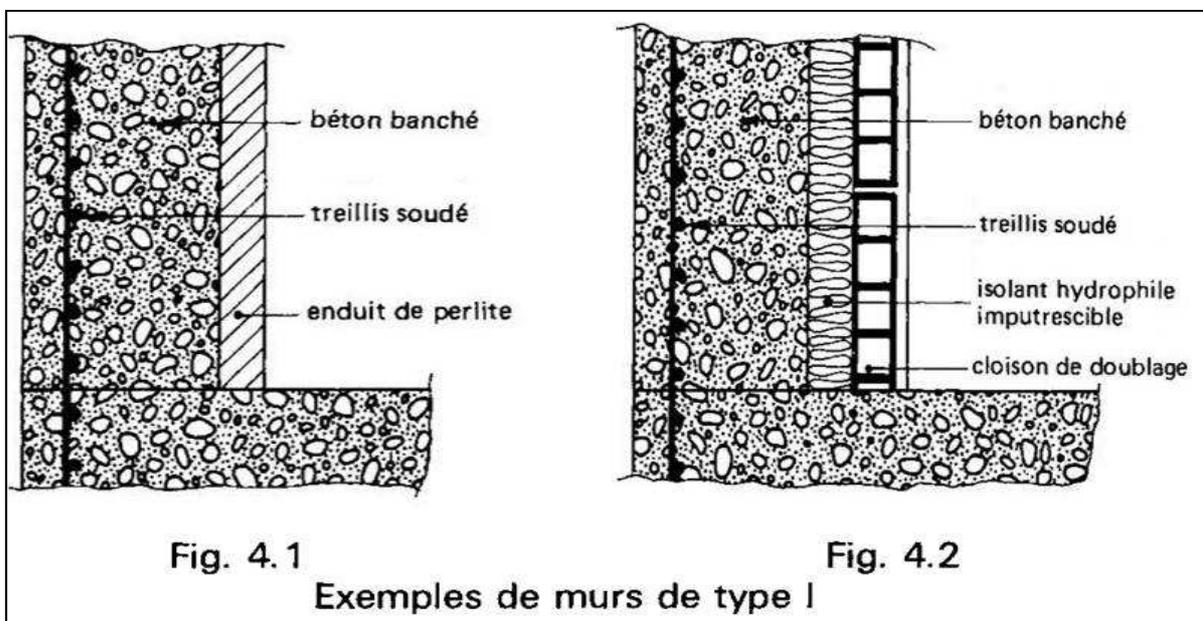


Fig. 4.1

Fig. 4.2

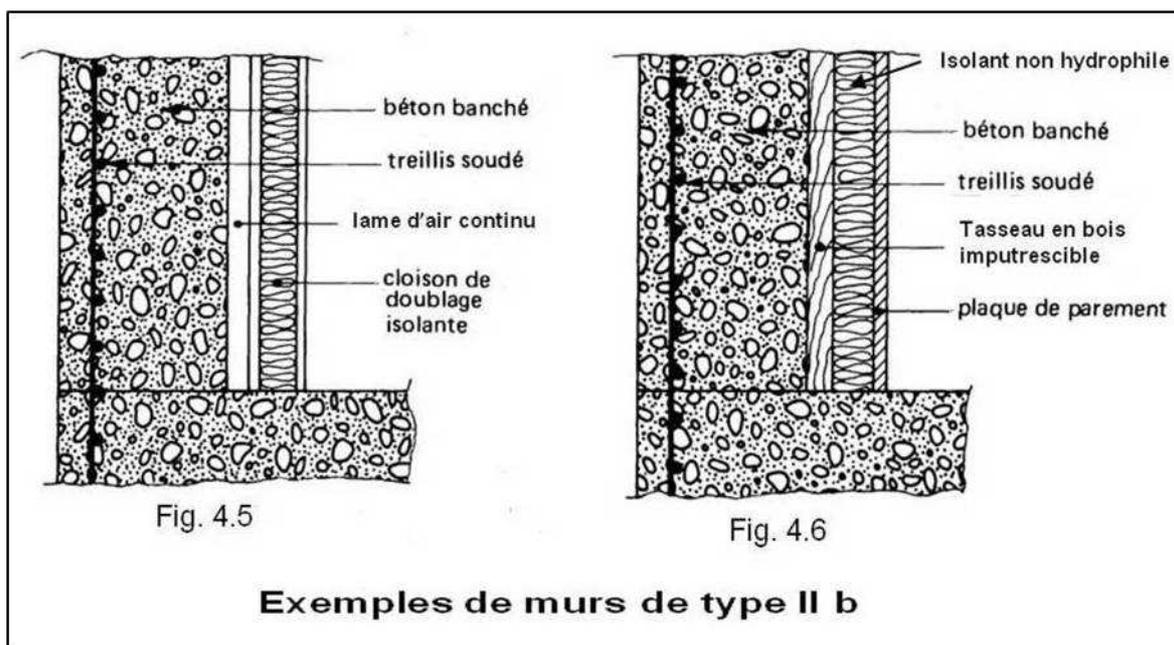
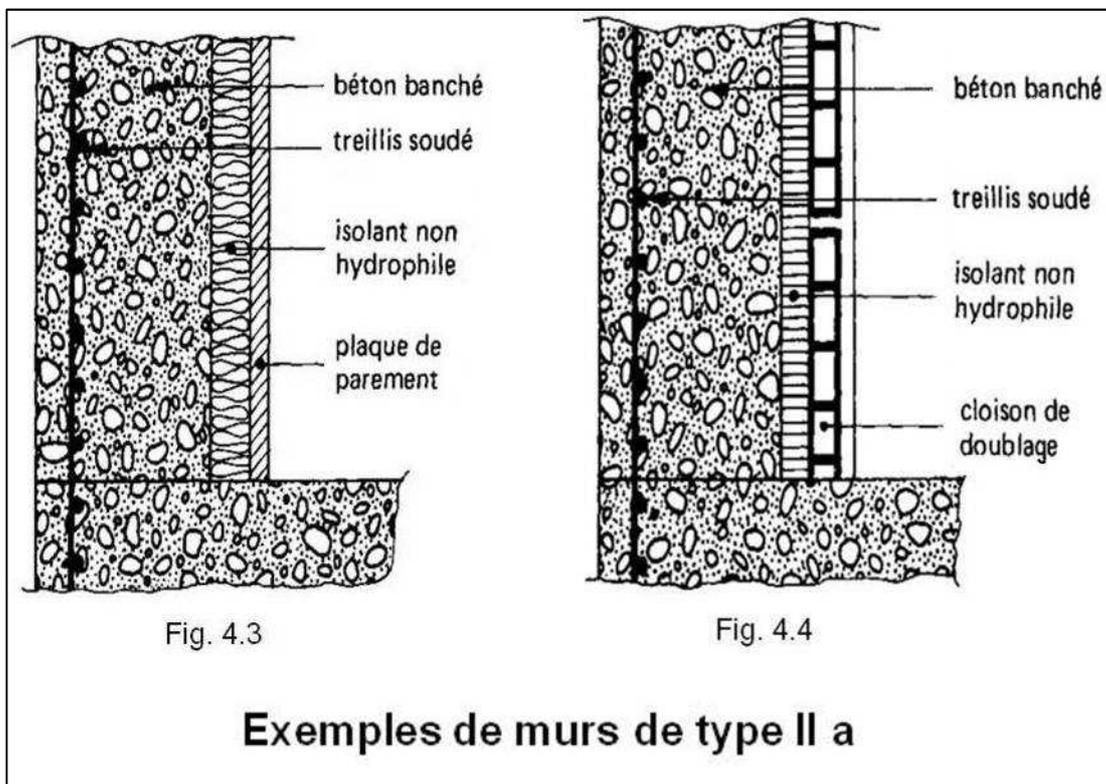
Exemples de murs de type I

1.3,2,2. MUR DE TYPE II

Un mur de type II est un mur ne comportant aucun revêtement étanche sur son parement extérieur, mais comportant dans son épaisseur une coupure de capillarité continue.

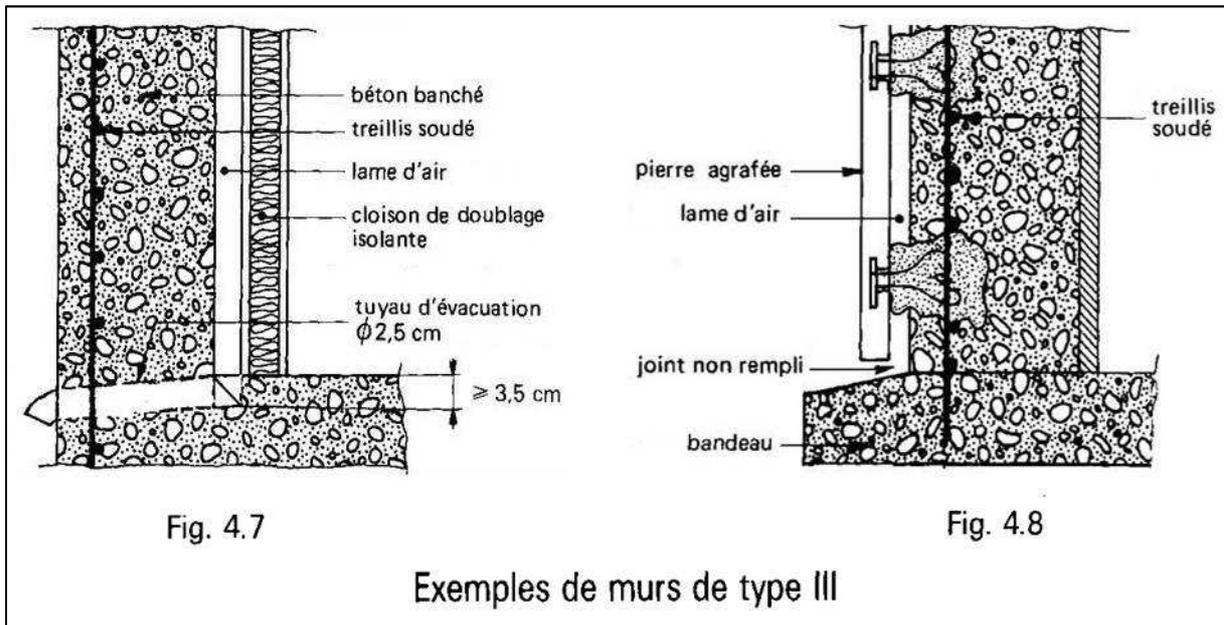
Dans le type IIa, cette coupure est constituée par des panneaux isolants non hydrophiles.

Dans le type II b, cette coupure est constituée par une lame d'air continue.



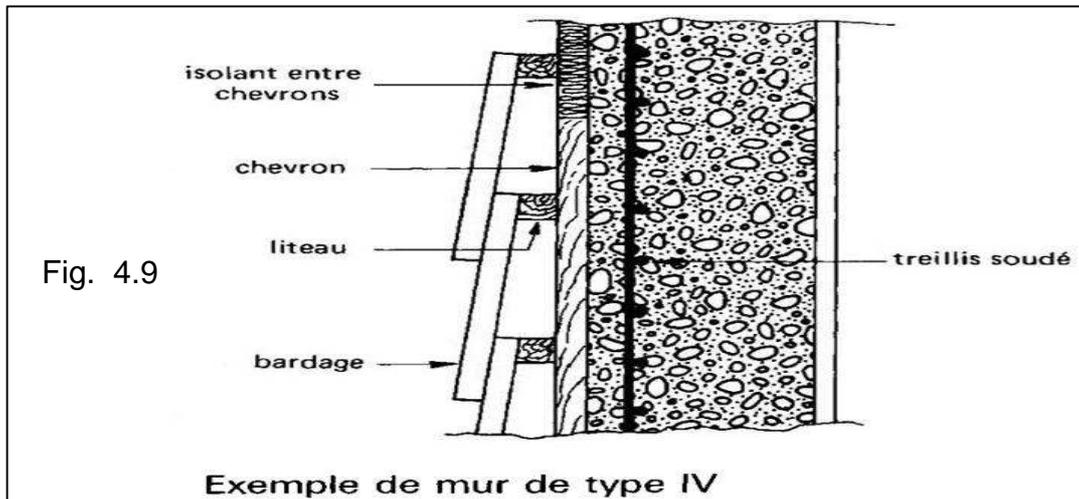
1.3,2,3. MUR DE TYPE III

Un mur de type III est un mur ne comportant aucun revêtement étanche sur son parement extérieur, mais comportant dans son épaisseur une coupure de capillarité continue réalisée par une lame d'air. A la base de cette lame d'air, sont prévus des dispositifs de collecte et d'évacuation vers l'extérieur des eaux d'infiltration éventuelles.



1.3,2,4. MUR DE TYPE IV

Un mur de type IV est le mur qui est muni d'un revêtement étanche situé en avant du parement extérieur en béton.



1.3,2,5. SITUATIONS DES CONSTRUCTIONS

On distingue aussi quatre situations :

- à l'intérieur des grands centres,
- dans les villes petites et moyennes ou en périphérie des grands centres,
- isolée en rase campagne,
- isolée en bord de mer ou dans une ville côtière mais construction non abritée.

Les murs en béton permettent d'assurer aisément ces cinq fonctions énoncées en 1.3,1. Ces éléments sont très couramment utilisés, notamment dans les immeubles d'habitation ou de bureaux et dans les bâtiments industriels. Ils font l'objet du présent chapitre.

31.3,2,6. CONVENANCE DES MURS À PAROIS EN BÉTON BANCHÉ EN FONCTION DE L'EXPOSITION À LA PLUIE

En fonction des situations indiquées en 1.3,2,5, les solutions minimales préconisées, qui seront reprises par la norme NF DTU 20.1² lors de sa révision, sont indiquées dans les deux tableaux ci-dessous.

Tableau 4.1 a

Murs destinés à recevoir un enduit ou un revêtement traditionnel extérieur					
Hauteur du mur au-dessus du sol (m)	Situation a, b ou c		Situation d		
	Façades abritées	Façades non abritées	Façades abritées	Façades non abritées	
				Zone littorale sauf front de mer	Front de mer
<6	I	I ou II a (2)	I	I ou II a	II b
6-18	I	I ou II a	I	II a	II b
18-28	I *	I ou II a	I *	II b	II b ou III
28-50		II a ou II b **		III	III
50-100		III ou IV **		IV	IV

*) Pour ces conditions d'exposition, les façades comportant des balcons et loggias ne peuvent, en règle générale, être considérées comme abritées.

**) Excepté pour les murs du type IV, il n'est pas tenu compte, dans l'analyse qui précède, de la nature du revêtement extérieur, qui peut cependant contribuer à la résistance à la pénétration de l'eau de pluie. Il reste, bien entendu, possible au concepteur d'user de ce paramètre pour préciser son choix en considération de la situation particulière de l'ouvrage.

Tableau 4.1 b

Murs dont le parement est destiné à rester apparent					
Hauteur du mur au-dessus du sol (m)	Situation a, b ou c		Situation d		
	Façades abritées	Façades non abritées	Façades abritées	Façades non abritées	
				Zone littorale sauf front de mer	Front de mer
<6	IIa	IIa	IIa	IIb ou III	III
6-18	IIa	IIa	IIa	IIb ou III	III
18-28	IIa	IIb ou III	IIa	III	III
28-50		*		*	*
50-100		*		*	*

*) Cas non visés par la norme NF DTU, nécessitant une étude particulière. Pour plus de détails, se reporter à la norme NF DTU 20.1

² NF DTU 20.1 (P10-202) : *Ouvrages en maçonnerie de petits éléments - Parois et murs*. AFNOR, oct. 2008. En révision.

1.3,3. conception des murs

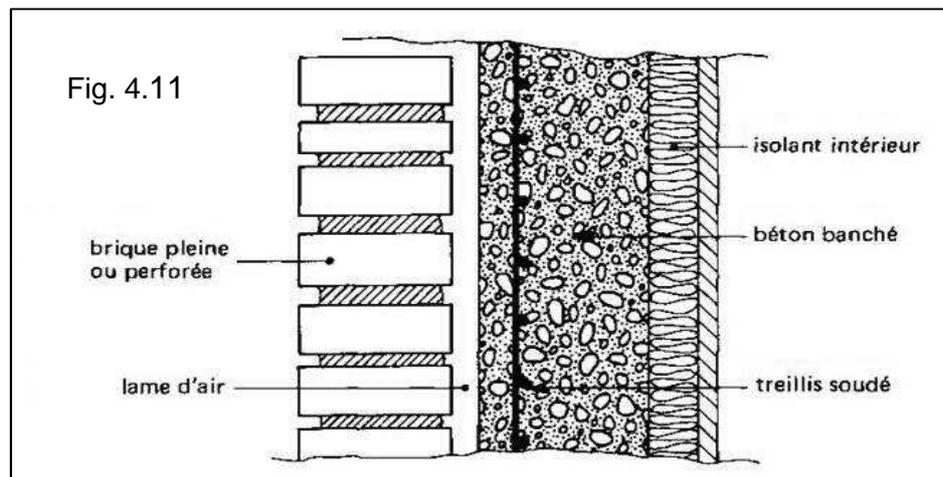
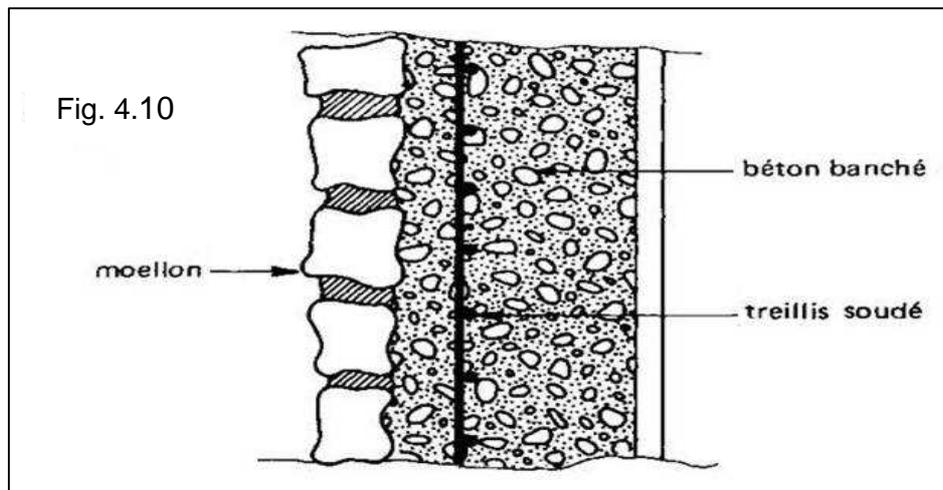
On distingue deux conceptions traditionnelles.

a) **Les murs simples** qui ne comportent qu'une paroi enduite ou non, cette paroi pouvant être :

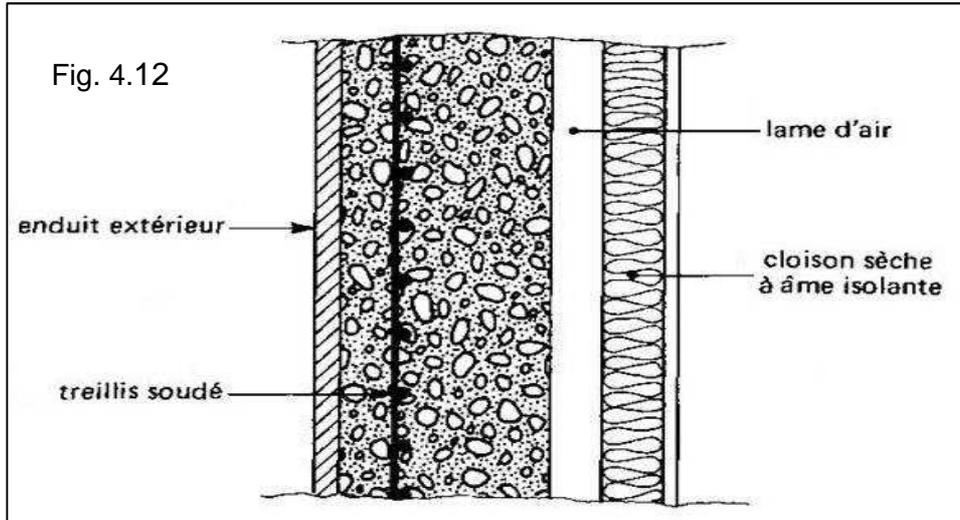
- simple, c'est-à-dire constituée dans le sens de l'épaisseur par un seul matériau principal, enduit non compris, par exemple une paroi en béton ;
- composite, c'est-à-dire constituée dans le sens de l'épaisseur par plusieurs matériaux principaux solidarisés de façon continue par du mortier ou du béton.

b) **Les murs à double paroi** comportant deux parois distinctes qui peuvent être :

- d'épaisseurs sensiblement égales, cas des «murs doubles». La stabilité mécanique est alors en général uniquement assurée par le mur en béton banché (Fig. 4.11).



- d'épaisseur nettement inégales : cas des «murs avec doublages» (Fig. 4.12).



2. MURS EN BÉTON BANCHÉ

2.1. DÉFINITION

Les murs en béton banché sont des ouvrages en béton verticaux, coulés dans des coffrages appelés *banches* à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces murs peuvent contenir des armatures, ils ne sont toutefois considérés comme armés que s'ils contiennent des armatures calculées pour contribuer à leur stabilité ou une armature minimale définie dans la norme EC2-1-1¹.

2.2. CONCEPTION

La conception d'un mur en béton banché doit lui permettre d'assurer les fonctions définies au titre 1.3,1. et en particulier, l'étanchéité pour les murs qui sont exposés à la pluie (titre 1.3,2.).

Les documents normatifs applicables à ce type de mur sont :

- l'Eurocode 2, partie 1-1 (NF EN 1992-1-1, qui sera désigné par la suite par EC2-1-1)¹ ;
- l'Eurocode 2, partie 1-2 (NF EN 1992-1-2³ ou EC2-1-2) concernant la résistance des ouvrages exposés au feu, et à titre transitoire jusqu'à 2014, les Règles FB (DTU-Feu)⁴ peuvent encore être appliquées;
- l'Eurocode 1, partie 1-3 (NF EN 1991-1-3⁵, désigné par la suite par EC1-1-3) qui définit les actions de neige sur les ouvrages ;
- l'Eurocode 1, partie 1-4 (NF EN 1991-1-4⁶, désigné par la suite par EC1-1-4) qui définit les actions de vent sur les ouvrages ;
- l'Eurocode 8, partie 1 (NF EN 1998-1⁷, qui sera désigné par la suite par EC8-1) qui définit les actions sismiques sur les ouvrages et les règles de calcul. A titre de transition les Règles de la construction parasismique applicables aux bâtiments, dites Règles PS 92⁸ peuvent être employées jusqu'en 2013 ;

ainsi que les normes de mise en œuvre suivantes, les NF DTU 20.1³ et 22⁹.

2.3. MISE EN ŒUVRE

Les dispositions indiquées ci-dessous ont pour origine les anciennes normes de mise en œuvre NF DTU 20-1 et 21 en cours de révision, qu'il faudra revoir après la publication des normes. Elles complètent éventuellement celles données dans le chapitre 1 *Généralités*.

³ NF EN 1992-1-2 : *Calcul des structures en béton – Règles générales – Calcul du comportement au feu*. AFNOR, 2005.

⁴ Norme DTU Feu – Règles de calcul FB (P 92-701). AFNOR, déc. 1993.

⁵ NF EN 1991: *Actions sur les structures*. Partie 1-3: *Actions générales – Charges de neige*. AFNOR, 2004.

⁶ NF EN 1991: *Actions sur les structures*. Partie 1-4: *Actions générales – Charges de vent*. AFNOR, 2005.

⁷ NF EN 1998-1: *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes*. Partie 1 : *Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*. AFNOR, 2005.

⁸ NF P 06-013 : Règles de construction parasismique. Règles PS applicables aux bâtiments, dites Règles PS 92. AFNOR, 1995 et 2001.

⁹ DTU 22 : *Grands panneaux nervurés – Murs extérieurs en panneaux préfabriqués de grandes dimensions du type plaque pleine ou nervurée en béton ordinaire*. CSTB.

2.3,1. béton

La formulation du béton doit être conforme – respect des plages en teneur des matières constitutives – aux prescriptions de la norme NF EN 206-1 (Tab. NAF.1)¹¹, en fonction de la classe d'exposition du mur concerné¹⁰.

La notion du liant équivalent n'est possible qu'avec le ciment¹¹ de type CEM I 42,5 N ou R ou CEM I 52,5 N ou R, plus une addition normalisée. Cette disposition est impérative pour les murs extérieurs placés dans des conditions normales d'exposition ou éventuellement protégés par un revêtement rapporté.

L'affaissement du béton mesuré au cône d'Abrams, conformément à la norme NF P 18-451¹², doit être compris entre 8 et 16 cm.

2.3,2. banches de coffrage

2.3,2.1. Principales fonctions

- a) Obtention des parements désirés. Une classification sera donnée dans la norme DTU 21¹³ en :
- parement élémentaire,
 - parement ordinaire,
 - parement courant,
 - parement soigné.

Les caractéristiques des divers parements sont groupées dans le tableau ci-après, extrait du DTU :

Tableau 4.2

Parements	Planéité d'ensemble rapportée à la règle de 2 m	Planéité locale – hors joints – rapportée à un réglelet de 0,20 m (creux maximal sous ce réglelet)	Texture (selon le Fascicule de Documentation P 18-503 ¹⁴)
Élémentaire	Pas de spécification particulière.		P(0) E(0,0,0)
Ordinaire	15 mm	6 mm	P(1) E(1,1,0)
Courant	8 mm(7* mm)	3 mm(2* mm)	P(2) E(1,1,1**)
Soigné	5 mm	2 mm	P(3) E(2,2,2**)

*) en cas de revêtements **) distance d'observation 10 m.

NOTE : Ce tableau constitue un complément normatif à l'annexe G informative de la norme NF EN 13670/CN¹⁵.

b) Résistance mécanique.

Les coffrages et étaielements doivent présenter une rigidité suffisante pour résister, sans tassement ni déformation nuisible, aux charges et efforts de toute nature qu'ils sont exposés à

¹⁰ NF EN 206-1 : Béton. Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité. AFNOR, 2004.

¹¹ NF EN 197-1 : Ciments. Partie 1: Composition, spécifications et critères de conformité de ciments courants. AFNOR.

¹² NF P 18-451 : Bétons. Essais d'affaissement. AFNOR, avril 2012.

¹³ Projet DTU 21 : Cahier des clauses techniques types. En révision

¹⁴ P18-503 : Surfaces et parements de béton - Éléments d'identification. AFNOR, nov. 1989.

¹⁵ NF EN 13670/CN : Exécution des structures en béton. AFNOR.

subir pendant l'exécution des travaux et notamment aux efforts engendrés par la mise en place et le serrage du béton.

2.3,2.1. Pression latérale exercée par le béton frais

La méthode de calcul ci-après a été mise au point par la CIRIA (Grande-Bretagne). Des mesures effectuées aux Pays-Bas sur des ouvrages en cours d'exécution en ont confirmé la validité. Elle est exposée dans le Manuel de technologie *Coffrage* du Conseil International du Bâtiment¹⁶.

Cette méthode est applicable à des bétons à base de ciment CEM 1¹⁷, sans adjuvants ou autres ajouts susceptibles d'influer sur la vitesse de durcissement.

La pression latérale p à prendre en compte au point considéré du coffrage est limitée à la plus faible des trois valeurs suivantes :

- p_1 : pression hydrostatique fonction de la hauteur des levées de béton,
- p_2 : effet d'arc sur les parois,
- p_3 : limite imposée par le durcissement du béton.

La limite de poussée pratique peut être prise égale à 150 kN/m^2 . Il en résulte donc que :

$$p = \text{Min} [p_1 ; p_2 ; p_3] \leq 150 \text{ kN/m}^2$$

Les tableaux ci-après donnent les valeurs limites p_1 , p_2 , p_3 arrondies à 5 kN/m^2 près (une plus grande précision serait illusoire).

a) Effet de la hauteur H (en m) de la levée de béton : p_1

La pression hydrostatique admise est prise égale à 25 kN/m^2 par mètre de hauteur, ce qui conduit aux valeurs ci-après.

Tableau 4.3

H (m)	1	2	3	4	5	≥ 6
p_1 (kN/m ²)	25	50	75	100	125	150

b) Effet d'arc : p_2

Cet effet ne se manifeste que lorsque les trois conditions suivantes sont toutes vérifiées en même temps:

- l'épaisseur minimale d de la paroi est au plus égale à 50 cm ;
- l'affaissement du béton est au plus égal à 80 mm ;
- il n'y a pas de vibration externe (par le coffrage).

La valeur de p_2 dépend de la vitesse R de remplissage du coffrage, exprimée en mètre vertical par heure (m/h).

Dans le cas d'une mise en place du béton au moyen d'une benne effectuant des rotations successives, la vitesse R s'évalue comme suit.

Soit V (m³) volume de béton à couler et v (m³) volume de la benne.

n : nombre de bennes nécessaires (c'est-à-dire le nombre entier immédiatement supérieur à V/v).

t : durée d'un cycle complet en minutes.

h : hauteur verticale à bétonner en mètres (m).

¹⁶ Manuel de technologie «Coffrage», Publication 85, CIB (Conseil International du Bâtiment), 1985.

¹⁷ NF EN 197-1 : *Ciment*. Partie 1 : *Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants*. AFNOR.

$$R = \frac{60 h}{t(n-1)}$$

Le tableau 4.4 ci-après donne les valeurs de p_2 en kN/m² en fonction de l'épaisseur d de la paroi et de la vitesse R .

Tableau 4.4

d (cm)	R (m/h)											
	1	2	3	4	5	6	8	10	15	20	30	≥ 40
15	$p_2 = 35$	35	40	45	45	50	55	60	75	90	120	150
20	40	40	45	50	50	55	60	65	80	95	125	150
30	50	50	55	60	60	65	70	75	90	105	135	150
40	60	60	65	70	70	75	80	85	100	115	145	150
50	70	70	75	80	80	85	90	95	110	125	150	150

c) *Effet du durcissement du béton* : p_3

Le tableau 4.5 ci-après donne les valeurs de p_3 (kN/m²), en fonction de l'affaissement du béton, de la température interne de ce dernier, et de la vitesse de remplissage R .

Tableau 4.5

Affaissement (mm) ¹⁴	Température du béton (°C)	R (m/h)										
		1	1,5	2	2,5	3	4	5	6	7	≥8	
50	5	50	70	95	115	135	150	150	150	150	150	150
	10	40	55	70	85	100	135	150	150	150	150	150
	15	40	45	55	65	75	100	125	150	150	150	150
	20	35	40	45	50	55	70	90	105	125	150	150
75	5	60	85	110	140	150	150	150	150	150	150	150
	10	50	65	85	105	125	150	150	150	150	150	150
	15	40	50	65	80	95	125	150	150	150	150	150
	20	35	40	50	60	70	90	115	135	150	150	150
100 à 150	5	70	100	130	150	150	150	150	150	150	150	150
	10	55	75	100	120	150	150	150	150	150	150	150
	15	45	60	75	90	110	150	150	150	150	150	150
	20	35	45	55	70	80	110	130	150	150	150	150

Remarques :

1. Normalement, il n'est pas nécessaire de prendre une marge complémentaire pour tenir compte d'un effet d'impact à la mise en place du béton.
2. Pour certains adjuvants (à base de résines mélanines ou de cendres volantes pulvérisées), il convient de prendre $p = p_1$, quels que soient d , R ou H .
3. Les bétons pompés donnent lieu à de grandes vitesses R , dont il faut tenir compte.

De même, si le béton est mis en place par un tube plongeur dont l'extrémité est immergée dans le béton frais, il y a accroissement des pressions sur les coffrages.

Pour les poteaux, l'introduction du béton sous pression par la base entraîne une augmentation de 50 % par rapport à la pression hydrostatique.

4. La poussée est d'autant plus grande que le délai qui s'écoule entre la fabrication et la mise en œuvre du béton (transport plus temps d'attente) est lui-même plus court.

2.3,2.3. Sécurité du personnel sur le plan de travail

Les éléments de coffrage doivent être équipés de dispositifs nécessaires à la sécurité de la main-d'œuvre pendant les diverses opérations du cycle de bétonnage (manutention et stockage). Ces dispositifs (passerelles, béquilles, vérins, etc.) assurent la sécurité sur le plan de travail et améliorent les rendements.

2.3,2.4. Étanchéité

L'étanchéité doit être suffisante pour ne pas avoir de suintement nuisible de laitance.

Les pertes de laitance provoquent la formation de nids de cailloux et la chute de résistance du béton.

L'étanchéité entre les éléments du coffrage et les parties d'ouvrage déjà coulées peut être assurée par des bandes adhésives ou mieux par des cordons compressibles.

2.3,2.4. Mise en place des coffrages

La mise en place des coffrages doit être suffisamment précise pour que l'ouvrage réalisé ait les dimensions prévues avec les tolérances de la classe 1¹⁷.

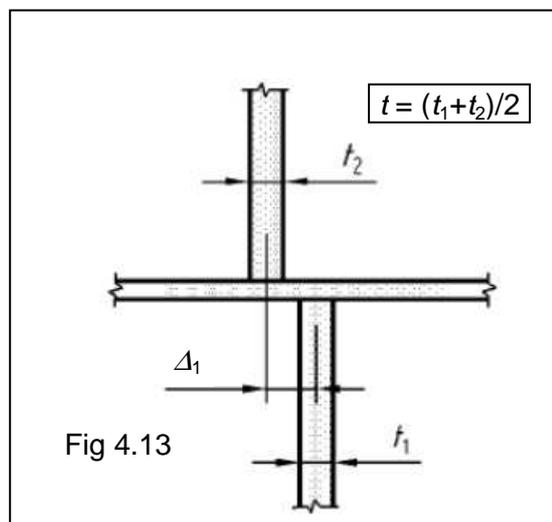
Les valeurs de cette classe de tolérance dite normale, respectent les hypothèses de calcul de l'EC2 et le niveau de sécurité exigé, en liaison avec les coefficients partiels relatifs aux matériaux donnés à la clause 2.4.2.4 de l'EC2-1-1.

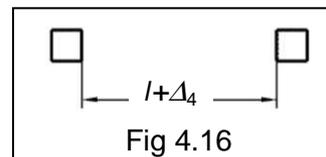
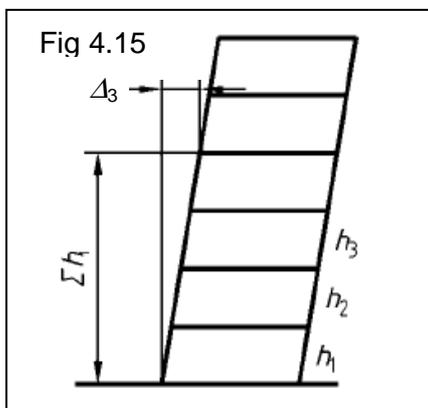
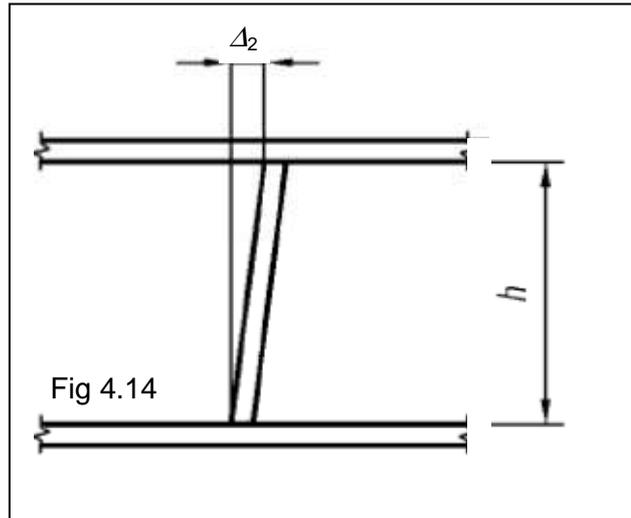
- L'écart Δ_1 maximal mesuré horizontalement entre les plans moyens des murs (Fig.4.13) ne doit pas dépasser les limites données au tableau 4.6.
- L'écart Δ_2 due à l'inclinaison d'un mur à tout niveau dans un bâtiment d'un ou de plusieurs étages (Fig. 4.14) ne doit pas dépasser les limites données au Tableau 4.6, en fonction de la hauteur libre h .
- L'écart Δ_3 de la position de l'axe d'un mur à tout niveau par rapport à la verticale de son centre théorique au niveau bas d'une structure à plusieurs étages ne doit pas dépasser les limites données au Tableau 4.6.

Tableau 4.6 : Écarts admissibles pour les murs (classe de tolérance 1)

Ecart	Limite des écarts Δ_i
$\Delta_1 \leq$	$\text{Max} \{ t/30 ; 15 \text{ mm} \} \leq 30 \text{ mm}$
$\Delta_2 \leq$	$\text{Max} \{ 15 \text{ mm} ; h/400 \}$ pour $h \leq 10 \text{ m}$ $\text{Max} \{ 25 \text{ mm} ; h/600 \}$ pour $h > 10 \text{ m}$
$\Delta_3 \leq$	$\text{Max} \{ 50 \text{ mm} ; \Sigma h/[200(n)^{1/2}] \}$, n est le nombre de niveaux avec $n > 1$
$\Delta_4 \leq$	$\text{Max} \{ l/600 ; 20 \text{ mm} \} \leq 60 \text{ mm}$

- L'écart Δ_4 de l'espace libre entre murs adjacents ne doit pas dépasser les limites données au Tableau 4.6. En outre la tolérance de position en plan d'un mur par rapport à un axe secondaire est limitée à $\pm 25 \text{ mm}$.





2.3,3. disposition des armatures

La norme NF DTU 21¹⁵ demande que le ferrailage d'un mur en béton banché soit convenablement raidi, par exemple au moyen des barres disposées en diagonale. Cette condition est normalement satisfaite avec l'emploi des panneaux en treillis soudé.

Pour la détermination des types de panneaux à adopter, se reporter au titre 5.

Les panneaux de treillis soudés et les autres armatures doivent se trouver aux emplacements prévus sur les plans et ne pas être déplacés lors du bétonnage.

Pour assurer un positionnement correct, on utilise des cales de positionnement (Fig. 4.17) et des raidisseurs ou des distanciers en treillis soudés.

Pour ce qui concerne de sécurité du personnel, on mentionne simplement ici que le fascicule 65A¹⁸ impose de prendre des mesures aptes à assurer la sécurité du personnel vis-à-vis des risques que présentent les armatures libres en attente. On peut, par exemple, s'arranger pour qu'un fil de répartition soit proche de l'extrémité des fils en attente, ou couvrir ceux-ci par un capot.

¹⁸ Marchés publics de travaux, CCTG aux Marchés de travaux ; Fascicule N°65 : *Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou précontraint*. Annexé à l'Arrêté du 06/03/2008 et l'Arrêté du 30/05/2012.

Fig. 4.17

Exemple de cale
de positionnement en matière plastique.



3. MURS PRÉFABRIQUÉS

Le présent titre s'applique plus spécialement au cas des bâtiments courants.

3.1. DÉFINITION

Le DTU 22 donne la définition suivante :

On entend par **mur en panneaux préfabriqués de grandes dimensions**, les ouvrages verticaux réalisés par assemblages de parties de murs fabriquées à l'avance répondant aux caractéristiques dimensionnelles suivantes :

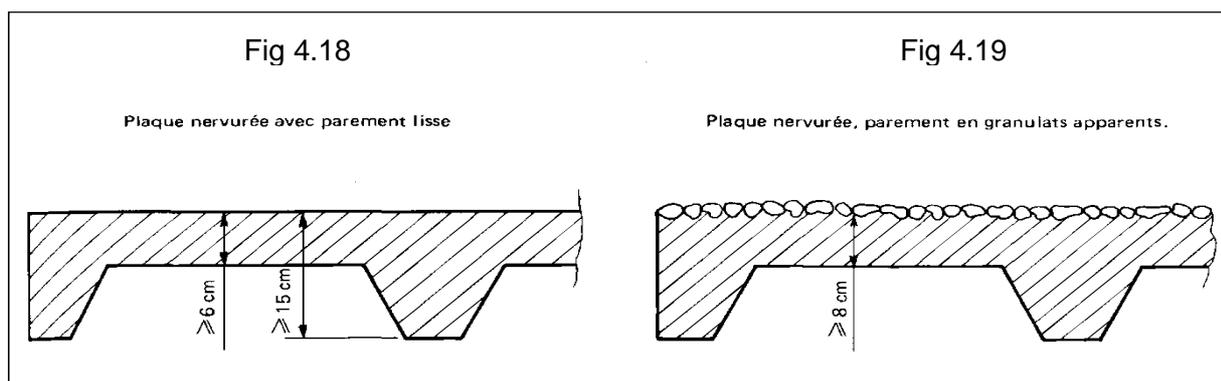
- la longueur maximale est de l'ordre de 8 mètres,
- la hauteur utile est égale à une fois la hauteur d'étage éventuellement augmentée de la hauteur de l'acrotère et de la retombée.
- leur surface est inférieure à 30 m².

Il existe principalement deux types de panneaux préfabriqués :

- les plaques pleines,
- les plaques nervurées.

L'épaisseur minimale courante de base est de 15 cm pour les plaques pleines. Elle peut être plus faible, sans être inférieure à 12 cm dans le cas où la géométrie des joints et la position des panneaux par rapport à la structure le permettent.

Pour les plaques préfabriquées nervurées avec parement lisse, l'épaisseur minimale est de 6 cm pour le voile et de 15 cm au droit des nervures (Fig. 4.18 et 19).



Dans le cas de parements en granulats apparents, l'épaisseur minimale du voile est de 8 cm. Cette épaisseur doit être comptée à partir du fond des creux entre granulats ; dans le cas d'un revêtement mince et scellé, l'épaisseur du revêtement est incluse dans les 8 cm.

3.2. CONCEPTION

Un mur préfabriqué doit être conçu de manière à lui permettre d'assurer les fonctions définies en 1.3,1.

Les éléments structuraux doivent permettre de satisfaire aux exigences de la prévention des accidents durant les opérations de manutention et de mise en œuvre (dispositifs de maintien en position verticale et d'étayage, dispositif de manutention).

Les documents normatifs applicables à ce type de mur, sont :

- l'Eurocode 2, partie 1-1 (NF EN 1992-1-1, qui sera désigné par la suite par EC2-1-1) ; notamment la section 10 ;
- l'Eurocode 2, partie 1-2 (NF EN 1992-1-2 ou EC2-1-2), et à titre transitoire jusqu'à 2014, les Règles FB (DTU-Feu) ;
- l'Eurocode 1, partie 1-3 (NF EN 1991-1-3, désigné par la suite par EC1-1-3) qui définit les actions de neige sur les ouvrages : règles relatives aux charges de neige.
- l'Eurocode 1, partie 1-4 (NF EN 1991-1-4, par la suite par EC1-1-4) qui définit les actions de vent sur les ouvrages ;
- l'Eurocode 8, partie 1 (NF EN 1998-1, qui sera désigné par la suite par EC8-1) qui définit les actions sismiques sur les ouvrages et les règles de calcul. A titre de transition les Règles de la construction parasismique applicables aux bâtiments, dites Règles PS 92 peuvent être employées jusqu'en 2013 ;

ainsi que les normes de mise en œuvre suivantes : NF DTU 20.1 et 22.

3.3. MISE EN ŒUVRE

3.3,1. généralités

Les normes de mise en œuvre, notamment les normes NF DTU 20.1 et 22, fournissent les principales dispositions à adopter. Certaines dispositions sont rappelées ci-dessous.

3.3,2. béton

Sauf justification spéciale, la formulation du béton doit être conforme aux prescriptions de dosage minimales de la norme NF EN 206-1 (Tab. NAF.2), données en fonction de la classe d'exposition du mur concerné.

Lorsque la production est continue et soumise à un système de contrôle de la qualité approprié, conforme à des normes de Produit et incluant des essais de résistance en traction du béton, l'analyse statistique des résultats d'essais peut être utilisée pour évaluer la résistance en traction à prendre en compte dans les vérifications aux états-limites de service, en remplacement des valeurs du tableau 3.1.

Dans le cas où les éléments préfabriqués sont soumis à une cure thermique, la résistance en compression du béton à un âge t avant 28 jours, la résistance $f_{cm}(t)$, est estimée à l'aide de l'expression [3.1] de l'EC2-1-1.

3.3,3. moule

a) Principales fonctions

Les moules doivent être dimensionnés afin de permettre aux éléments préfabriqués d'assurer toutes les fonctions définies en 2.3,3.1), concernant les parements, la résistance mécanique, ainsi que la sécurité du personnel.

b) Précision dimensionnelle

Le réglage du moule doit assurer la conformité dimensionnelle des composants finis avec les tolérances requises pour l'ouvrage. Se reporter à la norme NF EN 13369¹⁹.

3.3,4. dispositions constructives minimales concernant les armatures

Les armatures des panneaux préfabriqués doivent respecter certaines dispositions constructives minimales.

Les sections correspondantes de treillis soudés ou autres armatures, peuvent être prises en compte pour satisfaire à l'ensemble des dispositions prévues dans le titre 5.

L'enrobage des armatures d'un mur préfabriqué doit être déterminé selon la classe d'exposition des parements. Se reporter à l'EC 2-1-1, section 4.4.

3.3,4.1. Plaques pleines

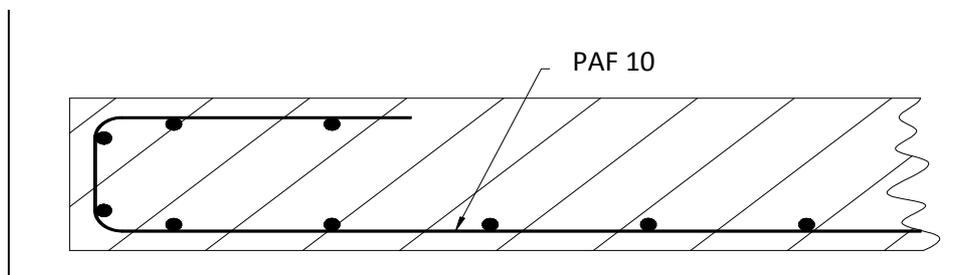
Les conditions de la nécessité d'une armature minimale, sont définies dans l'EC 2-1-1, notamment dans :

- les prescriptions de 5.3,1.1 (EC2-1-1, clause 9.6.2 (1) Notes 1 et 2), pour ce qui concerne l'armature verticale ;
- et les prescriptions de 5.3,1.2 (EC2-1-1, clause 9.6.3 (1) Note), pour ce qui concerne l'armature horizontale.

Pour les bâtiments et pour des voiles d'au plus 25 cm d'épaisseur, les extrémités libres, débouchant en façade ou pignon, du niveau supérieur sous plancher terrasse de toute voile, doivent comporter un chaînage vertical continu d'au moins 1,2 cm².

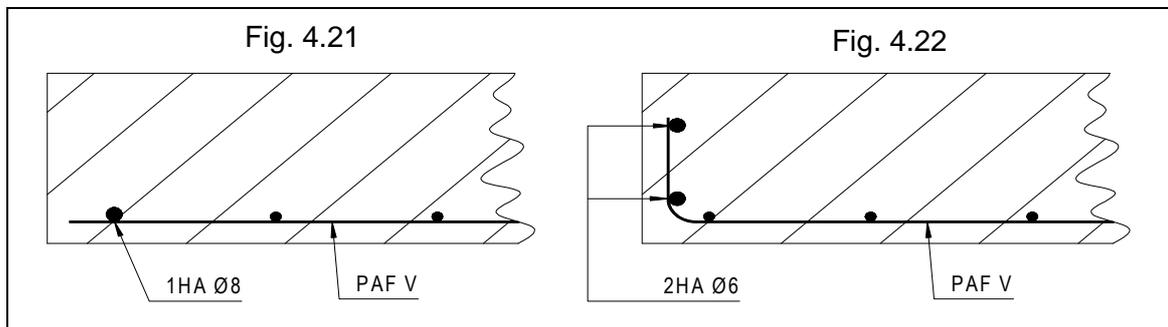
Dans le cas d'un panneau de façade, le treillis soudé doit être placé dans la demi-épaisseur extérieure. Un chaînage périphérique doit être prévu; il peut être réalisé verticalement par un retour du treillis soudé. (Fig. 4.20).

Fig. 4.20 : **Coupe horizontale** d'un bord de panneau. Les sept fils verticaux d'extrémité constituent le chaînage

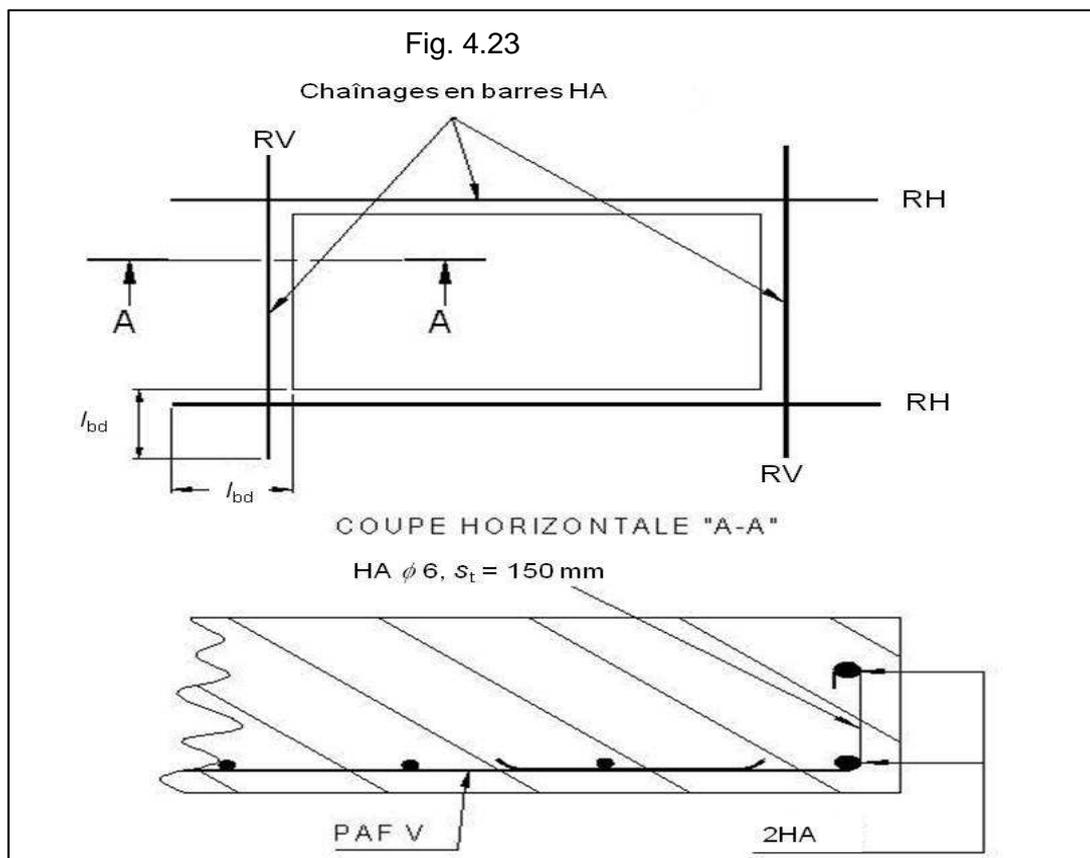


¹⁹ NF EN 13369 : Règles communes pour les produits préfabriqués en béton. AFNOR.

Dans le cas où il n'est pas possible d'adopter la disposition représentée sur la figure 4.20 avec un retour sur l'autre face. Une barre H.A. peut être placée en complément, comme indiqué sur les Fig. 4.21 ou 4.22.



En bordure des ouvertures pratiquées dans tout voile (telles que des fenêtres ou portes,...), les angles doivent être bordés par des aciers verticaux (RV) de section au moins égal à $0,8 \text{ cm}^2$ et aciers horizontaux (RH) d'au moins $0,68 \text{ cm}^2$, convenablement ancrés ou au moins $0,40 \text{ m}$. Ce qui doit être constitué d'au moins deux barres H.A. reliées par des armatures transversales (Fig.4.23).



3.3.4.2. Plaques nervurées (Fig. 4.24)

a) Elles comportent :

- une nervure périphérique,
- des nervures d'encadrement des baies éventuelles,

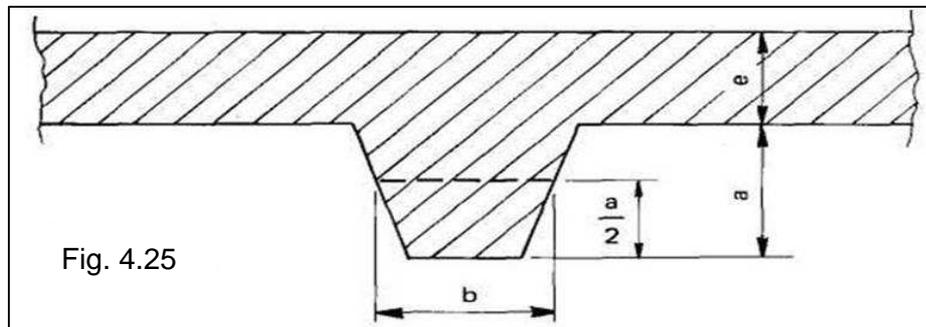
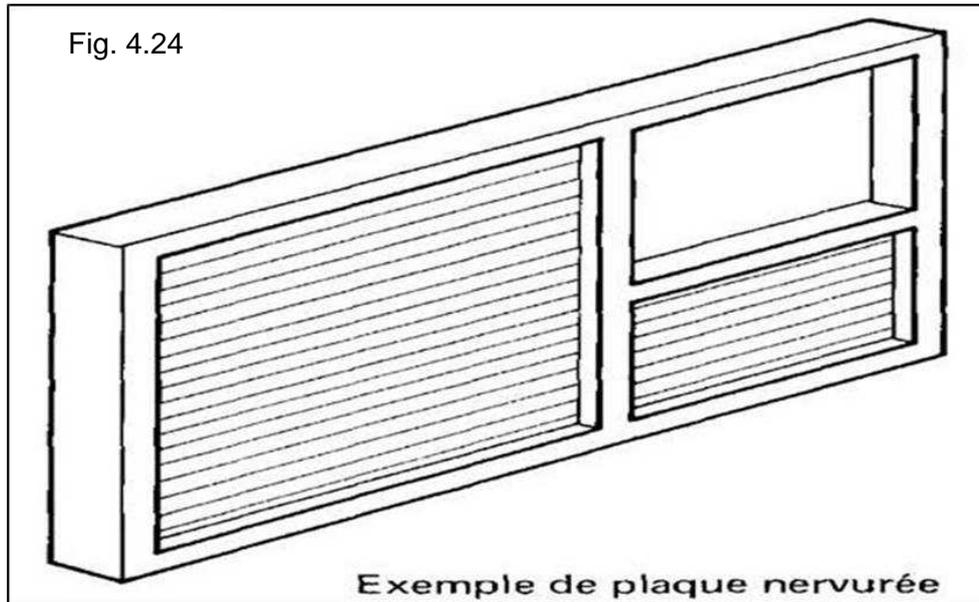
- des nervures intermédiaires verticales dont la distance maximale entre axes, en fonction de l'épaisseur e (en mm) de la dalle, est de :

1,50 m si $60 \text{ mm} \leq e < 80 \text{ mm}$

2,50 m si $80 \text{ mm} \leq e$

- une nervure horizontale intermédiaire lorsque la distance entre les nervures haute et basse, est supérieure ou égale à 3 m.

La largeur moyenne d'une nervure doit être au moins égale à 60 mm.

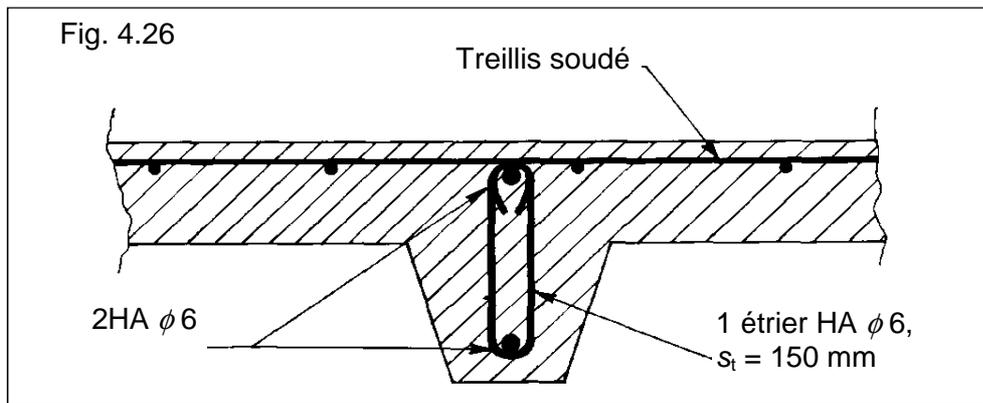


b) Armature du voile

Elle est composée d'un treillis soudé. L'armature d'ensemble minimale est identique à celle prévue pour les plaques pleines (Cf. 5.3,1).

c) Armature des nervures

Les armatures sont constituées de deux barres longitudinales, l'une d'elles étant située



sensiblement dans le plan du treillis soudé armant le voile, l'autre au voisinage de la face du parement des nervures.

Les barres de $0,50 \text{ cm}^2$ de section unitaire minimale ($\geq 1 \text{ } \phi 8$) pour les nervures périphériques et de $0,25 \text{ cm}^2$ ($\geq 1 \text{ } \phi 6$) pour les nervures intermédiaires, sont reliées par des étriers transversaux ancrés dans le hourdis.

Les armatures longitudinales des nervures dans une direction doivent être ancrées dans les nervures de la direction perpendiculaire.

La section d'acier des nervures situées dans l'épaisseur du hourdis, peut être prise en compte dans la masse totale en plus de la nappe de treillis soudé armant le hourdis.

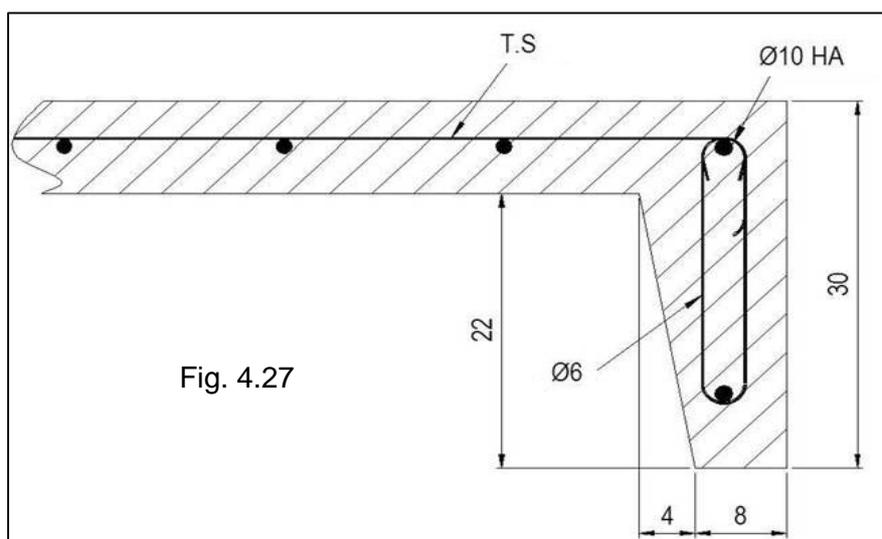
3.3.4.3. Autres panneaux nervurés

Sont classés dans cette catégorie les panneaux qui ne satisfont pas à l'une au moins des conditions énoncées en b) et dont la largeur des nervures n'est pas inférieure à 8 cm.

Lorsque le rapport a/b est supérieur à 2, on adopte les dispositions suivantes (Fig. 4.27):

a) Armature du voile :

L'armature du voile peut être réalisée au moyen de panneaux PAF 10 ou davantage.



b) Armature des nervures :

Pour les nervures périphériques, la section d'acier totale doit être au moins égale à 0,4 % de la section B du béton de la nervure, sans pouvoir être inférieure à $1 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Pour les nervures intermédiaires, ces valeurs sont respectivement abaissées à 0,2 % et 0,5 cm²/m.

Exemple d'une nervure périphérique : Section du béton : $B = \text{environ } 30 \times 10 = 300 \text{ cm}^2$

Section totale d'acier nécessaire:

$$0,4\%B = 1,2 \text{ cm}^2 > 1 \text{ cm}^2$$

Cette section peut être réalisée au moyen de 2 HA Ø 10, reliés par des étriers HA Ø 6,

$$s_t = 15 \text{ cm.} \quad (\text{Fig. 4.27})$$

c) Encadrement et appui de baie :

L'armature est constituée par au moins deux barres H.A. de section totale au moins égale à 40 % de la section des nervures (sans être inférieure à 1 cm²), et par des étriers transversaux ancrés dans le hourdis.

3.3.5. manutention et pose

Les murs en plaques pleines peuvent être coulés dans des batteries de moules verticaux, mais le plus souvent le mur plein ou nervuré étant coulé à l'horizontale et redressé au moyen des tables basculantes. Lorsque le béton a atteint la résistance voulue, la table est basculée autour d'un axe horizontal afin d'avoir une position proche de la verticale, ce qui permet la manutention du panneau.

Pour cette manutention, différents dispositifs sont possibles. On peut notamment utiliser des *boucles de levage* (appelées aussi *épingles de manutention*) réalisées à partir de barres à béton.

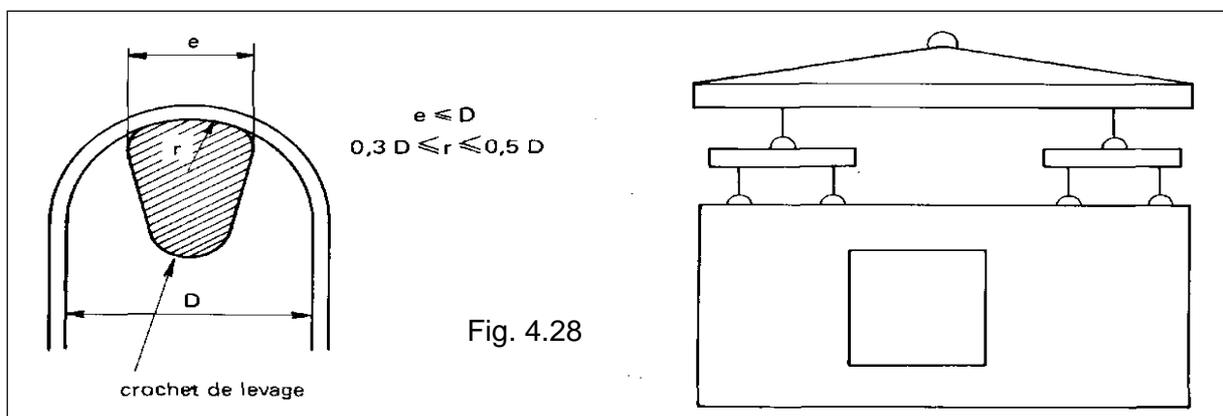
3.3.5.1. Boucles de levage

L'implantation des boucles de levage dans le panneau doit être appropriée, par exemple si les éléments sont nervurés, il est recommandé d'ancrer les boucles au droit des nervures. De même, il est préférable d'éviter de les planter dans les linteaux.

Les boucles doivent être confectionnées obligatoirement à partir d'acier présentant des garanties de ductilité suffisantes pour cet usage (par exemple des ronds lisses de nuance B235C). Le diamètre des ronds utilisés ne doit pas être inférieur à 10 mm.

Le Fascicule 65A (art. 94.2), définit les exigences utiles à la conception des boucles de levage.

La manutention s'effectue à l'aide d'un palonnier. Il est souhaitable que celui-ci permette d'avoir des élingues parallèles et une répartition automatique des efforts entre les boucles (palonnier à brins d'élingues multiples de longueur auto-réglable). Les crochets de levage glissés dans chaque boucle doivent respecter les conditions de la figure 4.28. Les dessins doivent préciser clairement le type de crochet à utiliser.



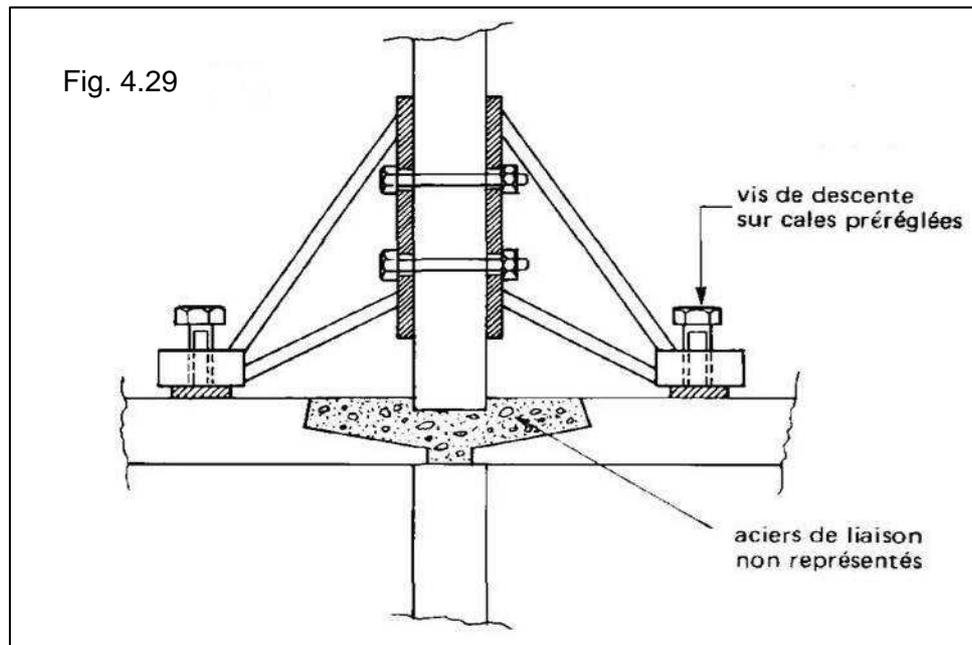
3.3,5,2. Pose des panneaux

a) Maintien des panneaux

Des dispositifs de maintien en position verticale et d'étaieement doivent être prévus. Certaines parties de ces dispositifs sont intégrées aux panneaux.

Dans le cas de pose sur cales, le matériau utilisé pour la confection des cales doit être d'une déformabilité au moins égale à celle du béton durci. Dans le cas contraire, les cales doivent être retirées après remplissage du joint horizontal.

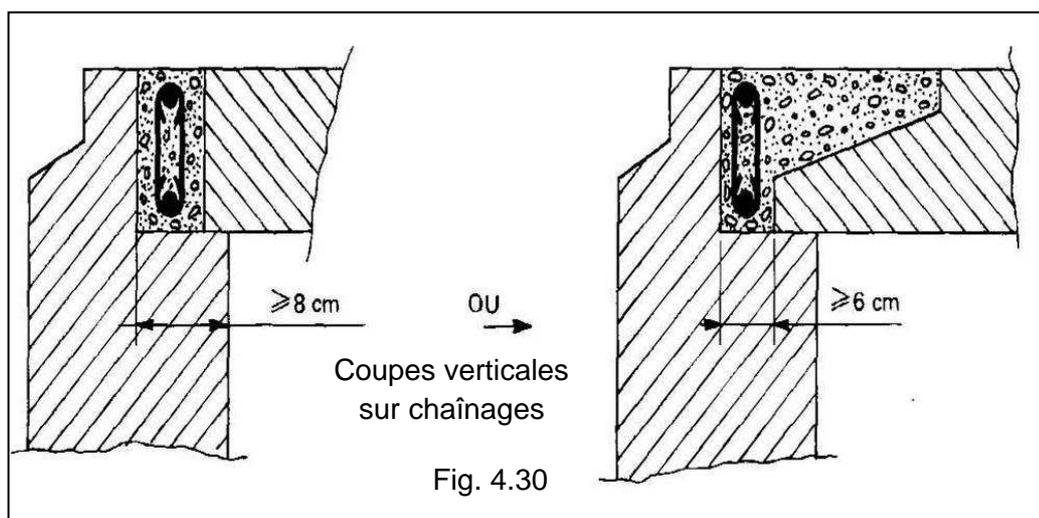
Au lieu de cales, on peut aussi utiliser des dispositifs spéciaux permettant le réglage en hauteur. Un lit de mortier est mis en place avant réglage définitif en hauteur. Il est écrasé lors du réglage final (Fig. 4.29).



b) Liaisons

Dans la mesure du possible, elles doivent reconstituer la continuité entre les pièces préfabriquées et la structure.

Lorsque cette continuité est rétablie, les pièces peuvent être justifiées par les Règles du béton armé et celles du béton banché.



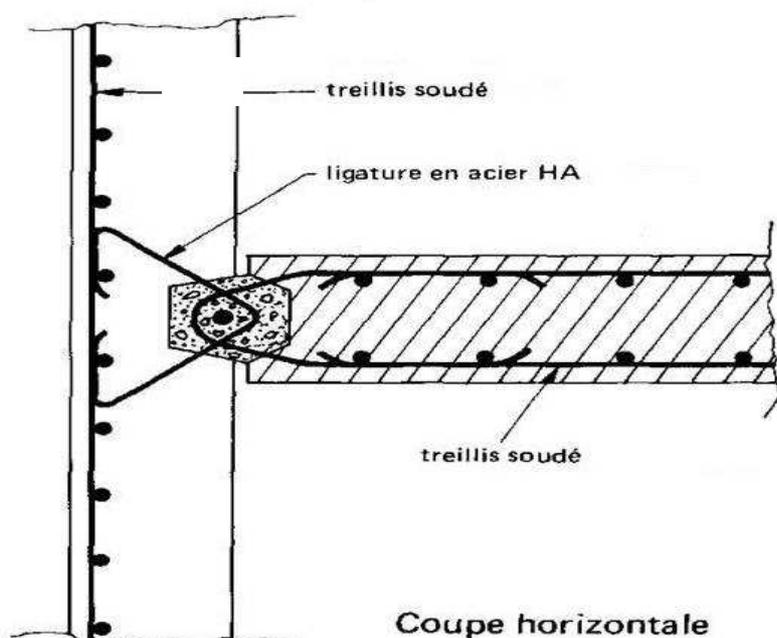
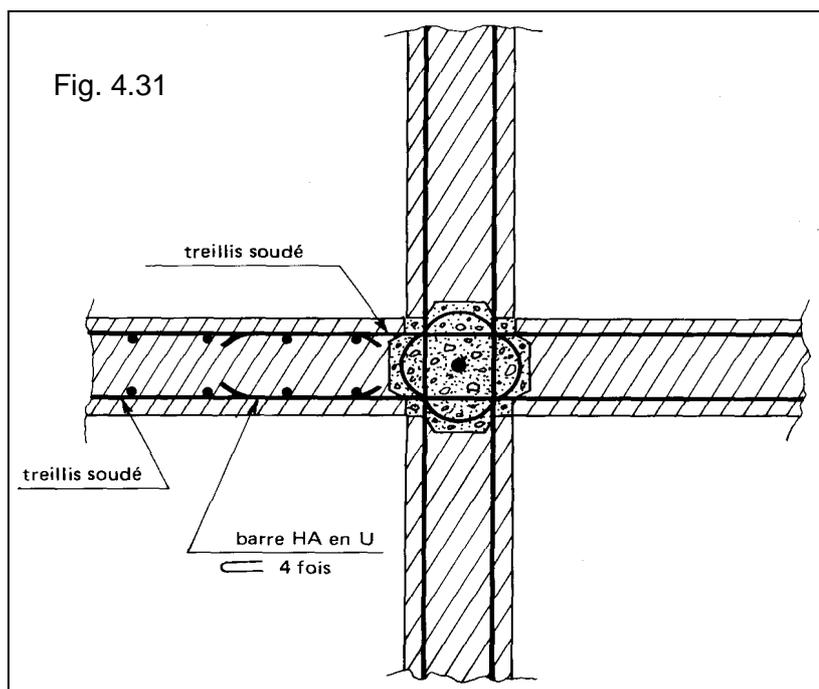
Le DTU 22.1 (Cahier des charges), a défini les différents types suivants de liaison :

- bétonnées,
- brochées,
- boulonnées,
- soudées.

Ces liaisons sont habituellement prévues dans le cadre d'un procédé de fabrication relevant de l'Avis technique du CSTB. Les liaisons continues horizontales formant chaînage doivent comporter une section minimale d'armature conformément aux dispositions prévues en 5.2,1.

Pour les liaisons verticales avec coulage de béton sur place, des dispositifs auto-coffrants sont généralement prévus.

Coupe horizontale
(Les dispositions d'armatures représentées à gauche se répètent dans tous les panneaux aboutissant au nœud).



Le volume à bétonner doit être convenablement calfeutré ou coffré en particulier en pied de la liaison pour éviter toute fuite de laitance ou de mortier.

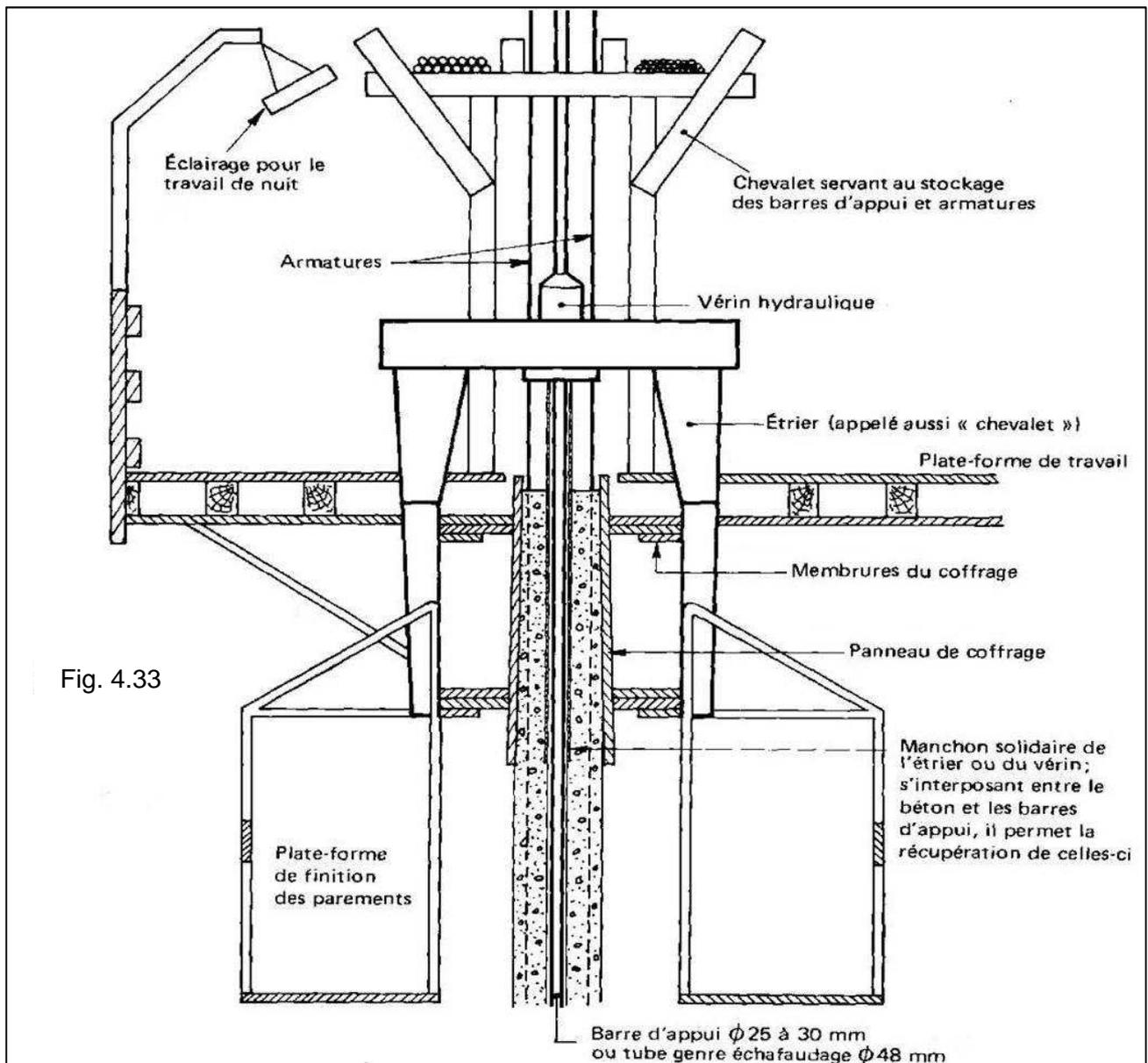
Fig. 4.32

4. COFFRAGES GLISSANTS

4.1. GÉNÉRALITÉS

Lorsqu'un mur a une certaine hauteur, on peut le réaliser par la technique du coffrage glissant. Ce titre indique certaines informations spéciales liées à cette technique, notamment pour l'emploi des panneaux de treillis soudés.

Ce procédé permet un bétonnage en continu, à l'aide d'un coffrage spécial qui prend appui sur les couches inférieures de béton dont la prise est suffisamment avancée. Cet appui est obtenu à l'aide de tiges supports.



La technique de mise en œuvre fait l'objet d'un document professionnel *Recommandations*²⁰.

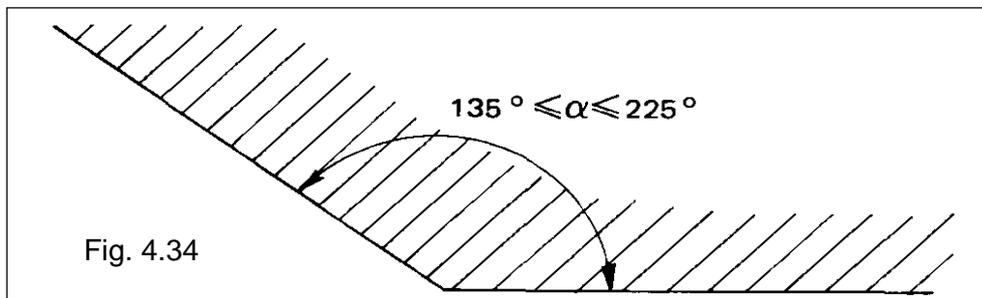
Les dispositions prévues au titre 2 pour les murs en béton banché, s'appliquent aux murs exécutés en coffrage glissant.

4.2. CONCEPTION DES MURS

L'épaisseur minimale courante des murs doit être de 15 cm.

Elle peut être réduite exceptionnellement à 13 cm lorsque le mur n'est pas sollicité à la traction.

Les angles entre les murs sont toujours difficiles à réaliser correctement. Les raccords arrondis sont les meilleurs. A défaut, la section droite du mur ne doit pas présenter d'angle vif saillant inférieur à 135° ou rentrant supérieur à 225° (Fig. 4.34).

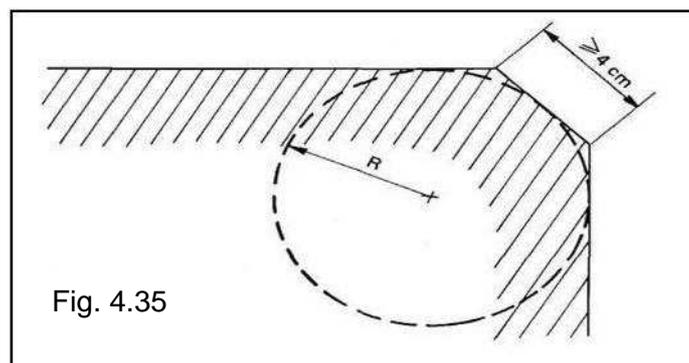


Dans le cas contraire, cet angle doit être raccordé par un chanfrein ou un arrondi de raccordement de telle sorte que :

- le rayon du cercle tangent aux deux faces de l'angle et au chanfrein satisfasse à la relation (Fig. 4.35) :

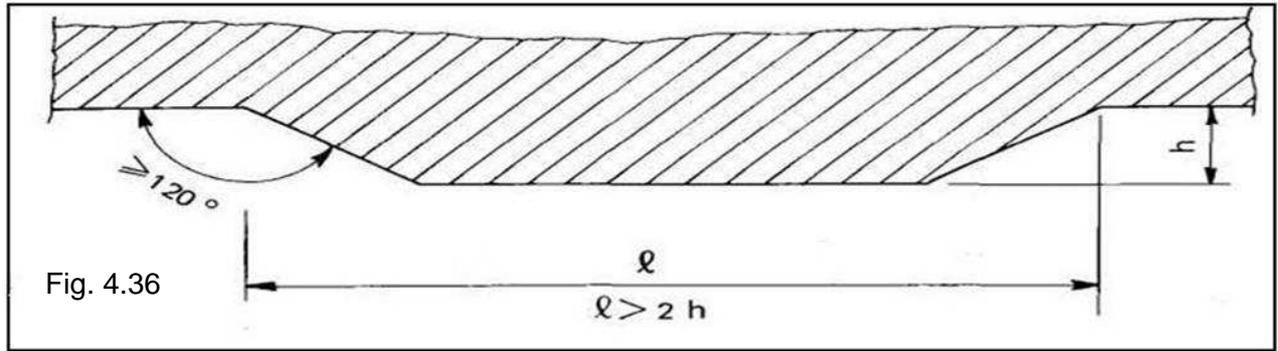
$$R > 2d_g \text{ (} d_g = \text{dimension des granulats) ;}$$

- la longueur du chanfrein soit au moins égale à 4 cm.



- pour les éléments décoratifs continus en relief, les dispositions ci-après doivent être respectées.

²⁰ Recommandations pour la conception et l'utilisation de coffrages glissants. SNBATI (EGF BTP). Annales de l'ITBTP, Juillet-Août 1976.



4.3. MISE EN ŒUVRE

4.3,1. béton

Les granulats doivent être de préférence des granulats roulés.

Il est recommandé d'employer des ciments des classes 42,5 ou 42,5 R (selon la norme NF EN 197-1) qui sont compatibles avec les vitesses de glissement couramment pratiquées.

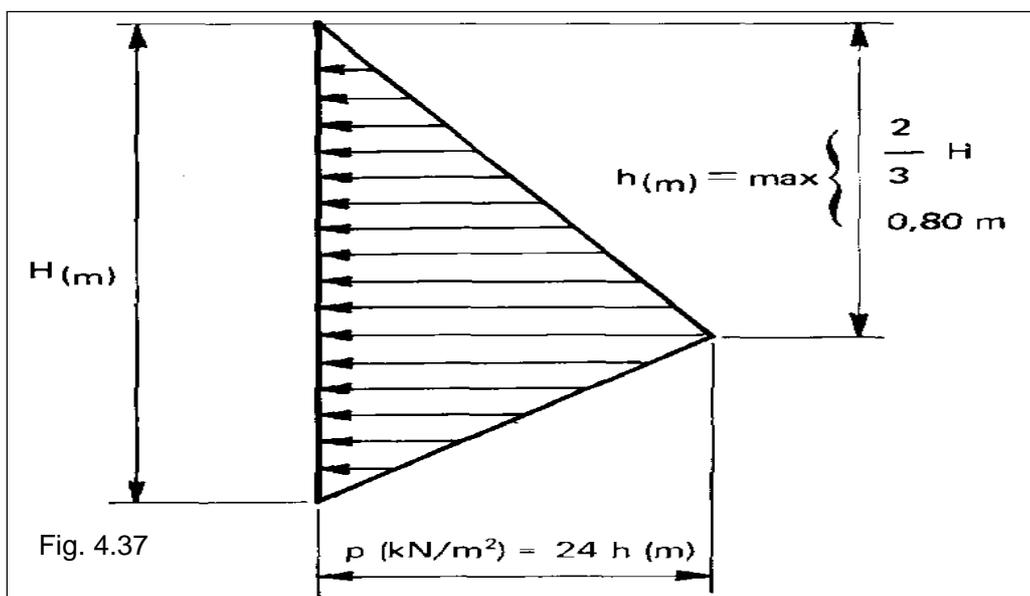
La mise en œuvre du béton se fait par couches de 20 à 25 cm d'épaisseur maximale. La constance de qualité du béton est indispensable.

4.3,2. coffrage

4.3,2.1. La peau des coffrages peut être constituée entre autres par :

- des planchettes rabotées,
- du contreplaqué,
- une tôle métallique.

Pour le calcul du coffrage, on peut admettre sur une hauteur H , le diagramme de poussée du béton représenté sur la figure 4.37.



4.3,2.2. L'entretoisement et le contreventement du coffrage et du plancher de travail, doivent être soigneusement étudiés.

Les charges d'exploitation sont prises égales à 2 kN/m^2 , au moins sur le plancher de travail et $1,5 \text{ kN/m}^2$ sur les passerelles de ragréage.

On suppose en outre qu'une charge de 20 kN localisée sur une surface de 2 m^2 peut être déposée en n'importe quelle zone du plancher de travail.

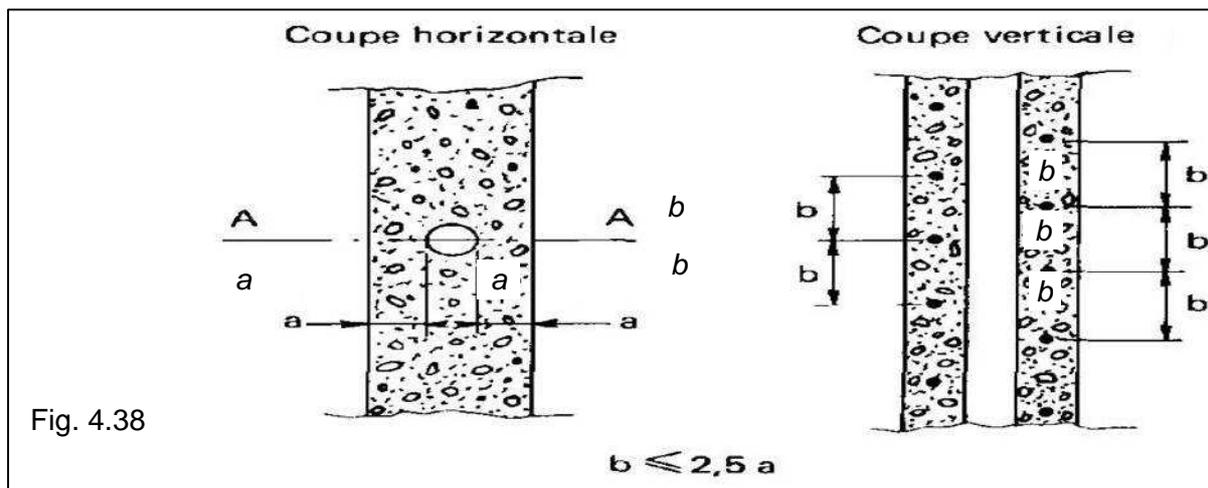
4.3,2.3. Les barres constituant les tiges-supports des vérins, qu'elles soient abandonnées dans le béton ou qu'elles demeurent dans les canaux laissés par les fourreaux (tubes) et injectés après coup, ne sont pas prises en compte dans les calculs de la résistance des murs.

4.3,3. armatures

Les armatures des murs plans ou voiles à grand rayon de courbure, peuvent être façonnées à partir de treillis soudés et de barres indépendantes.

Les zones de recouvrement des armatures doivent être alternées. Les recouvrements doivent être conformes aux indications du Chapitre 1, 2.3,3.

La présence des fourreaux mentionnés en 4.3,2.c) entraînant un affaiblissement local, le ferrailage doit être renforcé dans la zone affaiblie chaque fois qu'il y a un risque de fissuration (Fig.4.38).



Avec le mode de réalisation, il y a des risques d'entraînement du béton frais lors de la montée des coffrages lorsque l'enrobage c des armatures dépasse 30 mm .

Du fait des recouvrements et de leur longueur en fonction des dimensions des mailles, l'emploi de treillis soudé (Cf. chapitre 1, titre 2.3,3) est particulièrement avantageux, avec les recommandations spécifiques suivantes.

- La dimension maximale des mailles est de $20 \times 20 \text{ cm}$. Les panneaux PAF C ou PAF V ou PAF 10, ST 15 C, ST 25 C, ST 25 CS, ST 40 C, ST 50 C et ST 65 C, satisfont à cette condition.

- Les panneaux de treillis soudé peuvent être façonnés et solidarités entre eux de façon à former des cages préfabriquées.

- Les fils verticaux doivent être placés côté coffrage et les fils horizontaux côté intérieur du mur.

- Il convient de disposer un panneau de treillis soudé sur chaque face, en s'arrangeant pour que les fils horizontaux forment deux nappes disposées de part et d'autre des aciers verticaux.

- Au départ, il convient de rendre les fils verticaux des treillis soudés parfaitement solidaires du socle afin qu'ils ne soient pas entraînés par les premières levées du coffrage.

Dans les zones des tiges-supports ou de croisement et de jonction des murs, le raccordement entre les panneaux de treillis soudé est réalisé à l'aide de barres à haute adhérence indépendantes.

Les barres de liaison peuvent être fixées à l'un des panneaux de treillis soudé, puis glissées en temps voulu sous les étriers du coffrage glissant (Fig. 4.33) et ligaturées définitivement à chaque extrémité aux panneaux de treillis soudé adjacents.

Les panneaux de treillis soudé doivent être déterminés en dimensions et en implantations telles qu'ils ne risquent pas d'être entraînés par les vérins de levage.

5. DÉTERMINATION DES ARMATURES DES MURS EN BÉTON BANCHÉ

5.1. GÉNÉRALITÉS

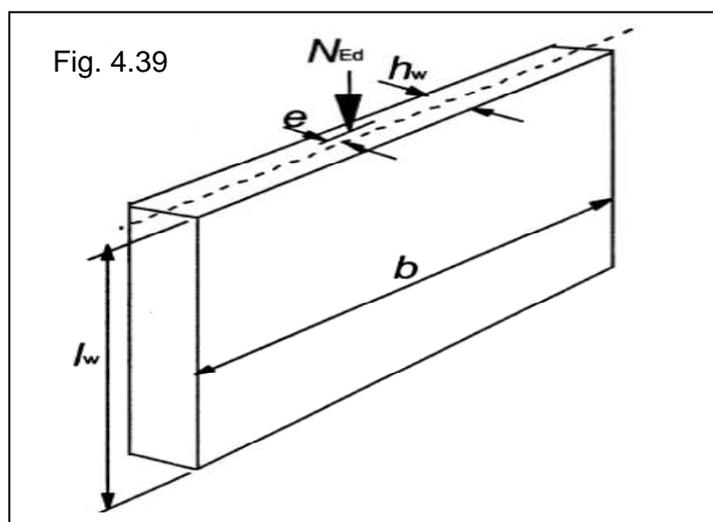
L'objet principal du présent titre est de fournir des règles de calcul et d'utilisation des armatures façonnées à partir des panneaux de treillis soudés, dans les murs porteurs pleins en béton. Ces éléments structuraux sont classés comme voiles selon la définition de l'EC2-1-1 et relèvent des clauses afférentes.

Le cas des voiles franchissant de grandes portées (poutres-cloisons) n'est pas abordé ici, ainsi que les cas des poteaux (Cf. Chapitre 7).

Les voiles ou murs, soumis à une flexion composée, fonctionnent comme des consoles verticales encastrées à leur base. En pratique, ils sont généralement traversés par des ouvertures dont les dimensions ont un effet marquant pour leur comportement sous chargement. Lorsque les ouvertures sont de taille relativement petite, ce comportement est proche d'un voile plein; en cas de grandes ouvertures, c'est plutôt un fonctionnement en portique.

Un voile est caractérisé par :

- son épaisseur h_w ;
- sa hauteur libre l_w (distance libre entre deux planchers successifs, ou distance entre la face supérieure de la semelle de fondation et la sous-face du premier plancher) ;
- sa longueur dite efficace l_o ;
- une excentricité e de l'effort de compression dans la direction de l'épaisseur.



La résultante d'effet des actions est une densité de force N_{Ed} verticale aux ELU, situé dans un plan plus ou moins excentré du plan moyen du mur.

5.1,1. Élancement et longueur efficace

Le coefficient d'élancement est défini comme suit : $\lambda = l_0/i$ (5.14)

où l_0 est la longueur efficace et i le rayon de giration de la section de béton non fissurée.

La figure 4.40 montre des exemples de longueur efficace d'éléments isolés et de section constante.

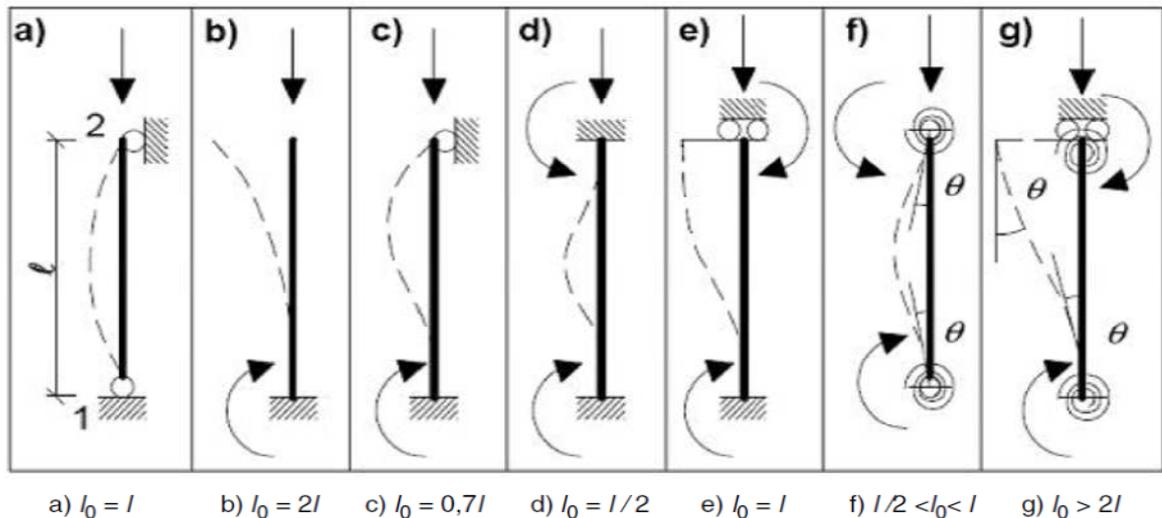


Fig. 4.40 (EC2-1-1, Fig. 5.7) : Modes de flambement et longueurs efficaces correspondantes.

Dans le cas des voiles ou des bandes de voile, la longueur efficace de l'élément peut être supposée égale à :

$$l_0 = \beta \cdot l_w \quad (12.9)$$

Les conditions d'appui sont prises en compte au moyen d'un coefficient β dont la valeur est :

- pour les voiles libres à une extrémité $\beta = 2$;
- pour les autres voiles, les valeurs de β sont données dans le tableau 4.7.

Il convient de majorer de façon appropriée les valeurs de β si la capacité portante transversale à l'épaisseur, est affectée par des saignées ou des évidements.

La présence d'un voile perpendiculaire peut être considérée comme un contreventement :

- si son épaisseur totale n'est pas inférieure à $0,5h_w$, où h_w est l'épaisseur totale du voile qu'il contrevente ;
- s'il a la même hauteur l_w que le voile qu'il contrevente ;
- si sa longueur l_{ht} est au moins égale à $l_w/5$, où l_w est la hauteur libre du voile contreventé ;
- s'il ne comporte pas d'ouvertures sur la longueur $l_w/5$.

Dans le cas d'un voile lié de manière rigide en flexion le long de ses bords haut et bas, par du béton coulé en place et un ferrailage approprié, de sorte que les moments sur ses bords peuvent être complètement équilibrés, les valeurs de β données au tableau 4.7 peuvent être multipliées par 0,85.

Il convient que l'élancement des voiles en béton non armé coulés en place n'excède pas $\lambda = 86$ (c'est-à-dire $l_0/h_w = 25$).

Tableau 4.7 (EC2-1-1, Tab. 12.1) : Valeurs de β pour diverses conditions de rive.

Encastrement en rive	Croquis	Expression	Facteur β	
Sur deux cotés			$\beta = 1,0$ pour tout rapport l_w/b	
Sur trois cotés		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	b/l_w	β
			0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
2,0	0,97			
5,0	1,00			
Sur quatre cotés		<p>Si $b \geq l_w$</p> $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ <p>Si $b < l_w$</p> $\beta = \frac{b}{2l_w}$	b/l_w	β
			0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
			1,0	0,50
			1,5	0,69
2,0	0,80			
5,0	0,96			

NOTE - Les données du tableau 4.7 ne s'appliquent que si le voile n'a pas d'ouverture de hauteur supérieure à 1/3 de la hauteur l_w du voile, ou de surface supérieure à 1/10 de la surface du voile. Pour les voiles encastés sur 3 ou 4 cotés avec des dimensions d'ouvertures excédant les limites ci-avant, il convient de considérer les parties situées entre les ouvertures comme encastées sur deux côtés seulement et de les dimensionner en conséquence.

5.2. JUSTIFICATION DE LA RESISTANCE, ELU

5.2.1. Généralités

Les voiles de contreventement sont des voiles en béton non armé ou en béton armé contribuant à la stabilité latérale de la structure.

EC2-1-1, Annexe nationale. Les murs non armés sont ceux qui ne possèdent pas d'acier de traction sous sollicitation de flexion composée dans leur plan et qui respectent les conditions de la section 12 de l'EC2-1-1 pour les structures - en béton, en béton non ou faiblement armé - et les limites des contraintes normales et de cisaillement. Les murs armés sont couverts par la section 6 et les sections 7 à 9 de l'EC2-1-1.

Les Règles professionnelles à l'EC2-1-1 ont fourni des explications pour l'application pratique des constats précédents.

Soit M_{Ed} (moment fléchissant agissant); N_{Ed} (effort normal agissant) et V_{Ed} (effort tranchant agissant), les effets d'actions aux ELU dans une section droite donnée d'un voile.

Trois états de diagramme des contraintes associées à l'état de flexion composée peuvent être distingués.

Cas 1 : la section droite est entièrement comprimée.

Cas 2 : la section droite est partiellement comprimée, sans qu'il soit nécessaire de prévoir des aciers tendus.

Cas 3 : la section droite est partiellement comprimée avec l'obligation de prévoir des aciers tendus.

Les cas 1 et 2 relèvent de la section 12 de l'EC2-1-1. Le Cas 3 relève, lui, des sections 6 à 9 de l'EC2-1-1. Il en va de même des cas 1 et 2, si au moins une des deux conditions de limitation des contraintes (normale et de cisaillement) de la section 12, n'est pas satisfaite (Cf. 5.2,3.2).

5.2,2. effort normal agissant ultime

5.2,2.1. Dans le cas général des charges verticales réparties, cet effort N_{Ed} est déterminé par la combinaison fondamentale aux ELU (EC0²¹), qui s'écrit lorsque les charges d'exploitation $Q_{k,i}$ ont des effets défavorables.

$$(E_d) = 1,35G_k + 1,5Q_{k,1} + 1,5 \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10)$$

La notation symbolique « + » signifie « doit être combiné à ».

G_k représente la valeur caractéristique des actions permanentes ;

$Q_{k,1}$ est la valeur caractéristique de l'action variable dominante et $Q_{k,i}$ celle des actions variables d'accompagnement.

$\psi_{0,i}$ sont des coefficients partiels pour les actions et les combinaisons des actions (Chapitre 1, Tab.1.34).

5.2,2.2. Par exemple, dans le cas de bâtiments où les actions sont dues aux poids propres, à de charges d'exploitation et à d'effets verticaux d'actions concomitantes de vent (Chapitre 1, Tab. 3.4. ou EC1-1-4²²), il faut considérer successivement les combinaisons suivantes :

$$(E_d) = 1,35G_k + 1,5Q_{k,1} + 1,5 \times 0,6W_k$$

$$(E_d) = 1,35G_k + 1,5W_k + 1,5 \times 0,7Q_k$$

²¹ NF EN 1990 : Eurocodes structuraux - Bases de calcul. AFNOR

²² NF EN 1991-1-4 : Actions sur les structures – Actions du vent. AFNOR

Les charges verticales agissant sur les murs peuvent être déterminées en faisant, s'il y a lieu, application des lois de dégression des charges variables (Cf. Chapitre 1; 3.4.2.). Pour évaluer ces charges, la discontinuité des divers éléments de planchers au droit des murs peut être admise. Toutefois, si le bâtiment comporte plusieurs travées solidaires, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées au droit des appuis, doivent être majorées :

- de 15 % pour les murs centraux, dans le cas de bâtiments à deux travées ;
- de 10 % pour les murs intermédiaires voisins des murs de rive, dans le cas de bâtiments comportant plus de deux travées.

En l'absence de charges localisées et lorsque le chargement est constant le long du mur, la contrainte normale verticale ultime agissant sur une bande de mur de longueur de calcul b est :

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b_w \cdot b}$$

où b_w désigne l'épaisseur du mur.

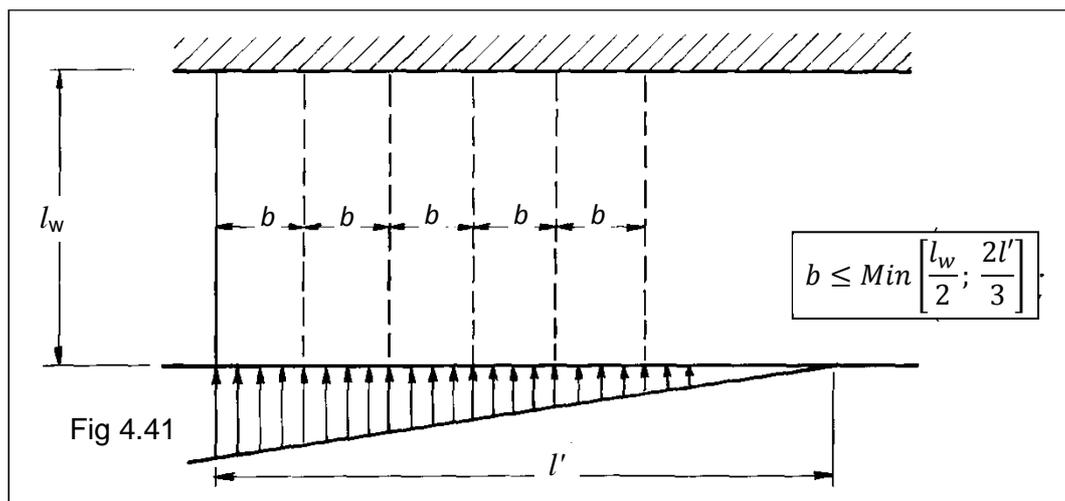
Si les charges varient le long du mur, les calculs s'effectuent par bandes de mur en prenant pour N_{Ed} la valeur moyenne dans chaque bande considérée. La largeur b de chaque bande est alors ainsi choisie comme c'est montré à la figure. 4.41.

$$b \leq \text{Min} \left[\frac{l_w}{2}; \frac{2l'}{3} \right]$$

où l' est la longueur de la zone soumise à des contraintes de compression.

Les forces horizontales dues au vent et les charges verticales soumettent le mur à une flexion composée. Dans chacun des éléments de mur limités par des ouvertures, on admet que la distribution des contraintes normales est linéaire. Les vérifications se font par bandes de murs (Fig. 4.41), en considérant la contrainte moyenne dans chaque bande.

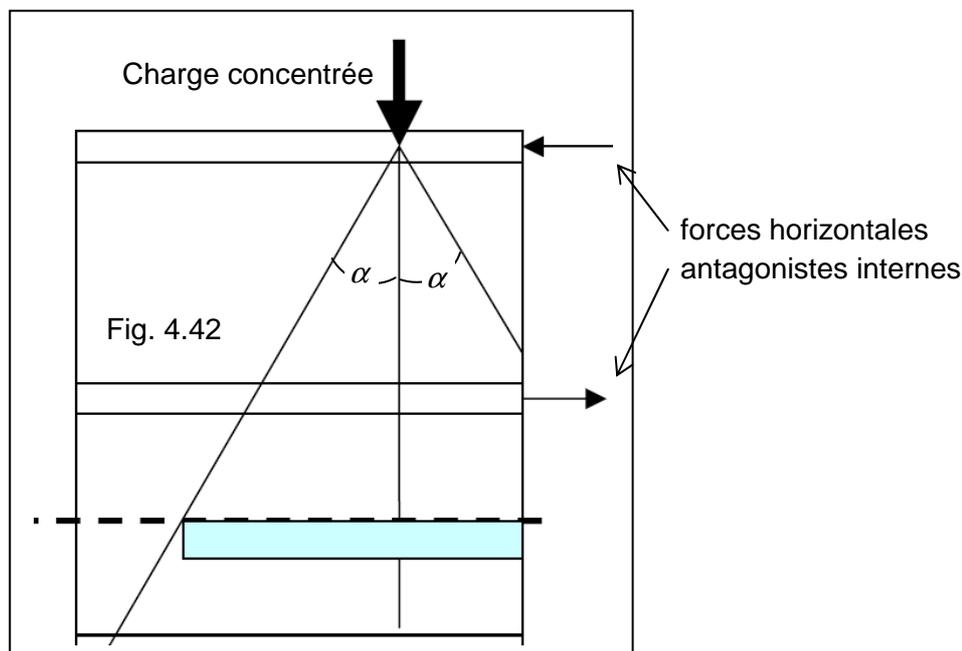
La réaction d'appui d'un linteau pris en compte dans l'étude du contreventement amène le long de l'ouverture considérée une contrainte locale supplémentaire. La distribution de celle-ci, peut être estimée comme rectangulaire ou triangulaire, équilibrant l'effort de cisaillement.



5.2.2.3. Cas de charge concentrée.

En règle générale, les charges provenant des niveaux supérieurs et/ou du poids de la partie de voile située au-dessus du niveau considéré, sont supposées réparties uniformément dans la

section droite de ce niveau. C'est souvent le cas de toute section droite située à mi-hauteur d'un niveau, en l'absence de charge concentrée située au dessus.



Une charge concentrée est supposée se répartir à l'intérieur de la zone délimitée par deux droites inclinées sur la verticale de :

- $\alpha = 1/3$, dans le cas des voiles non armés horizontalement ;
- et, $\alpha = 2/3$, dans le cas des voiles armés horizontalement, à condition que la charge répartie ainsi trouvée ait une résultante portée par l'axe de la charge concentrée d'origine, sauf à justifier l'excentrement par l'action des forces horizontales antagonistes internes sollicitant les autres voiles de contreventement.

Les contraintes normales apportées par une poutre ou une dalle sont supposées uniformément réparties le long de l'épaisseur du voile sauf pour celles résultant de la poutre ou de la dalle située immédiatement au dessus de la section droite envisagée dans le cas d'un voile de rive.

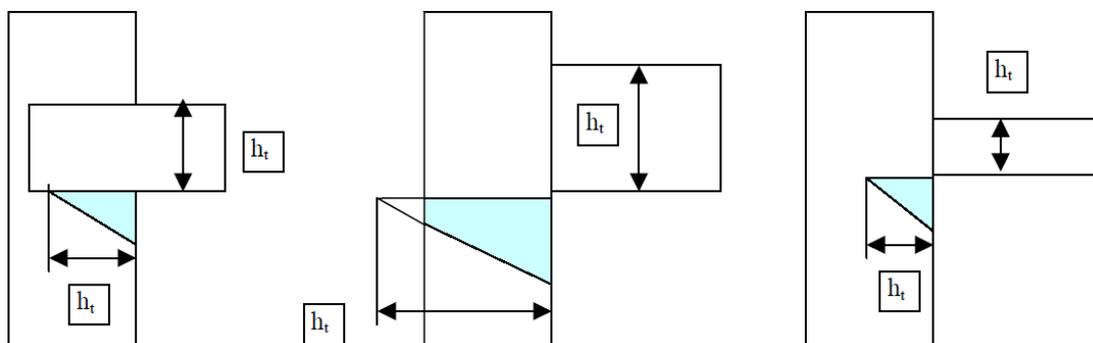


Fig. 4.43 a) exemple de diagrammes élastiques

On admet, dans le cas d'un voile de rive, que le supplément de contrainte normale dû à la réaction d'appui de cette poutre ou dalle est distribué linéairement sur une profondeur d'appui

égale à la plus petite des deux valeurs suivantes, l'épaisseur du voile et la hauteur de la poutre ou dalle.

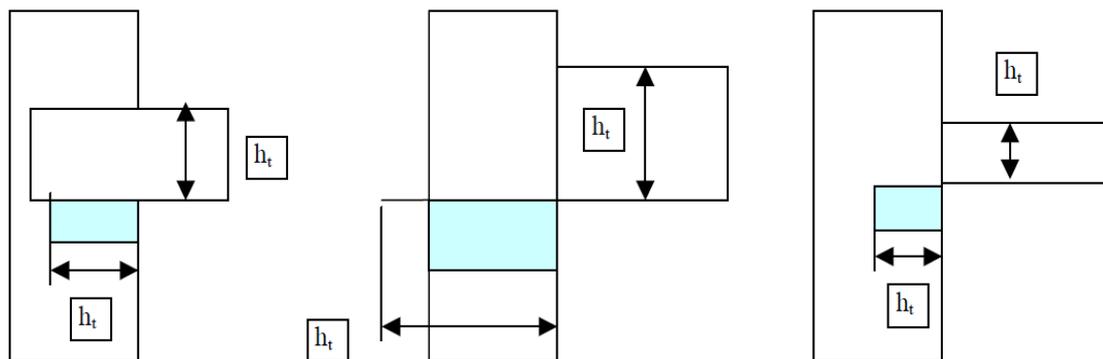


Fig. 4.43 b) exemple de diagrammes plastiques

Les contraintes résultant des réactions d'appui des poutres et dalles des niveaux supérieurs sont supposées uniformément réparties suivant l'épaisseur.

Il en va de même pour les réactions d'appui de toutes les poutres et dalles situées au dessus lorsqu'on envisage une section droite à mi-hauteur d'un niveau.

5.2,3. ELU – Calcul des voiles en béton non armé ou faiblement armé

Les règles pour béton non armé de la section 12 de l'EC2-1-1 s'appliquent aux éléments principalement soumis à la compression autre que celle provoquée par la précontrainte, voiles, poteaux, arcs, voûtes et tunnels et pour lesquels l'effet des actions dynamiques peut être ignoré.

Dans les éléments en béton non armé, il n'est pas exclu de disposer des armatures qui seraient nécessaires pour satisfaire les exigences d'aptitude au service et/ou de durabilité ou qui seraient nécessaires dans certaines parties de ces éléments. Ce ferrailage peut être pris en compte pour la vérification locale aux ELU aussi bien que pour la vérification des ELS.

5.2,3.1. Béton

Du fait de la plus faible ductilité du béton non armé, les valeurs de calcul des contraintes sont :

- en compression : $f_{cd,pl} = 0,8 f_{ck}/\gamma_C$

γ_C est égal à 1,5 pour les situations de projet durable et transitoire et 1,2 pour la situation accidentelle.

- en traction : $f_{ctd,pl} = 0,8 f_{ctk,0,05}/\gamma_C$

Lorsque des contraintes de traction sont prises en compte dans la résistance de calcul des éléments non armés, le diagramme contrainte-déformation du béton peut être prolongé en traction jusqu'à cette résistance de calcul.

5.2,3.2. ELU - Résistance de calcul aux forces axiales et aux moments

Sous réserve de prévoir des dispositions constructives adéquates ainsi qu'une cure appropriée des voiles, les déformations imposées dues à la température ou au retrait peuvent être ignorées dès lors que le bâtiment possède trois plans de contreventement non concourants.

A chaque niveau d'un bâtiment multi-étages, on peut, le plus souvent, n'effectuer que deux vérifications :

- celle pour une section droite à mi-niveau: les contraintes normales sous charges gravitaires sont supposées réparties uniformément suivant l'épaisseur. Il faut tenir compte des excentricités du premier ordre, de celles dues aux imperfections géométriques et de leur amplification due à l'effet du second ordre ;

- celle pour une section droite en haut du niveau : les contraintes normales sous charges gravitaires sont supposées réparties uniformément suivant l'épaisseur sauf pour celles provenant du niveau même.

La valeur de l'effort normal résistant N_{Rd} uniaxial d'une section rectangulaire lorsque le chargement agissant est excentré de e dans la direction de h_w , peut être prise égale à :

$$N_{Rd} = b \cdot h_w \eta f_{cd,pl} \left(1 - 2 \frac{e}{h_w} \right) \quad (12.2)$$

La résistance effective est égale à :

Tableau 4.8

$f_{ck} \leq 50$ MPa	$\eta = 1$	(3.21)
$50 \leq f_{ck} \leq 90$ MPa	$\eta = 1,0 - (f_{ck}-50)/200$	(3.22)

A moins que des mesures permettant d'éviter une rupture locale de la section par traction, ont été prises, l'excentricité maximale de la force axiale N_{Ed} dans la section doit être limitée afin d'éviter l'apparition de fissures ouvertes.

Les deux conditions suivantes doivent être également satisfaites.

- La contrainte normale du béton, issue du moment fléchissant M_{Ed} et de l'effort normal N_{Ed} dans la section droite est au plus égales à la contrainte normale résistante de calcul :

$$\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd} = f_{cd,pl} \cdot \Phi \quad (12.10)$$

Φ : facteur prenant en compte l'excentricité et incluant les effets du second ordre ainsi que les effets normaux de fluage (Cf. 5.2,3.2)

- La contrainte de cisaillement issue de l'effort tranchant V_{Ed} : $\tau_{cp} = k \cdot V_{Ed} / A_{cc}$, doit satisfaire à :

$$\tau_{cp} \leq f_{cvd}$$

$$\text{si } \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim} \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl}} \quad (12.5)$$

$$\text{si } \sigma_{cp} > \sigma_{c,lim} \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2} \right)^2} \quad (12.6)$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2 \sqrt{f_{ctd,pl} (f_{ctd} + f_{cd})} \quad (12.7)$$

EC2-1-1, Annexe nationale : $k = 1,5$.

Normalement, il convient de ne pas dimensionner les éléments fissurés pour résister à des moments de torsion, sauf s'il est possible de le justifier par ailleurs.

5.2,3.3. ELU provoqué par une déformation structurale (flambement)

En l'absence d'une approche plus rigoureuse, l'effort normal résistant de calcul N_{Rd} pour un voile ou un poteau élancé en béton non armé peut être ainsi calculé par l'expression :

$$N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot f_{cd,pl} \cdot \Phi \quad (12.10)$$

Φ : facteur prenant en compte l'excentricité et incluant les effets du second ordre ainsi que les effets normaux de fluage. Il est défini par l'expression (12.11)²³ dans le cas des murs contreventés.

$$\Phi = 1.14 \left(1 - 2 \frac{e_{tot}}{h_w} \right) - 0.026 \frac{l_0}{h_w} \leq \left(1 - 2 \frac{e_{tot}}{h_w} \right) \quad (12.11)$$

$$e_{tot} = e_o + e_i \quad (12.12)$$

e_o est l'excentricité du premier ordre incluant, le cas échéant, les effets des planchers (éventuels moments transmis par la dalle au voile, par exemple) et les actions horizontales ;

e_i est l'excentricité additionnelle couvrant les effets des imperfections géométriques (Cf. 5.5,2).

D'autres méthodes simplifiées peuvent être utilisées sous réserve qu'elles conduisent à une sécurité au moins égale à celle obtenue par une méthode rigoureuse conformément à la section 5.8 de l'EC2-1-1 (*Analyses des effets du second ordre en présence d'une charge axiale*).

5.2,3.4. Etat limite de service (ELS)

Les contraintes sont vérifiées là où des gênes structurales sont susceptibles de se produire. Les mesures suivantes sont adoptées pour assurer une aptitude correcte au service.

a) Pour ce qui concerne la formation de fissures :

- limitation des contraintes de traction dans le béton à des valeurs admissibles ;
- mise en place d'un ferrailage auxiliaire (armatures de peau, chaînages si nécessaire) ;
- mise en place de joints de construction ;
- choix de technologie du béton (par exemple, composition appropriée du béton, cure, ...);
- choix de méthodes de construction appropriées

b) Concernant la limitation des déformations :

- dimensions minimales de la section (Cf. 5.4) ;
- limitation de l'élancement dans le cas d'éléments comprimés.

5.2,4. Calcul des voiles en béton armé

Les murs qui ne vérifient pas les conditions d'application selon la section 12, sont calculés avec la section 6 de l'EC2-1-1 qui donne les règles de calcul des poutres et des poteaux.

Cette section ne fixe néanmoins aucune disposition ou limites chiffrées concernant les voiles armés, et renvoie :

- en ce qui concerne les prescriptions relatives aux effets du 2nd ordre à la section 5 de l'EC2-1-1 ; clause 5.8 (Cf. Chapitre 7) ;
- et aux clauses 9.6.1 à 9.6.4 de l'EC2-1-1 (Cf. 5.3,1 du présent chapitre), pour les dispositions particulières aux voiles).

²³ Cette expression est en cours d'être amendée par la proposition suivante :

$\Phi = 1,07 \times (1 - 2e_{tot} / h_w) - 0,026 \times l_0 / h_w \leq (1 - 2e_{tot} / h_w)$, l'élancement λ limite pourra être modifié.

La gêne apportée par les voiles transversaux peut être prise en compte dans le calcul de la longueur efficace des voiles au moyen d'un facteur β donné en 12.6.5.1. Dans l'expression (12.9) et dans le tableau 4.7, alors l_w remplace par l_o , déterminée comme indiqué en 5.1,1.

Des compléments utiles pour le calcul des voiles armés sont donnés dans L'Annexe Nationale, et dans les Recommandations professionnelles liées à la norme.

EC2-1-1 ; Annexe Nationale. Il y est indiqué que la contrainte de cisaillement résistante minimale de calcul v_{min} dans les voiles non précontraints et sans armature d'effort tranchant, est calculé par l'expression :

$$v_{min} = \frac{0,35}{\gamma_c} f_{ck}^{1/2}$$

Pour vérifier par le calcul de la résistance en compression, il est possible de considérer le modèle du mur découpé en bandes à étudier isolément (Cf. 5.2,2). Chaque bande est affectée pour le calcul d'une longueur effective : $l_o = \beta \cdot l_w$ (Cf. 5.1,1).

Les murs, qu'ils soient armés ou non pour la transmission des efforts pris en compte, subissent de multiples actions (retrait différentiel dû aux phases de coulage ou à leur grande épaisseur par exemple, effets des variations thermo-hygrométriques ou des actions climatiques), qui nécessitent de prendre à certains niveaux des dispositions constructives minimales. Ces armatures sont appelées *armatures minimales*. Si la justification de la stabilité et de la résistance du mur (Cf. titre 5.3.) ne nécessite pas d'autres armatures, le mur est dit non armé; dans le cas contraire, il est dit armé.

5.2,5. murs étudiés en poteaux

Lorsque le mur ne vérifie pas complètement les conditions requises précédemment ou sort du domaine d'application du DTU 23.1, ou bien lorsque les murs sont fortement armés, la justification de la stabilité ainsi que la détermination des armatures sont effectuées conformément aux règles du Chapitre 7 (ou de la section 5.8 de l'EC2-1-1).

5.3. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX VOILES (EC2-1-1, clause 9.6)

5.3,1. Armatures minimales

5.3,1.1. Armatures minimales verticales

L'aire de la section des armatures verticales est comprise entre $A_{s,vmin}$ et $A_{s,vmax}$.

EC2-1-1, Annexe Nationale :

La valeur de $A_{s,vmin}$ à utiliser est celle recommandée ($A_{s,vmin} = 0,002A_c$) sauf pour les bâtiments où la valeur à utiliser pour tout voile armé, ou toute bande d'un voile armé, est :

$$A_{s,vmin} = 0 \quad \text{si } N_{Ed} \leq N_{Rd,12}$$

$$A_{s,vmin} = 0,001 A_c (1 + 2 (N_{Ed} - N_{Rd,12}) / (N_{Rd,6} - N_{Rd,12})) \quad \text{si } N_{Ed} > N_{Rd,12}$$

Avec N_{Ed} , la valeur de calcul de l'effort normal agissant sur ce voile ou sur une bande de ce voile.

$N_{Rd,6}$, la valeur de calcul de l'effort normal résistant de ce voile ou de cette bande de voile, calculé selon la Section 6 de l'EC2-1-1.

$N_{Rd,12}$, la valeur de calcul de l'effort normal résistant de ce voile ou de cette bande de voile, calculé selon la Section 12 de l'EC2-1-1.

La valeur de $A_{s,vmax}$ à utiliser est celle recommandée.

Lorsque le calcul conduit à prévoir l'aire minimale d'armature $A_{s,vmin}$, la moitié de cette aire est disposée sur chaque face.

La distance entre deux barres verticales adjacentes est limitée à :

$$\text{Min [3 fois l'épaisseur du voile ; 400 mm].}$$

5.3,1.2. Armatures horizontales minimales

Des armatures horizontales parallèles aux parements du voile (et aux bords libres) sont à prévoir sur chaque face. L'aire de la section de ces armatures ne doit pas être inférieure à $A_{s,hmin}$.

L'aire de la section des armatures verticales est comprise entre $A_{s,hmin}$ et $A_{s,hmax}$.

EC2-1-1, Annexe Nationale : La valeur de $A_{s,hmin}$ à utiliser est celle recommandée, sauf pour les bâtiments où la valeur à utiliser pour tout voile armé, ou toute bande d'un voile armé, est :

$$A_{s,hmin} = 0 \quad \text{si } N_{Ed} \leq N_{Rd,12}$$

$$A_{s,hmin} = \text{la valeur recommandée (=Max[0,25}A_{s,vmin} ; 0,001A_c]) \quad \text{si } N_{Ed} > N_{Rd,12}$$

Avec N_{Ed} , la valeur de calcul de l'effort normal agissant sur ce voile ou sur une bande de ce voile.

$N_{Rd,12}$, la valeur de calcul de l'effort normal résistant de ce voile ou de cette bande de voile, calculé selon la Section 12 de l'EC2-1-1.

La distance entre deux barres horizontales adjacentes est limitée à 400 mm.

5.3,1.3. Armatures transversales minimales

Dans toute partie d'un voile où l'aire totale de la section des armatures verticales placées sur les deux faces est supérieure à $0,02A_c$, des armatures transversales en forme de cadres, étriers ou épingles doivent répondre aux exigences pour les poteaux :

Le diamètre ϕ des armatures transversales (cadres, boucles) :

$$\phi \geq \text{Max}[6 \text{ mm ; } 0,25\phi_{,max} \text{ des barres longitudinales].}$$

Le diamètre des fils du treillis soudé utilisé pour les armatures transversales n'est pas inférieur à 5 mm.

Les armatures transversales sont convenablement ancrées.

EC2-1-1, Annexe Nationale :

$$s_{cl,tmax} = \text{Min}[20\phi_{,min} ; \text{la plus petite dimension du poteau ; 400 mm}]$$

L'espacement maximal $s_{cl,tmax}$ exigé est multiplié par un facteur de 0,6 dans les zones de recouvrement d'armatures :

- dans toutes les sections situées à une distance au plus égale à 4 fois l'épaisseur du voile ;

- si le diamètre maximal des barres longitudinales est supérieur à 14 mm. Un minimum de 3 barres transversales régulièrement disposées dans la longueur de recouvrement, est nécessaire.

Lorsque les armatures principales sont placées en lits situés le plus près des parements du voile, prévoir alors au moins 4 armatures transversales en forme de cadre ou d'étrier par m² de surface de voile.

NOTE - Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales lorsque des treillis soudés et des barres de diamètre $\phi \leq 16$ mm sont employés avec un enrobage de béton supérieur à 2ϕ .

5.3.2. CHAINAGES (EC2-1-1, clause 9.10)

Les structures qui ne sont pas conçues pour résister aux actions accidentelles doivent posséder un système de chaînages approprié, destiné à empêcher l'effondrement progressif en fournissant des cheminements alternatifs pour les charges après apparition de dommages locaux.

Les règles simples suivantes sont considérées pour satisfaire à cette exigence.

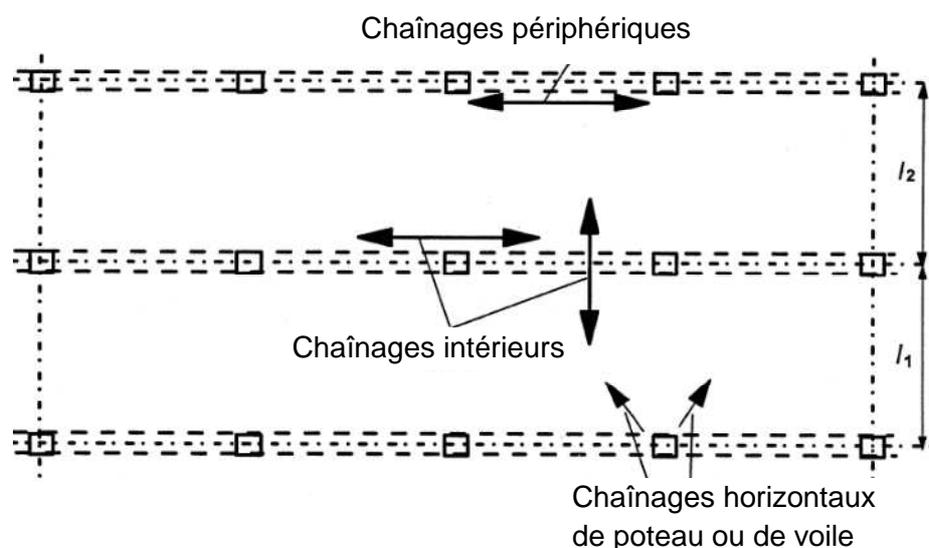
Il convient de prévoir les chaînages suivants :

- a) chaînages périphériques ;
- b) chaînages intérieurs ;
- c) chaînages horizontaux de poteau ou de voile ;
- d) si nécessaire, chaînages verticaux, en particulier dans des bâtiments construits en panneaux préfabriqués.

Les armatures mises en place, à d'autres fins, dans les poteaux, voiles, poutres et planchers, peuvent être intégrées pour tout ou partie dans ces chaînages.

Les chaînages sont supposés être des armatures minimales et pas des armatures supplémentaires, venant s'ajouter à celles exigées par l'analyse structurale.

Fig. 4.40
(EC2-1-1, Fig. 9.15) :
Chaînages pour des
actions accidentelles



5.3,2.1. chaînages périphériques

Des chaînages périphériques sont à prévoir à chaque plancher y compris celui en toiture, effectivement continu à moins de 1,2 m de la rive. Ce chaînage peut inclure les armatures utilisées en tant que partie du chaînage intérieur.

Les structures comportant des rives internes (par exemple : atriiums, cours, etc.) comportent des chaînages périphériques conçus comme ceux des rives externes, entièrement ancrés.

5.3,2.2. chaînages intérieurs

Ces chaînages sont à prévoir à chaque plancher y compris celui en toiture dans deux directions approximativement perpendiculaires. Ils sont effectivement continus sur toute leur longueur et ancrés aux chaînages périphériques à chaque extrémité, sauf s'ils se prolongent en tant que chaînages horizontaux dans les poteaux ou les voiles.

Ils peuvent, entièrement ou partiellement, être répartis régulièrement dans les dalles ou être groupés au droit des poutres et des voiles, dans ceux-ci ou en d'autres emplacements appropriés. Dans les voiles, ils sont à moins à 0,5 m du dessus ou de la sous-face des dalles de plancher (Fig.4.40).

Ils sont reliés aux chaînages périphériques afin que le transfert des efforts soit assuré.

5.3,2.3. chaînages horizontaux des poteaux et/ou des voiles

À chaque plancher y compris celui en toiture, il convient de lier horizontalement les poteaux et les voiles de rive à la structure.

5.3,2.4. chaînages verticaux

Dans les bâtiments en panneaux préfabriqués de 5 étages ou plus, des chaînages verticaux sont à prévoir dans les poteaux et/ou les voiles afin de limiter les dommages dus à l'effondrement d'un plancher dans le cas de la perte accidentelle d'un poteau ou d'un voile le supportant. Ces chaînages font partie d'un système de pontage permettant un cheminement des efforts contournant la zone endommagée.

Normalement, des chaînages verticaux continus sont à prévoir du niveau le plus bas au niveau le plus élevé, capables de supporter la charge agissant, dans la situation accidentelle de calcul, sur le plancher au-dessus du poteau/voile perdu accidentellement.

D'autres solutions, basées par exemple sur l'action de diaphragme des éléments de voile restants et/ou sur l'action de membrane dans les planchers, peuvent être employées si l'équilibre et une capacité de déformation suffisante peuvent être vérifiés.

Lorsqu'un poteau ou un voile est soutenu à son niveau le plus bas par un élément autre qu'une fondation (poutre ou plancher-dalle, par exemple), la perte accidentelle de cet élément est à considérer dans le calcul et il faut prévoir un cheminement alternatif convenable pour les charges.

5.3,2.5. Continuité et ancrage des chaînages

Les chaînages dans deux directions horizontales doivent être effectivement continus et ancrés en périphérie de la structure. Des chaînages peuvent être prévus dans le béton de la dalle rapportée coulée en place ou dans celui des joints des éléments préfabriqués.

Lorsque les chaînages ne sont pas continus dans un plan, des effets de flexion résultant des excentricités sont considérés.

Normalement, il ne faut pas faire de recouvrement dans les chaînages placés dans les assemblages étroits entre éléments préfabriqués et il faut employer des ancrages mécaniques.

Les dispositions constructives de chaînage résultant de la norme NF EN 1992-1-1 et de son Annexe nationale²⁴, sont récapitulées dans les deux figures suivantes.

Les désignations abrégées suivantes sont utilisées dans ce qui suit (Fig. 4.40 et Fig. 4.41).

CH chaînage horizontal.

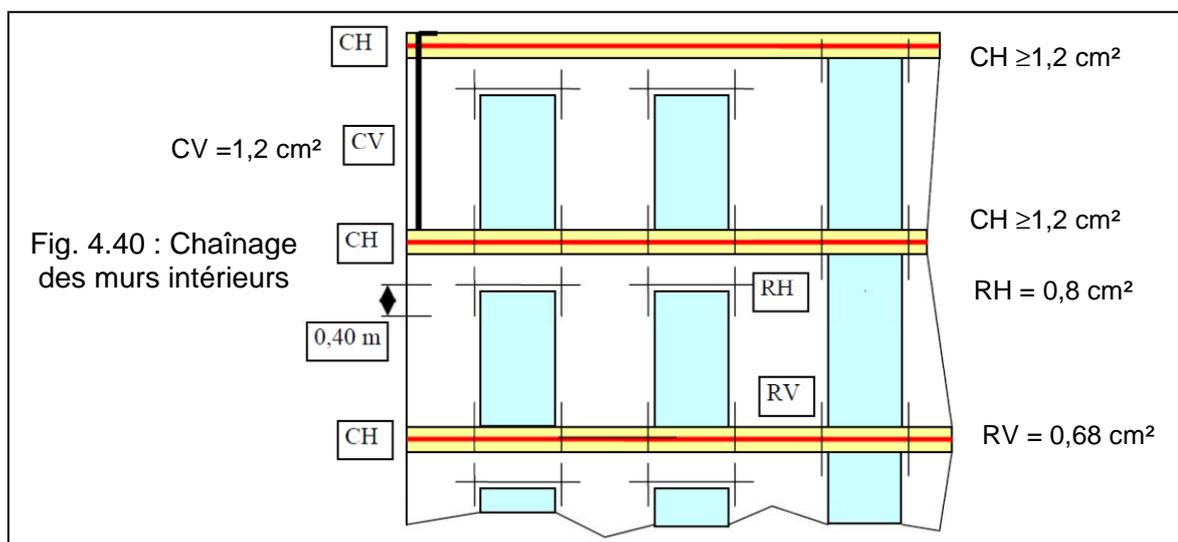
RH renfort horizontal.

RH1 renfort horizontal local aux angles des baies (évite la fissuration partant de ces angles).

CV renforts verticaux à l'extrémité des murs.

RV renfort vertical local au voisinage des angles des baies (évite la fissuration partant de ces angles).

AT armatures en attente au niveau des planchers.

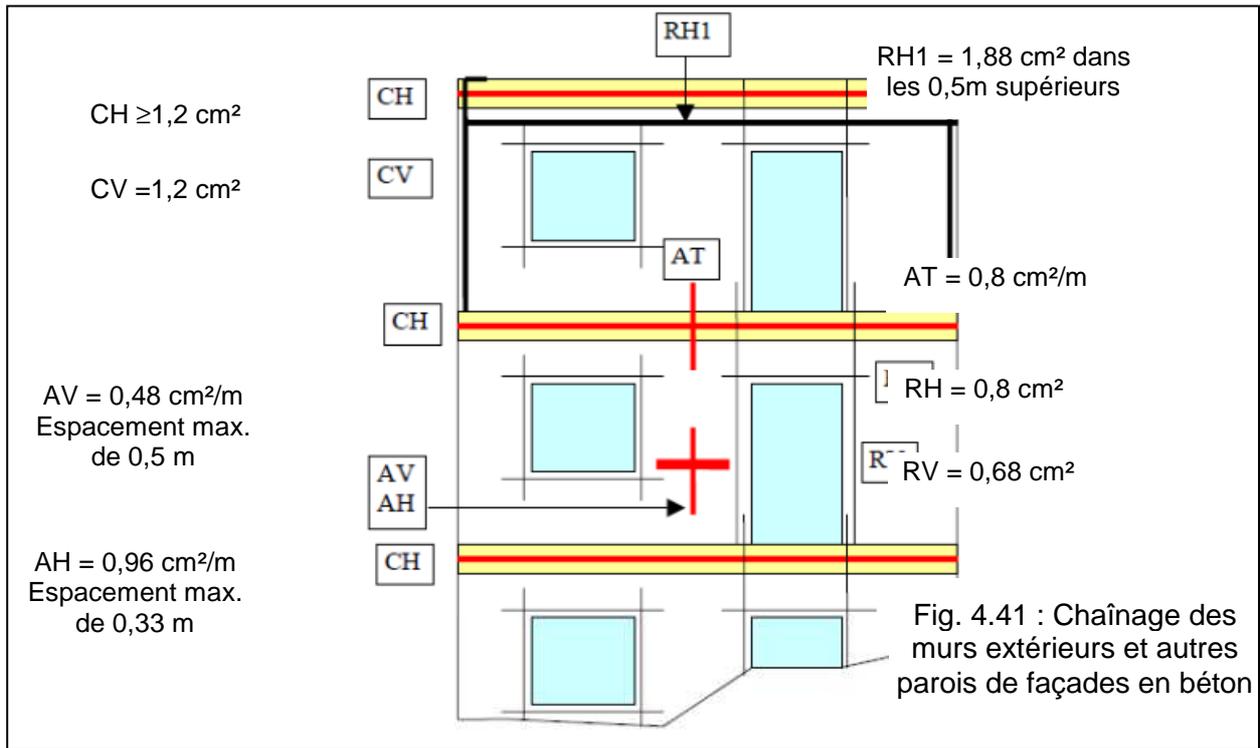


NOTE - D'autres aciers (et/ou attentes) que ceux résultant des dispositions constructives précédentes et du calcul des sollicitations peuvent être nécessaires, par exemple pour :

- assurer la stabilité latérale des voiles en phase de construction
- justifier de l'accrochage de façades rapportées
- résister à la poussée du béton frais (cas d'un premier mur coulé au droit d'un joint de dilatation alors qu'il sert de coffrage lors du bétonnage au deuxième mur).

Les valeurs de sections minimales d'armatures indiquées correspondent à des aciers de limite d'élasticité égale à 500 MPa. Pour l'utilisation d'acier de limite d'élasticité différente, on déduira les sections minimales à mettre en œuvre en procédant par règle de trois.

²⁴ *Recommandations professionnelles* pour l'application de la norme NF EN 199-1-1 et de son annexe nationale, relatives au calcul des structures en béton.



NOTE - D'autres aciers (et/ou attentes) que ceux résultant des dispositions constructives

5.3.3. armatures de liaison des murs superposés

Dans le cas de murs superposés, des aciers verticaux doivent être prévus au niveau de la liaison ; murs et les planchers. Exemples :

Exemples :

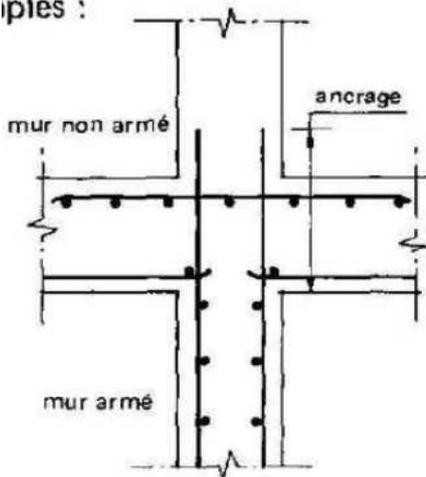


Fig. 4.43

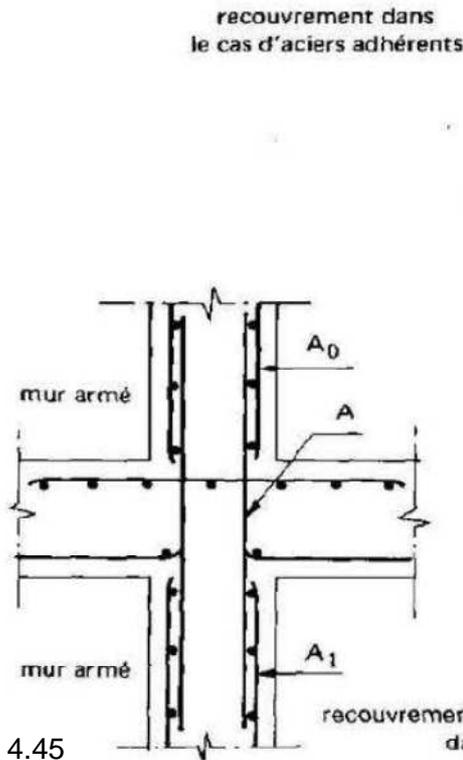


Fig. 4.44

$$A = \text{Max} [A_1 ; A_0]$$

Fig. 4.45 recouvrement par des barres en attente B 500 dans le cas de treillis soudé

Dans le cas d'un mur armé surmonté par un mur non armé (selon le critère donné au 5.3,3), il suffit que ces aciers soient ancrés à partir du nu inférieur du plancher de transition.

Dans le cas d'un mur armé surmonté par un autre mur armé, il suffit de réaliser le recouvrement des armatures, éventuellement à l'aide de barres en attente de section équivalente.

5.4. EPAISSEUR MINIMALE DES VOILES (Recommandations professionnelles)

Les voiles de façade et de pignon, dont les caractéristiques de résistance à la pénétration de l'eau peuvent être affectées par la fissuration du béton, doivent avoir une épaisseur minimale d'au moins 15 cm dans les parties courantes.

Ceci ne concerne donc pas les façades et pignons protégées par un parement rapporté du type bardage, peau ou placage.

Une épaisseur comprise entre 10 cm et 15 cm peut néanmoins être admise sur des surfaces limitées pour autant qu'elle reste compatible avec des dispositions de ferrailage normalement réalisable.

Par exemple, une allège entre deux trumeaux est souvent considérée comme ayant une surface limitée. Il faut pouvoir justifier du recouvrement et des croisements des ferrillages, ainsi que de l'enrobage des aciers, au droit du décalage d'épaisseur.

Dans d'autres cas, l'épaisseur minimale des voiles de façade et pignon peut être de 12 cm en des parties courantes.

5.5. JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ ET DE LA RÉSISTANCE AUX E.L.U

Le cas des voiles soumis à des actions extérieures perpendiculaires à leur plan moyen peut être traité par la Section 12 de l'EC2-1-1, avec prise en compte de l'effet des efforts internes dus à ces actions dans l'estimation de l'excentricité hors plan, dès lors que le bâtiment possède trois plans de contreventement non concourants.

C'est la plupart du temps le cas des voiles d'infrastructure soumis à l'action latérale des terres.

Habituellement, les effets des actions de gradient thermique, de retrait, d'imperfections localisées, de vent entre deux niveaux, etc., sont habituellement négligés pour autant que leur importance reste faible vis-à-vis de ceux des actions principales agissant dans le plan moyen. Ce qui est généralement le cas dans les bâtiments courants possédant trois plans de contreventement non concourants.

L'application de la clause 12.6.5.1(4) de l'EC2-1-1, permet de retenir les cas suivants pour les voiles ou les bandes de voiles. A chaque niveau d'un voile, on peut, le plus souvent, n'effectuer que deux vérifications :

- celle pour une section droite à mi niveau : les contraintes normales sous charges gravitaires sont supposées réparties uniformément suivant l'épaisseur. Il faut tenir compte des excentricités du premier ordre, des excentricités d'imperfection géométriques et de leur amplification due à l'effet du second ordre ;

- celle pour une section droite en haut du niveau : les contraintes normales sous charges gravitaires sont supposées réparties uniformément suivant l'épaisseur sauf pour celles provenant du niveau.

5.5,1. Analyses des effets du second ordre en présence d'un effort normal de compression

Dans les éléments et les structures dont le comportement est influencé de manière significative par les effets du second ordre (poteaux, voiles, pieux, arcs et coques par exemple), il convient d'en prendre en compte dans l'évaluation de leur résistance.

Lorsque des effets du second ordre sont pris en compte, l'équilibre et la résistance doivent être vérifiés à l'état déformé. Les déformations doivent être calculées en tenant compte des effets appropriés de la fissuration, des propriétés non-linéaires des matériaux et du fluage. Le cas échéant, l'analyse doit inclure l'effet de la souplesse des éléments adjacents et des fondations (interaction sol-structure).

Le comportement de la structure doit être considéré dans la direction dans laquelle des déformations peuvent se produire, en tenant compte, si nécessaire, de la flexion déviée.

Les incertitudes sur la géométrie et la position des charges axiales doivent être prises en compte comme des effets du premier ordre additionnels, basés sur les imperfections géométriques.

5.5,2. Imperfections géométriques

L'analyse des éléments et des structures doit tenir compte des effets défavorables des imperfections géométriques éventuelles de la structure, ainsi que des écarts dans la position des charges, cela aux ELU, tant dans les situations de projet durables que les situations de projet accidentelles.

Les dispositions données ci-après s'appliquent principalement aux éléments de bâtiments soumis à une compression axiale et aux structures soumises à des charges verticales.

Les valeurs numériques indiquées sont associées à des tolérances normales d'exécution, la classe 1 de NF EN 13670.

Les imperfections peuvent être représentées par une inclinaison θ_i :

$$\theta_i = \theta_o \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (5.1)$$

θ_o : valeur de base ;

α_h : coefficient de réduction relatif à la longueur ou hauteur.

$$2/3 \leq \alpha_h = 2/\sqrt{l} \leq 1$$

$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)}$ coefficient de réduction relatif à la longueur ou hauteur.

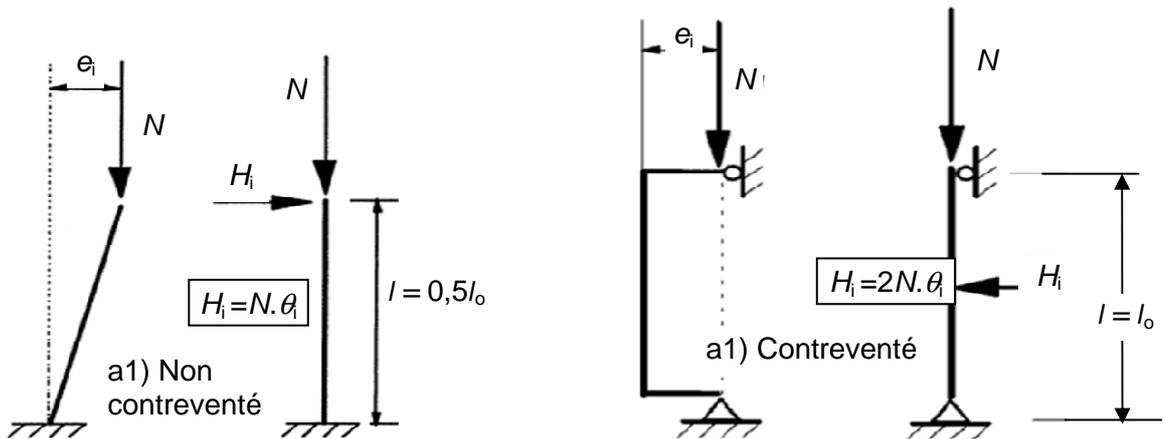
l : longueur ou une hauteur en mètres.

m : nombre d'éléments verticaux contribuant à l'effet total.

EC2-1-1, Annexe nationale : $\theta_o = 1/200$ (valeur recommandée).

Pour le calcul de stabilité, les imperfections géométriques données ci-après ne pourront pas être inférieures à 2 cm.

Dans le cas d'éléments isolés - effectivement isolés, ou bien éléments d'une structure pouvant être traités comme tels pour les besoins du calcul - l'effet des imperfections peut être pris en compte de deux manières a) ou b) :



a) Éléments isolés soumis à une charge axiale excentrée ou à une charge transversale.

a) Soit comme une excentricité :
$$e_i = \frac{\theta_i \cdot l_o}{2} \quad (5.2)$$
 l_o : longueur efficace (Cf. 5.1,1).

b) Soit comme une charge transversale H_i , dans la position conduisant au moment maximal, pour les éléments non contreventés (Fig. 4.44 a1)) :

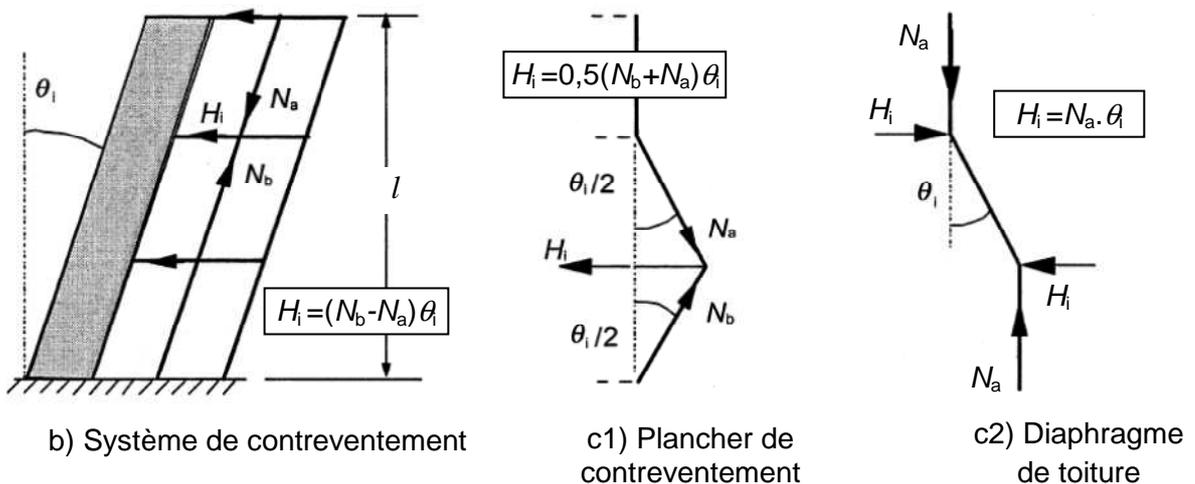
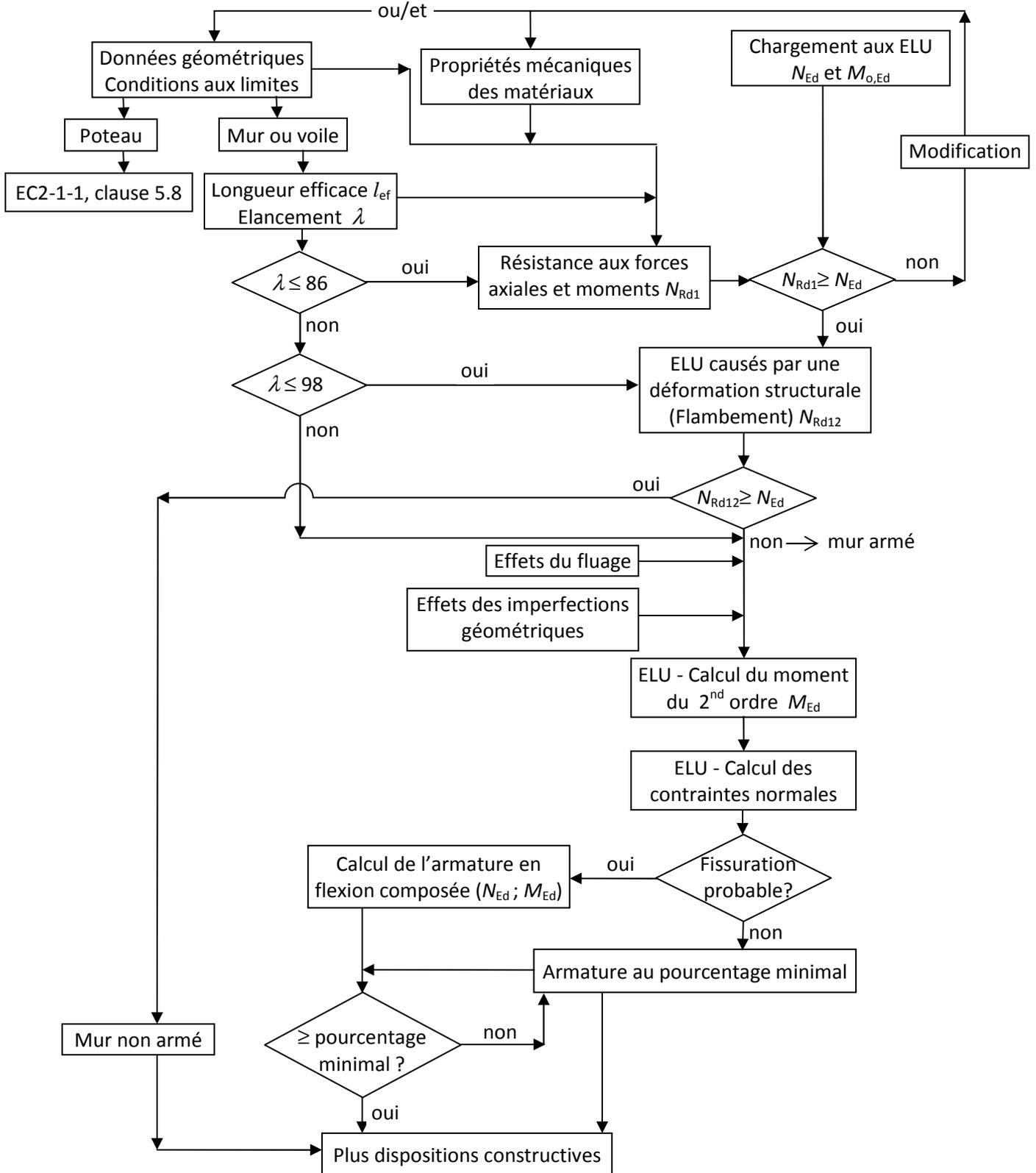


Fig. 4.44 (EC2-1-1, Fig.5.1) : Exemples de l'effet des imperfections géométriques

Une solution alternative simplifiée, applicable aux voiles et aux poteaux isolés dans les structures contreventées, consiste à utiliser une excentricité $e_i = l_o/400$, pour couvrir les imperfections liées aux tolérances normales d'exécution.

5.3.3. démarche à suivre pour le calcul d'un mur



6. EXEMPLE DE CALCUL : MUR DE REFEND D'UN BÂTIMENT D'HABITATION

6.1. DESCRIPTION

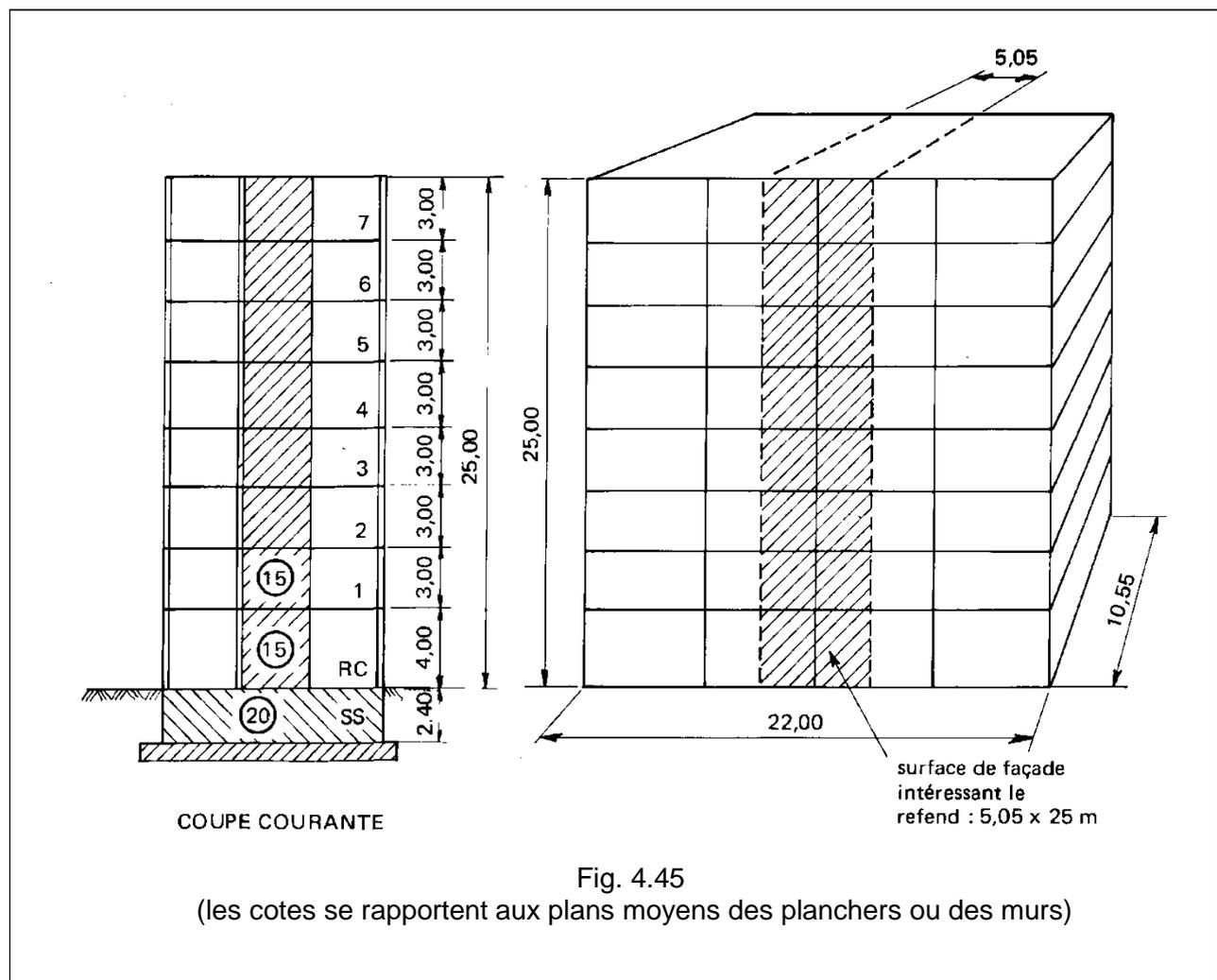
Il s'agit d'un bâtiment de catégorie A, comportant 8 niveaux (7 étages au-dessus du rez-de-chaussée, Fig. 4.45).

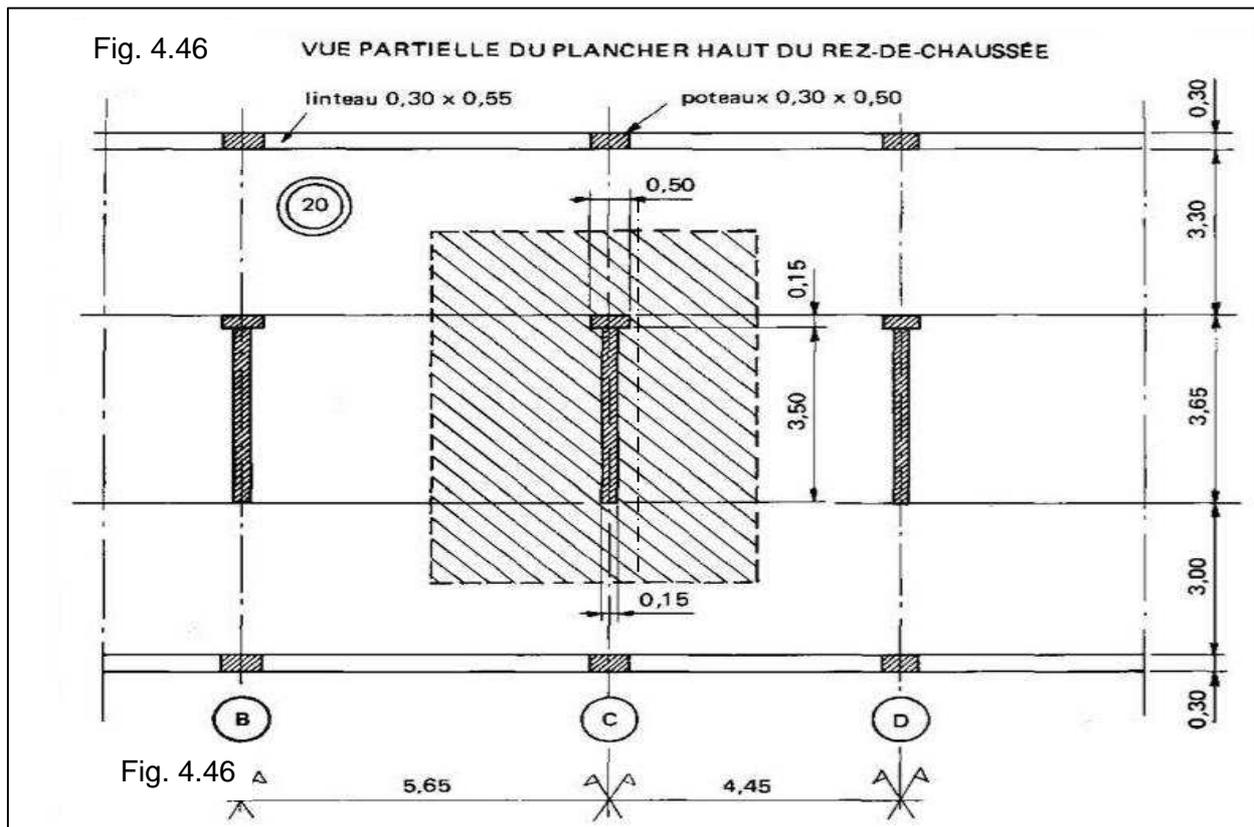
La surface au sol de 22 m x 10,55 m. Sa hauteur au-dessus du sol est de 25 m.

En ce qui concerne les actions de vent, le bâtiment est situé en région 2 et sur un terrain de catégorie de rugosité IIIb (zone urbaine).

L'exemple se propose de traiter le cas du mur du rez-de-chaussée et comme il n'y a pas de charges concentrées en tête du mur, on ne vérifie que la section I à mi-hauteur.

La résistance caractéristique du béton est $f_{ck} = 30$ MPa.





L'exemple concerne le mur de refend file C dans la hauteur du rez-de-chaussée (Fig. 4.46).

6.2. ACTIONS PERMANENTES

• Plancher-terrasse (kN/m ²)	
Étanchéité plus revêtement	1,50
Dalle béton armé 25 x 0,20	<u>5,00</u>
	6,50
• Plancher courant (kN/m ²)	
Revêtement	0,50
Dalle B.A. 25 x 0,20	<u>5,00</u>
	5,50

Les charges totales dans la section I à mi-hauteur du rez-de-chaussée :

La surface de plancher intéressée (zone hachurée, Fig. 4.46):

$$\left(\frac{3,30}{2} + 3,65 + \frac{3,00}{2} \right) \frac{(5,65 - 0,15) + (4,45 - 0,15)}{2} = 33,32 \text{ m}^2$$

- Plancher-terrasse : $6,50 \times 33,32 = 216,6 \text{ kN}$
 - Plancher haut RC à plancher haut 6ème étage soit 7 niveaux : $7 \times 5,50 \times 33,32 = 1\,282,8 \text{ kN}$
- Total = 1 499,5
arrondi à 1 500 kN

Mur en béton armé, depuis la terrasse, jusqu'à la section I, à mi-hauteur du rez-de-chaussée, soit sur une hauteur : $25,0 - 4,00/2 = 23$ m.

Poids propre des murs : $25 \times 0,15 (3,50 + 0,50) \times 23 = 345$ kN.

Total des charges permanentes pour la section I considérée : $G_k = 1500 + 345 = 1\ 845$ kN.

6.3. ACTIONS VARIABLES

6.3,1. Charges d'exploitation Q_k

Le cumul des charges d'exploitation, nous appliquons la loi de dégression verticale²⁵ par le coefficient α_n (Cf. Chapitre 1; 3.4,2), d'où les charges d'exploitation :

Terrasse accessible (catégorie I)	: 1,5	
P.H. du 6ème étage	: 1,5	
P.H. du 5ème étage	: 1,425	
P.H. du 4ème étage	: 1,256	
P.H. du 3ème étage	: 1,255	
P.H. du 2ème étage	: 1,088	
P.H. du 1er étage	: 1,039	
P.H. du rez-de-chaussée	: <u>1,003</u>	
Total	: 9,87 kN/m ²	sans réduction : $8 \times 1,5 = 12,0$ kN/m ²

Total des charges d'exploitation pour la section I considérée : $9,87 \times 33,32 = 332,1$ kN,

soit arrondi à $Q_k = 0,332$ MN et $Q'_k = 0,400$ MN sans réduction par α_n .

6.3,2 Charges de vent²⁶.

La vitesse de référence de base du vent dans la région 2 est : $v_{bo} = 24$ m/s (Cf. carte des vents).

En ignorant les effets de direction du vent et l'influence des saisons : $c_{dir} = c_{season} = 1$, la vitesse de référence de calcul est : $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot 24$ m/s.

Les effets du vent sur la face au vent et sur celle à l'abri du vent s'ajoutent avec une minoration due au manque de corrélation de la pression du vent entre les deux faces (EC2-1-1 ; clause 7.2.2(3) note). Le facteur de réduction s'élève :

$$0,85 \frac{1 - 0,85}{5 - 1} \left(\frac{h}{d'} - 1 \right) = 0,90$$

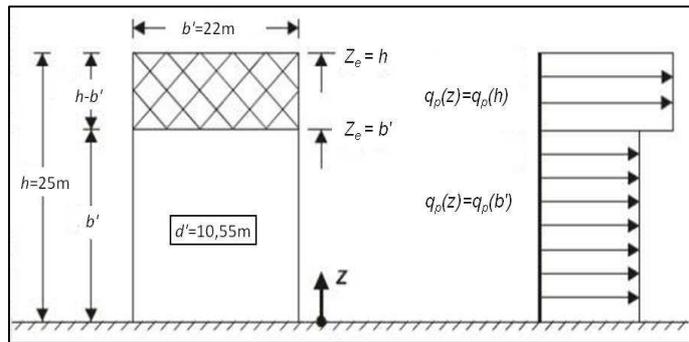
²⁵ Lorsque les charges d'exploitation de plusieurs étages agissent sur les poteaux et les murs, les charges totales peuvent être réduites par l'application d'un coefficient α_n . Lorsque la charge d'exploitation est considérée comme une action d'accompagnement, un seul des deux facteurs ψ (EC0, Tab. A.1.1) et α_n doit être appliqué.

EC 1-1-1, Annexe Nationale : α_n pour les surfaces de catégories d'usage A : $\alpha_n = 0,5 + 1,36/n$, et pour les surfaces B et F : $\alpha_n = 0,7 + 0,8/n$, la dégression avec le nombre d'étages n s'applique à partir de $n > 2$.

²⁶ NF EN 1991-1-4 : *Actions générales sur les structures – Actions du vent*. AFNOR.

Compte-tenu des dimensions extérieures du bâtiment ($b' < h < 2b'$), le profil des pressions de vent se présente comme suit :

Fig. 4.47 (EC2-1-1, Fig.7.4) :
Hauteur de référence z_e .
Profil correspondant de la pression dynamique du vent.



Les détails des calculs des effets du vent sur la construction selon l'EC1-1-4, sont résumés au tableau 4.9.

Tableau 4.9	Zone A	Zone B	EC2-1-1
Hauteur de référence z_e (m)	22 m	25 m	Section 7
Pression dynamique de référence q_b (kN/m ²)	0,353		(4.10)
Coefficient d'exposition $c_e\{z\}$	1,92	2,05	(4.09) et Fig. 4.2
Pression dynamique de pointe $q_p\{z_e\}$ (kN/m ²)	0,678	0,724	(4.8)
Coefficient de pression extérieure sur face D, $c_{p,10}$	0,8		Tab. 7.1
Pression aérodynamique extérieure $w_{e,D}$	0,542	0,579	(5.1)
Coefficient de pression extérieure sur face E, $c_{p,10}$	- 0,6		Tab. 7.1
Pression aérodynamique extérieure $w_{e,E}$	- 0,407	- 0,434	(5.1)
Coefficient structural $c_s c_d$	0,9		Fig. D.2
$F_{w,e}/A_{ref} = 0,9 c_s c_d [w_{e,D} - w_{e,E}]$	0,77 kN/m ²	0,82	(5.5)

Par simplification nous admettrons une valeur moyenne pondérée de 0,80 kN/m². Soit une charge uniforme le long du mur (Fig. 4.58) : $W_k = 0,80 \times 5,05 \approx 4,1$ kN/m.

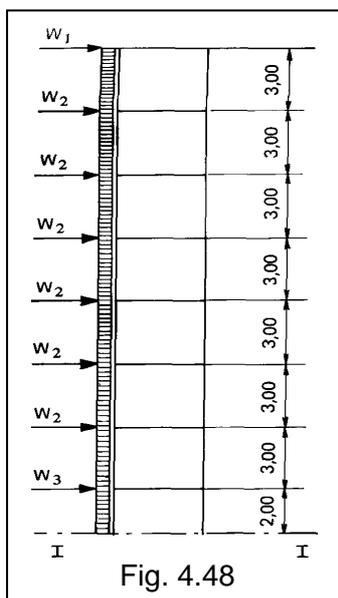


Fig. 4.48

L'action répartie du vent est de 5 kN/m appliqués uniformément sur toute la hauteur du bâtiment. Cette charge est transmise au mur de refend par les planchers, d'où la répartition des efforts montré sur la figure 4.48.

- Au niveau de la terrasse :

$$W_{k,1} = 4,1 \times (3/2) = 6,15 \text{ kN}$$

- Au niveau des planchers des étages courants :

$$W_{k,2} = 4,1 \times 3 = 12,3 \text{ kN}$$

- Au niveau du plancher haut du rez-de-chaussée :

$$W_{k,3} = 4,1(1,5+2,0) = 14,35 \text{ kN}$$

Le moment dans la section I à mi-hauteur du mur du rez-de-chaussée a donc pour valeur non pondérée :

$$M_{W,I} = 6,15 \times 23 + 12,3(20+17+14+11+8+5) + 14,35 \times 2 = 1,09 \text{ MN.m}$$

6.4. CARACTÈRES GÉOMÉTRIQUES ET MÉCANIQUES DU VOILE A JUSTIFIER

Les principales dimensions de la structure sont :

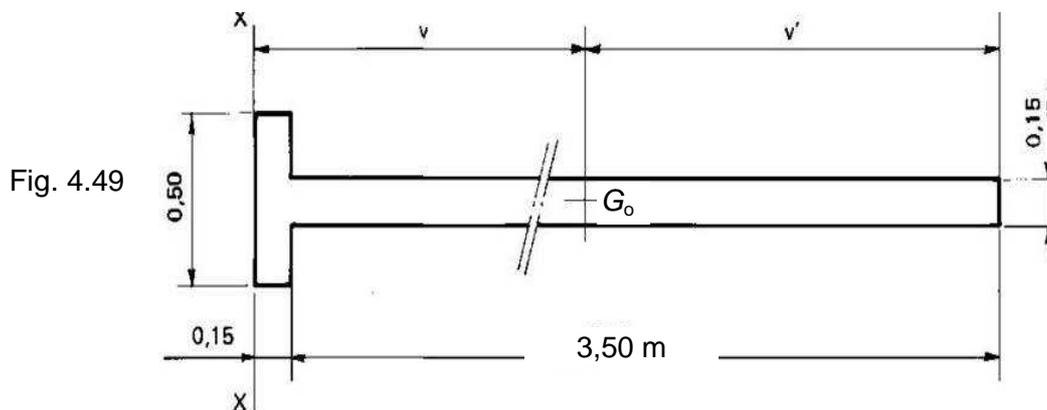
hauteur libre $l_w = 3,8$ m ;

longueur $b_t = 3,65$ m ;

épaisseur $h_w = 0,15$ m ;

longueur du mur transversal (raidisseur) $l_{ht} = 0,50$ m.

Comme la largeur l_{ht} est de 0,50 m, le raidisseur peut être pris en compte dans la section droite résistante pour le calcul en flexion composée.



Partie (m)	Aire B_i (m ²)	Bras de levier (m)	Moment statique /axe XX (m ³)	Distance $G_i G_o$ (m)	Inertie propre I_o (m ⁴)
0,15(3,5+0,15)	0,5475	3,65/2	0,9992	0,155	0,6078
0,15(0,5-0,15)	0,0525	0,15/2	0,0039	1,525	0,0001
	B=0,600		$S_{XX} = 1,0031$		0,608
$v = S_{XX}/B = 1,672$ m et $v' = 3,65 - v = 1,978$ m					

Théorème de Huyghens $I = I_o + \sum B_i \cdot \bar{G}_i \bar{G}_o^2 = 0,743$ m⁴

6.5. CALCUL DE N_{Ed}

Dans cet exemple, comme il n'y a pas de charges concentrées en tête du mur, la vérification ne porte que la section I à mi-hauteur. Dans ce qui suit, la résultante de chacun des types de charge G_k et Q_k , est supposée passer par le centre de gravité G_o de la section droite horizontale du mur.

Les différentes combinaisons d'actions aux ELU à considérer sont (Cf. 5.2,2) :

Combinaison 1 : $(E_d) = 1,35G_k + 1,5Q_k$

Combinaison 2 : $(E_d) = 1,35G_k + 1,5Q_k + 1,5 \times 0,6W_k$

Combinaison 3 : $(E_d) = 1,35G_k + 1,5W_k + 1,5Q_k$, ou sans la minoration de Q_k :

Combinaison 3' : $(E_d) = 1,35G_k + 1,5W_k + 1,5 \times 0,7Q'_k$ moins critique que 3

avec $G_k = 1,845 \text{ MN}$; $Q_{k,\max} = 0,332 \text{ MN}$ et $M_{k,w,\max} = 1,09 \text{ MN.m}$.

Combinaison 1. Le torseur des efforts dans ce cas est :

La charge verticale totale est : $N_{Ed,1,t} = 1,35 \times 1,845 + 1,5 \times 0,332 = 2,99 \text{ MN}$, le moment fléchissant $M_{k,w,1} = 0$.

La densité de charge par mètre constante le long du longueur du mur, a pour valeur :

$$N_{Ed,1} = \frac{2,99 \times 0,15}{0,6} = 0,748 \text{ MN/m}$$

Combinaison 2. Le torseur des efforts dans ce cas est composé :

- de la charge verticale : $N_{Ed,2,t} = N_{Ed,1,t} = 2,99 \text{ MN}$;
- et du moment fléchissant $M_{k,w,2} = 1,5 \times 0,6 M_{w,1} = 0,981 \text{ MN.m}$.

Dans une première approche, supposons que les contraintes peuvent être calculées aux ELU par la formule de la flexion composée de la Résistance des Matériaux, la densité des charges le long du mur (sens largeur du mur) présente une variation linéaire.

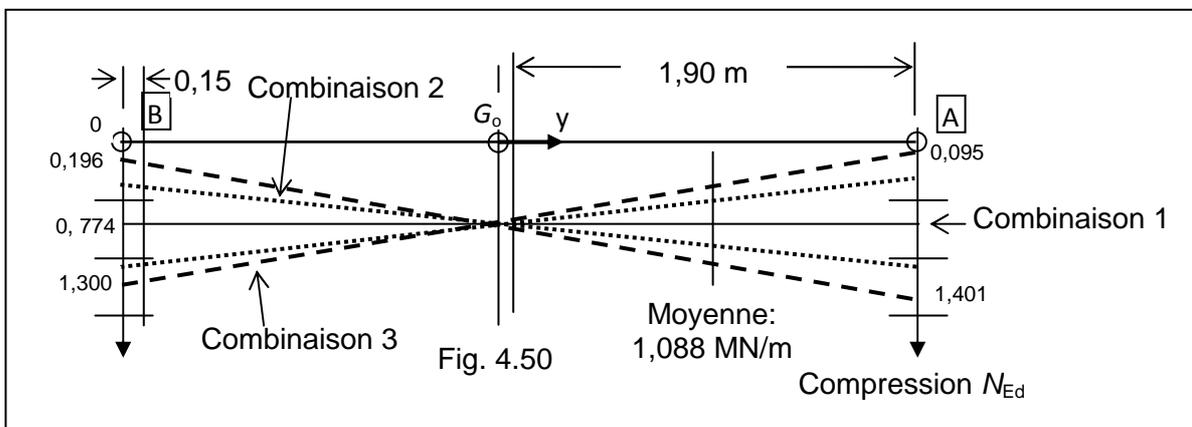
A la fibre A : $N_{Ed,i,A} = h_w \left[\frac{N_{Ed,i,t}}{B} \pm \frac{M_{k,w,i}}{I} v' \right]$ et en B : $N_{Ed,1,B} = h_w \left[\frac{N_{Ed,i,t}}{B} \pm \frac{M_{k,w,i}}{I} v \right]$

En remplaçant dans ces formules $N_{Ed,2,t}$ et $M_{k,w,2}$ par leurs valeurs numériques, les résultats du calcul sont résumés au schéma de la figure 4.50. Y sont tracés en pointillé les diagrammes de charge de la combinaison 2 (ELU).

Combinaison 3. Le torseur des efforts dans le cas est composé de :

$N_{Ed,3,t} = 1,35 \times 1,845 + 1,5 \times 0,332 = 2,99 \text{ MN}$ et $M_{k,w,3} = 1,5 M_{w,1} = 1,5 \times 1,09 = 1,64 \text{ MN.m}$.

Les diagrammes de charge correspondant à la combinaison 3 (ELU) sont tracés en tirets sur la figure 4.50.



De la comparaison des diagrammes ainsi présentés, il s'ensuit que la situation la plus critique correspond au cas suivant de la combinaison 3. La largeur de la bande de calcul est $b_t = 1,90 \text{ m}$ (Cf. 5.2.2.2).

$$N_{Ed} = 0,15 \left[\frac{2,99}{0,6} + \frac{1,64}{0,743} y \right]$$

La valeur moyenne de la charge ultime pour la bande à considérer pour le calcul est :

$$N_{Ed} = h_w \left[\frac{N_{Ed,3}}{B} + \frac{M_{k,w,3}}{I} \left(v' - \frac{b_t}{2} \right) \right]$$

$$N_{Ed} = 0,15 \left[\frac{2,99}{0,6} + \frac{1,64}{0,743} (1,978 - 0,95) \right] = 1,088 \text{ MN/m.}$$

6.6. DÉTERMINATION DE L'ARMATURE

6.6,1. longueur efficace

La longueur efficace du mur étudié est : $l_o = \beta \cdot l_w$

Dans ce cas-ci, la valeur du coefficient β est calculée par l'expression (Cf. Tab. 4.7) :

$$\beta = 1 / \left(1 + \left(\frac{l_w}{3b} \right)^2 \right) = 1 / \left(1 + \left(\frac{3,8}{3 \times 3,50} \right)^2 \right) = 0,884 \text{ et } l_o = 0,884 \times 3,8 = 3,359 \text{ m}$$

6.6,2. Imperfections géométriques

L'inclinaison vaut : $\theta_i = \theta_o \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$ (5.1)

avec $\theta_o = 1/200$;

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{3,8}} = 1,03 \text{ donc } \alpha_h = 1$$

$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)}$ et en prenant par sécurité $m = 1$: $\alpha_m = 1$.

$$\theta_i = \frac{1}{200} \cdot 1 \cdot 1 = \frac{1}{200}$$

Soit une excentricité : $e_i = \frac{\theta_i \cdot l_o}{2} = \frac{3,359}{200 \times 2} = 8,5 \text{ mm}$.

Donc $e_i = 20 \text{ mm}$ (EC2-1-1, 6.1(4)NA)

6.6,3. Cas du voile non armé

L'élançement a pour valeur dans ce cas : $\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{\sqrt{12}}{0,15} \cdot 3,392 = 78$, donc inférieur à 86.

6.6,3.1. Résistance de calcul en compression aux forces axiales et aux moments

L'effort normal résistant N_{Rd} , d'une section rectangulaire avec une excentricité uniaxiale e dans la direction de h_w , peut être prise égale à :

$$N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot \eta f_{cd,pl} \left(1 - 2 \frac{e}{h_w} \right) \text{ avec } e = e_i = 20 \text{ mm}$$

$$N_{Rd} = 1,0 \times 0,15 \times 0,8 \times \frac{30}{1,5} \left(1 - 2 \frac{0,02}{0,15} \right) = 1,76 \text{ MN/m} > N_{Ed} = 1,088 \text{ MN/m}$$

6.6,3.2. ELU dû à une déformation structurale (flambement)

L'effort normal résistant de calcul N_{Rd} pour un voile en béton non armé peut être ainsi calculé par une méthode simplifiée en appliquant l'expression :

$$N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot f_{cd,pl} \cdot \Phi$$

$$f_{cd,pl} = 0,8 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,8 \frac{30}{1,5} = 16 \text{ MPa}$$

$$\Phi = 1,14 \left(1 - 2 \frac{e_{tot}}{h_w} \right) - 0,026 \frac{l_o}{h_w} \leq \left(1 - 2 \frac{e_{tot}}{h_w} \right)$$

$$\Phi = 1,14 \left(1 - 2 \frac{0,02}{0,15} \right) - 0,026 \frac{3,359}{0,15} = 0,254 \leq \left(1 - 2 \frac{0,02}{0,15} \right) = 0,733$$

$$N_{Rd} = 1,0 \times 0,15 \times 16 \times 0,254 = 0,609 \text{ MN/m} \neq N_{Ed} = 1,088 \text{ MN/m}$$

Le mur doit donc être armé.

6.6.4. Cas du voile armé

L'ouvrage étant maintenant armé, verticalement et horizontalement et généralement les exigences concernant les conditions sur les bords sont remplies, sa longueur efficace peut être réduite par un facteur 0,85 (Cf. Tab. 4.7, note) :

$$l_o = 0,85\beta \cdot l_w = 0,85 \times 3,359 = 2,855 \text{ m}$$

$$\text{L'élanement devient : } \lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{\sqrt{12}}{0,15} 2,855 = 65,9 < 90$$

Soit une excentricité due aux imperfections géométriques de :

$$e_i = \frac{\theta_i \cdot l_o}{2} = \frac{2,855}{200 \times 2} = 7,1 \text{ mm,} \quad \text{donc } e_i = 20 \text{ mm.}$$

La détermination des armatures est effectuée par application d'un calcul de la section en flexion composée avec prise en compte des effets du second ordre. Ces derniers sont obtenus par une méthode simplifiée basée sur une rigidité nominale (Cf. Chapitre 7 ou EC2-1-1, 5.8.7).

Le moment fléchissant du 1^{er} ordre : $M_{oEd} = N_{Ed} \cdot e_i = 1,088 \times 0,02 = 0,022 \text{ MN.m/m}$

La valeur du coefficient de fluage est déterminée (Cf. Chapitre 1, 2.1.3.4) en considérant que la grande partie majoritaire des charges est appliquée après 100 jours et en calculant avec la section entière du mur dont le rayon moyen s'élève à :

$$h_o = 2 \frac{A_c}{u} = \frac{2 \times 0,6}{3,5 \times 2 + 0,15 + 0,5 + (0,5 - 0,15) + 2 \times 0,15} 10^3 = 145 \text{ mm}$$

L'abaque de la figure 1.9 du Chapitre 1 donne $\varphi\{\infty; t_o\} = 2,3$.

Le coefficient effectif de fluage :

$$\varphi_{ef} = \varphi\{\infty; t_o\} \frac{M_{Epq}}{M_{oEd}}$$

En première approximation, le rapport de la force due à des charges quasi-permanentes sur la charge totale est le même avec le moment : $G_k/N_{Ed,3} = 1,845/2,99 = 0,617$.

$$\varphi_{ef} = 2,3 \times 0,617 = 1,42$$

Dans les cas où le pourcentage $\rho = A_s/A_c \geq 0,002$, la rigidité nominale est exprimée par :

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + E_s \cdot I_s \quad (5.21)$$

K_c : coefficient tenant compte des effets de la fissuration, du fluage, etc. ($= k_1 k_2 (1 + \varphi_{ef})$).

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20} \text{ et } k_2 = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20$$

$$k_1 = \sqrt{30/20} = 1,225 \text{ et } k_2 = \frac{1,088 \times 1,5}{0,15 \times 30} \cdot \frac{65,9}{170} = 0,141 \leq 0,20$$

$$K_c = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \cdot \frac{1,5 N_{Ed}}{A_c \cdot f_{ck}} \cdot \frac{\lambda}{170} \cdot \frac{1}{1 + \varphi_{ef}} = 1,225 \times 0,141 = 0,173$$

$$E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{CE} = 33\,000/1,2 = 27\,500 \text{ MPa} \quad (5.20)$$

$$I_c : \text{moment d'inertie de la section droite de béton} = 1,0(0,15)^3/12 = 534 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

I_s : moment d'inertie de la section d'armatures par rapport au centre de la section de béton. En admettant un enrobage $c = 15 \text{ mm}$ aux deux parements et que le mur est muni d'une armature au pourcentage de $0,002A_c$.

$$I_s = 0,002 \times 1,0 \times 0,15 \times (0,06)^2 = 1,08 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$\text{rigidité nominale: } EI = 0,173 \times 27\,500 \times 534 \cdot 10^{-6} + 2 \cdot 10^5 \cdot 1,08 \cdot 10^{-6} = 2,753 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$$

$$\text{La force critique d'Euler de flambement: } N_B = EI \left(\frac{\pi}{l_0} \right)^2 = 2,753 \left(\frac{\pi}{2,883} \right)^2 = 3,268 \text{ MN}$$

Le moment du second ordre est calculé avec l'expression (5.28) :

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\pi^2}{8 \left(\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1 \right)} \right] = 0,022 \left[1 + \frac{\pi^2}{8 \left(\frac{3,268}{1,088} - 1 \right)} \right] = 0,035 \text{ MN} \cdot \text{m/m}$$

Ce qui conduit à une excentricité de la charge de $e_f = M_{Ed}/N_{Ed} = 0,033 \text{ m}$.

Calculons la contrainte de traction :

$$\frac{N_{Ed}}{h_w} - \frac{6M_{Ed}}{h_w^2} = \frac{1,008}{0,15} - \frac{6 \times 0,035}{0,15^2} = -2,61 \text{ MPa}$$

Elle est comprise entre la contraintes de traction $f_{ct,m} = 2,9$ et $f_{ct,0,005} = 2,0 \text{ MPa}$.

Regardons ce qui passe comme si la section droite réduite à celle centrée sous la charge N_{Ed} .

$$\text{Compression} = \frac{N_{Ed}}{2(h_w/2 - e_f)} = \frac{1,088}{2(0,15/2 - 0,033)} = 12,9 \text{ MPa} \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 20 \text{ MPa}$$

Cette compression reste faible vis-à-vis de la compression admissible de calcul.

La résistance du mur étant assurée, une armature correspondant au pourcentage minimal est requise puisque N_{Ed} dépasse $N_{R,12}$.

$$A_{s,v} = 0,002A_c = 0,002 \times 0,15 = 3,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La section minimale des fils verticaux à disposer sur chacune des faces est donc de $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$.

L'espacement des fils est limité à :

$$\text{Min}[3b_w = 3 \times 0,15 = 0,45 \text{ m}; 0,40 \text{ m}] = 0,4 \text{ m}$$

La section requise pour les fils horizontaux est :

$$A_{s,h} = \text{Max} \left[\frac{A_{s,v}}{4} = 0,75; \frac{A_c}{1000} = 1,5 \right] = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

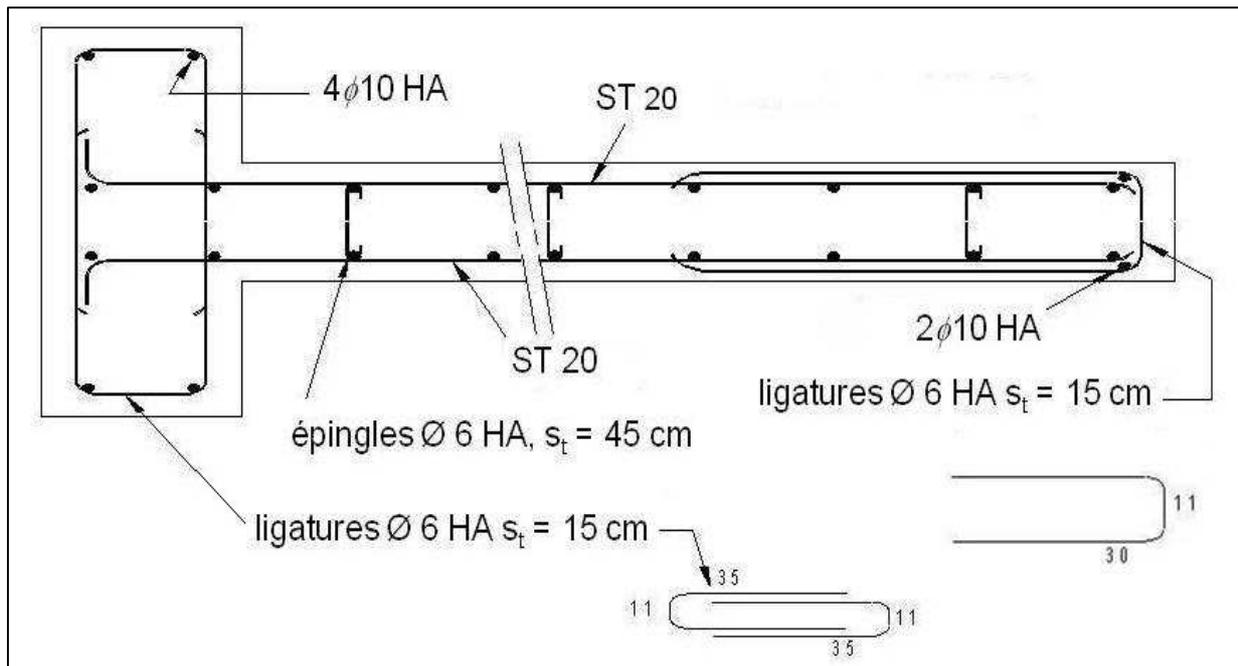
Soit par face : $0,75 \text{ cm}^2/\text{m}$, armature à disposer avec un espacement maximal de $0,4 \text{ m}$.

Le panneau de treillis soudé ST 20 disposé avec les fils $\phi 6$ mm verticalement, la section d'acier offerte est $S = 1,89 \text{ cm}^2/\text{m}$ et l'écartement entre fils verticaux $E = 0,15 \text{ m}$.

Horizontalement, la section des fils est $s = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ (fils horizontaux en $\phi 7$), et l'espacement vertical des fils est $e = 0,3 \text{ m}$. Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales dans le présent cas avec l'emploi de treillis soudés de fils de diamètre $\phi \leq 16 \text{ mm}$ avec un enrobage de béton supérieur à 2ϕ .

Un panneau ST 20 ainsi disposé sur chaque face convient donc parfaitement.

La longueur des panneaux (6,00 m) permet de couvrir totalement la hauteur du mur et de respecter les règles de recouvrement (Cf. Chapitre 1, 2.3.5) avec les treillis soudés de l'étage au-dessus, moyennant le respect à l'exécution des dispositions réglementaires concernant les barres en attente (Cf. Fascicule 65A, art. 73.3²⁷).



²⁷ Fascicule 65A du CCTG : Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou précontraint. 06 mars 2008.