

Béton armé : Règles BAEL

Ouvrages particuliers

par **Jean PERCHAT**

Ingénieur des Arts et manufactures

Professeur honoraire à l'École spéciale des travaux publics, du bâtiment et de l'industrie

Professeur au Centre des hautes études de la construction

1. Halles industrielles	C 2 315 - 2
1.1 Généralités	— 2
1.2 Chemins de roulement de ponts roulants	— 3
2. Voiles minces. Voûtes et coques	— 4
2.1 Définitions. Généralités	— 4
2.2 Couvertures en voiles plissés	— 4
2.3 Sheds conoïdes	— 4
2.4 Voûtes autoportantes	— 4
2.5 Coques	— 5
3. Murs en béton banché	— 5
3.1 Classification des murs de façade	— 5
3.2 Matériaux	— 5
3.3 Dispositions constructives minimales	— 5
3.4 Justification de la stabilité et de la résistance d'un mur. Armatures	— 7
3.5 Justification sous sollicitation tangente dans le plan du mur	— 10
4. Dallages	— 10
4.1 Généralités	— 10
4.2 Conception d'un dallage	— 10
4.3 Constitution d'un dallage	— 11
4.4 Calcul des contraintes	— 13
4.5 Dallages armés et dallages « non armés »	— 16
4.6 Vérifications complémentaires	— 16
4.7 Dallages industriels armés	— 17
5. Murs de soutènement	— 17
5.1 Poussée des terres	— 18
5.2 Prédimensionnement	— 18
5.3 Conditions de stabilité	— 18
5.4 Détermination des armatures d'un mur sans contreforts	— 20
5.5 Murs à contreforts	— 21
6. Ouvrages à section annulaire	— 22
6.1 Constructions élancées à section annulaire	— 22
6.2 Cheminées et tours	— 24
6.3 Réfrigérants atmosphériques	— 25
7. Ouvrages destinés à contenir ou à retenir des liquides	— 26
7.1 Rôle dévolu à la structure en béton armé	— 26
7.2 Actions à prendre en compte	— 26
7.3 Combinaisons d'actions	— 27
7.4 État-limite d'ouverture des fissures	— 27
7.5 Calcul et dispositions constructives particulières	— 27
7.6 Cuvelages	— 31
8. Silos, magasins de stockage et silos-réservoirs	— 32
8.1 Silos	— 32
8.2 Magasins de stockage et silos-réservoirs	— 36
9. Ponts en béton armé	— 38
Pour en savoir plus	Doc. C 2 320

L'article A1.1 « Domaine d'application » des Règles BAEL précise que « certains ouvrages peuvent faire l'objet de règles particulières auxquelles il est alors fait référence ». Les textes auxquels il est fait ainsi allusion sont soit d'autres CCTG (cuves et réservoirs, par exemple), soit des documents techniques unifiés DTU (murs en béton banché), soit encore des règles, ou même seulement des recommandations professionnelles (dallages, silos...). Au cours des dernières années, ces divers textes ont fait l'objet d'une mise en conformité avec la philosophie du calcul aux états-limites, et donc avec les Règles BAEL.

Pour cette raison, une refonte totale du paragraphe consacré aux ouvrages particuliers en béton armé s'imposait. Elle s'imposait également par suite de l'évolution des techniques de construction et de la progression des solutions en béton précontraint, qui ont entraîné l'abandon progressif de certains types de constructions en béton armé, gros consommateurs de coffrages et de main-d'œuvre, encore courants il y a quelques années.

Il a donc paru plus opportun de faire état, dans cette refonte, des textes relatifs à des solutions constructives très utilisées de nos jours, telles que les murs en béton banché et les dallages. Il a également paru opportun de développer le calcul des murs de soutènement en béton armé, même si les textes concernant ces ouvrages demeurent encore à l'état de projets.

La série « Béton armé » fait l'objet de plusieurs articles :

— Béton armé	[C 2 300]
— Généralités	[C 2 301]
— Évolution des méthodes de calcul	[C 2 302]
— Règles BAEL.	
Caractères des matériaux	
Actions et sollicitations	[C 2 304]
— Règles BAEL. Sollicitations normales	[C 2 306]
— Règles BAEL.	
Sollicitations tangentes	
Sollicitations d'adhérence	[C 2 308]
— Règles BAEL.	
Dispositions constructives	
Dispositions particulières	[C 2 310]
— Règles BAEL. Établissement des projets	[C 2 312]
— Règles BAEL. Ossatures et éléments courants	[C 2 314]
— Règles BAEL. Ouvrages particuliers	[C 2 315]
— Règles BAEL. Exécution et estimation des travaux	[C 2 316]
— Règles BAEL. Pathologie et réparation des ouvrages	[C 2 317]
— Règles BAEL. Béton de granulats légers artificiel	[C 2 318]
— Règles BAEL. Comportement expérimental	[C 2 319]
— Pour en savoir plus	[C 2 320]

1. Halles industrielles

1.1 Généralités

Les ossatures des halles industrielles comportent généralement : des poteaux, des poutres principales à âme pleine ou à treillis, éventuellement des poutres-supports de chemins de roulement des ponts-roulants et/ou des poutres de planchers, une couverture.

Le faible nombre de points d'appui conduit à des portées pouvant atteindre 15 à 25 m. Avant la Seconde Guerre mondiale, les éléments constituant de tels bâtiments, de conception et de formes souvent démarquées de la construction métallique ou des charpentes en bois, étaient la plupart du temps coulés en place, avec des techniques entraînant une grande consommation de coffrages et étaielements, et de main-d'œuvre.

Actuellement, les techniques de préfabrication, associées ou non à l'emploi de la précontrainte, même si elles nécessitent l'utilisation d'engins de levage puissants, permettent de réduire les coûts d'exécution de bâtiments industriels de grandes dimensions (cf. article *Composants préfabriqués en béton par le bâtiment* [C 2 260] du présent traité).

De même, on a longtemps constitué les couvertures des ateliers par des sheds (figure 1) simples ou multiples, peu esthétiques, avec le souci d'utiliser au mieux l'éclairage naturel en évitant l'ensoleillement direct, et celles des grandes halles par des couvertures voûtées, avec arcs raidisseurs et tirants (figure 2). Là encore, la préfabrication, souvent associée à la précontrainte, a permis de réaliser des poutres à âme pleine de grande portée et, en leur donnant une hauteur variable (en forme de fronton grec), d'obtenir directement les pentes nécessaires à la toiture. Ce système conduit à des toitures plates ; toutefois, on rencontre également des couvertures en voile mince, constituées elles-mêmes par assemblage

d'éléments préfabriqués (coques ou voiles plissées autoportants, etc, cf. § 2 ci-après), mais bien souvent alors le béton armé est délaissé au profit du béton précontraint (cf. article spécialisé dans le présent traité [C 2 360]).

1.2 Chemins de roulement de ponts roulants

1.2.1 Actions à prendre en compte

Les poutres sous chemins de roulement de ponts roulants ont à supporter :

- a)
 - les **charges verticales** transmises par les galets ; ces charges doivent être indiquées par le constructeur du pont roulant, qui devrait normalement préciser le coefficient de majoration dynamique à leur appliquer ; à défaut, on détermine parfois ce coefficient à partir de celui applicable au calcul des ponts. (cf. article *Conception des ponts* [C 4 500] dans le présent traité) en réduisant toutefois de moitié la partie de ce dernier dépassant l'unité (par exemple 1,15 pour 1,30) ; cette règle n'est cependant valable que pour les ponts roulants de types courants d'ateliers de mécanique ; elle ne saurait être étendue sans risques graves à des ponts fonctionnant normalement à pleine charge et à grande vitesse, comme c'est généralement le cas des points d'aciéries ;
 - b) les **efforts horizontaux dus au freinage** tant dans le sens longitudinal (translation générale du pont) que dans le sens transversal (translation du chariot) ; à défaut de renseignements fournis par le constructeur du pont roulant, on évalue ces efforts à une certaine fraction de la réaction des galets ; on adopte souvent :
 - 1/7 de la charge de tous les galets freinés pour les forces de freinage dans le sens longitudinal,
 - 1/10 de la charge des galets, correspondant à la position la plus défavorable du chariot, pour les forces de freinage dans le sens transversal ;
 - c) éventuellement, les **efforts dus à l'action du vent** sur les poutres sous chemins de roulement et sur le pont roulant lui-même aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal ;
 - d) les **actions dues aux effets des variations dimensionnelles** (température et retrait).

1.2.2 Dispositions constructives et méthode de calcul

On est conduit généralement à prévoir (figure 3a) :

- une poutre verticale dont le plan moyen est dans l'axe des rails de roulement ;
- une poutre horizontale qui sert de table de compression en travée à la poutre verticale et qui a pour objet de résister aux efforts horizontaux s'exerçant dans le sens transversal et de les transmettre aux poteaux.

Dans le cas où les chemins de roulement de deux ponts fonctionnant dans des halles accolées sont au même niveau, la poutre horizontale peut être commune : l'ensemble des deux poutres verticales et de la poutre horizontale forme alors une section en U renversé (figure 3b).

On calcule généralement ces poutres en appliquant la méthode classique des poutres continues et en utilisant les lignes d'influence pour déterminer les effets des forces mobiles. (cf. article *Structures élastiques à plan moyen* [C 2 015] dans le présent traité).

Sous l'action des efforts dus au freinage longitudinal et au vent longitudinal, on considère l'ensemble constitué par les poutres verticales sous chemins de roulement et les poteaux qui les supportent comme un portique à n travées (figure 4). Les effets des variations dimensionnelles déterminent également dans un tel portique des sollicitations dont il convient de tenir compte.

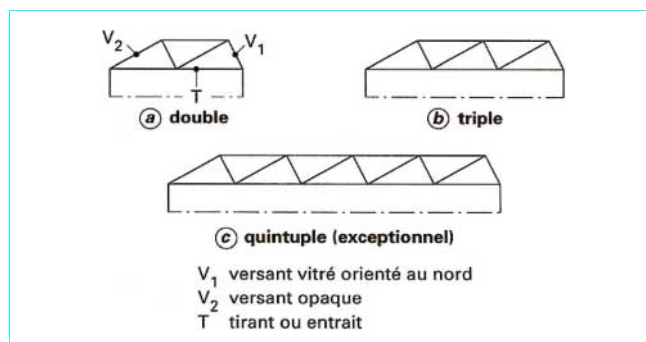


Figure 1 - Fermes-sheds triangulées

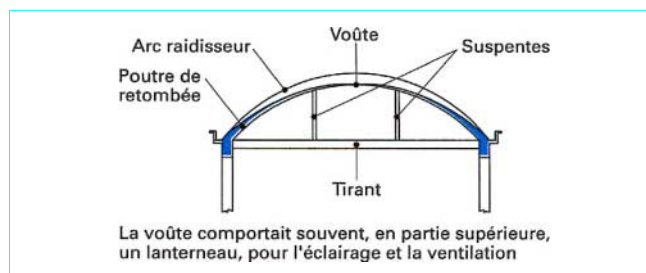


Figure 2 - Éléments d'une couverture voûtée

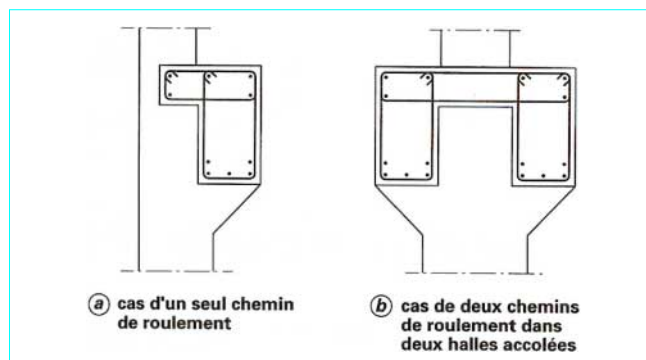


Figure 3 - Poutres sous chemins de roulement des ponts roulants

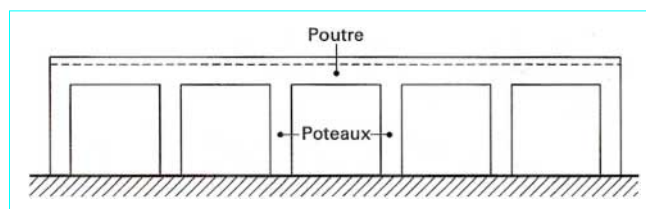


Figure 4 - Portique constitué par une poutre sous chemin de roulement et ses poteaux supports

Les poteaux supportant les poutres sont en principe encastrés à leur base ; sous l'effet des charges verticales et des efforts de freinage transversaux et longitudinaux qui peuvent s'exercer simultanément et, le cas échéant, se combiner avec l'action du vent, les poteaux sont sollicités en flexion déviée.

2. Voiles minces. Voûtes et coques

2.1 Définitions. Généralités

Un **voile mince** (cf. article spécialisé [A 320] dans le traité *Sciences fondamentales*) est un solide, limité par deux surfaces courbes voisines, dont l'épaisseur est petite par rapport aux dimensions et aux rayons de courbure des surfaces limitant le voile mince. La surface située à mi-épaisseur du voile est sa **surface moyenne**.

Un volume élémentaire, limité par quatre plans normaux à la surface moyenne et orthogonaux entre eux, et auquel sont appliquées des forces de volume et de surface réparties, est soumis sur chacun des plans qui le limitent à des contraintes normales et tangentielles.

Si ces contraintes ont une valeur constante dans l'épaisseur du voile, on a affaire à un **équilibre de membrane** et à un **voile mince sans flexion**. L'équilibre d'un élément peut être schématiquement représenté comme indiqué sur la figure 5.

Dans le cas contraire, on a affaire à des voiles avec flexion ; il s'exerce alors sur les plans limitant le volume élémentaire considéré des couples de flexion et de torsion.

Remarque : certains auteurs réservent la dénomination de *voiles minces* aux voiles sans flexion (en équilibre de membrane) et celle de *coques* aux voiles avec flexion.

Outre l'article spécialisé dans le traité *Sciences fondamentales*, les questions concernant les voiles minces et les coques sont développées :

- d'une part, dans les ouvrages généraux de Résistance des matériaux, par exemple *Résistance des Matériaux* de J. Courbon (tome I, édition Dunod) et *Résistance des Matériaux appliquée* de M. Albigès et A. Coin (tomes I et II, éditions Eyrolles) ;
- d'autre part, dans des ouvrages plus spécialisés, par exemple ceux indiqués en [97] [100] [101].

Les voiles minces et les coques ont reçu des applications nombreuses et variées dans la réalisation de couvertures. Le lecteur en trouvera notamment des exemples en [100].

2.2 Couvertures en voiles plissés

Il s'agit de couvertures formées de voiles plans associés de façon à former des dièdres, des éléments prismatiques de section transversale trapézoïdale, ou des compositions plus originales [100] permettant de réaliser certains effets architecturaux dans les locaux de grandes dimensions (salles d'exposition, de congrès, etc.).

Les calculs sont souvent conduits suivant la méthode dite de la *poutre profilée*. Les dispositions de ferrillage s'apparentent à celles préconisées pour les parois fléchies (cf. [C 2 314]).

Pour plus de détails, le lecteur pourra se reporter utilement en [98].

2.3 Sheds conoïdes

Les sheds conoïdes permettent de réaliser des couvertures en shed d'ouverture assez grande.

La surface non vitrée est un conoïde dont les directrices sont (figure 6) :

- d'une part, un arc de fibre moyenne généralement circulaire, de flèche assez grande, dont le plan moyen est vertical ou peu incliné sur la verticale ;
- d'autre part, un arc de fibre moyenne généralement circulaire, de flèche beaucoup plus petite que le premier ; dans certains cas, on a même adopté une directrice rectiligne.

Les génératrices sont parallèles à un plan vertical normal au plan des surfaces vitrées.

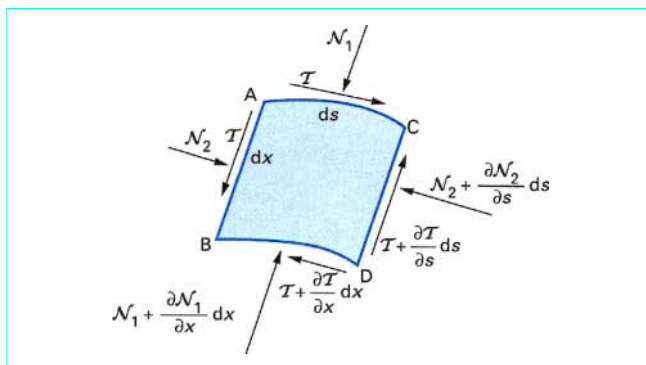


Figure 5 – Éléments de voile mince. Équilibre de membrane

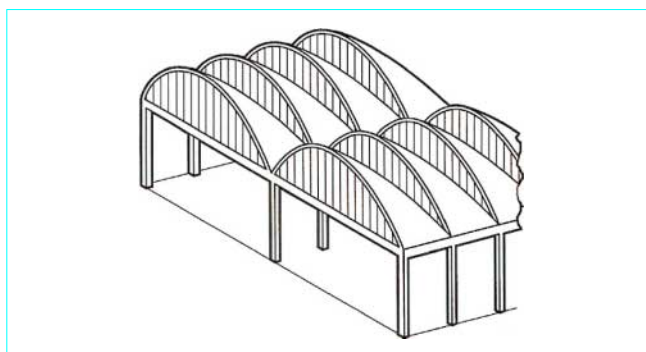


Figure 6 – Sheds conoïdes

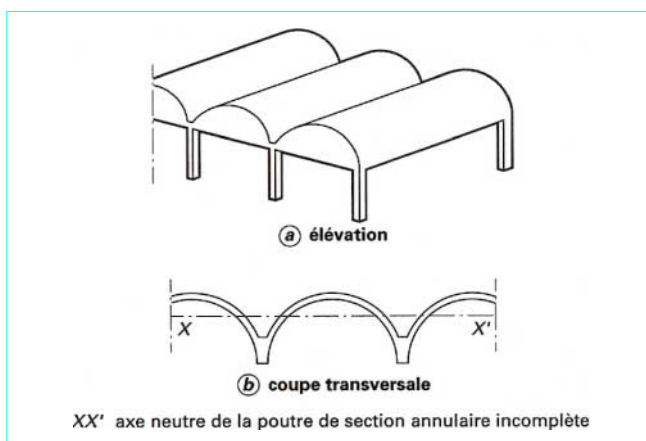


Figure 7 – Voûtes cylindriques autoportantes

2.4 Voûtes autoportantes

On désigne plus spécialement sous le nom de **voûtes autoportantes** des voûtes cylindriques comportant des tympans rigides et fonctionnant comme des poutres portant dans le sens des génératrices. On a construit des couvertures voûtées composées de telles voûtes accolées (figure 7a).

Dans cette solution, la voûte entière constitue une poutre de section annulaire incomplète (figure 7b). Les tirants sont placés

dans les tympans. On peut ainsi, avec des épaisseurs réduites, réaliser de grandes portées et avoir des parties de voûtes en porte à faux.

D'autres types de coques autoportantes (à double courbure par exemple), souvent préfabriquées, sont également utilisés. Leur exécution fait le plus souvent appel au béton précontraint.

2.5 Coques

2.5.1 Couvertures en paraboloïde hyperbolique

Les paraboloïdes hyperboliques peuvent être considérés comme des conoïdes dont les directrices sont des droites non concourantes ; un plan parallèle aux deux directrices définit une deuxième famille de génératrices rectilignes. Chaque point peut être défini par le croisement de deux génératrices qui forment le plan tangent à la surface au point considéré ; cette propriété permet une réalisation commode des coffrages qui explique la faveur de cette solution tant dans les ouvrages industriels que dans certains édifices publics.

2.5.2 Coupôles sphériques et ellipsoïdales

On a réalisé des couvertures en forme de coupôles sphériques ou ellipsoïdales, dont quelques-unes ont des dimensions importantes. Certaines coupôles sphériques sont en plein cintre, mais la plupart sont surbaissées, la pente de la tangente à la surface moyenne ne dépassant pas 30/100.

3. Murs en béton banché

Un mur en béton banché est un ouvrage en béton vertical, coulé à son emplacement définitif dans la construction entre deux coffrages (« banches »), plans ou courbes, de grandes dimensions, maintenus à écartement constant.

Les murs en béton banché comprennent habituellement des armatures de comportement ; ils ne sont toutefois considérés comme armés que s'ils contiennent, en plus, des armatures calculées en vue d'assurer leur stabilité.

Le DTU 23.1 [81] définit à la fois les règles de conception et les règles de calcul des murs en béton banché. Dans ce qui suit, on ne s'attache qu'aux secondes.

3.1 Classification des murs de façade

Dans son annexe « Guide pour le choix des types de murs de façade en fonction du site », le DTU 23.1 définit quatre types principaux de murs en fonction de l'exposition à la pluie, classés par ordre de résistance croissante au passage de l'eau :

- les murs ne comportant aucun revêtement étanche sur leur parement extérieur et soit :
 - aucune coupure de capillarité dans leur épaisseur (type I),
 - une coupure de capillarité continue dans leur épaisseur (type II),
 - une coupure de capillarité continue réalisée par une lame d'air, à la base de laquelle sont prévus des dispositifs de collecte et d'évacuation vers l'extérieur des eaux d'infiltration éventuelles (type III) ;
- les murs comportant un revêtement étanche sur leur parement extérieur (type IV).

Un tableau du DTU 23.1 indique le type minimal à prévoir en fonction de l'exposition, elle-même fonction de divers facteurs (situation, hauteur, etc).

3.2 Matériaux

■ Béton

Le dosage minimal en ciment est de :

- 300 kg/m³ en général et, en particulier, pour les murs extérieurs placés dans des conditions normales d'exposition, ou protégés par un revêtement rapporté ;
- 350 kg/m³ pour les murs exposés aux embruns ou aux brouillards salins.

L'affaissement mesuré au cône d'Abrams doit être compris entre 8 et 16 cm.

■ Acier

Le DTU 23.1 demande que le ferrailage d'un mur en béton banché soit convenablement raidi. Il en est ainsi lorsque l'on emploie comme armatures des panneaux de treillis soudé.

3.3 Dispositions constructives minimales

3.3.1 Généralités

Un mur est caractérisé par (figure 8) :

- son épaisseur a ;
- sa hauteur libre ℓ (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 libre de flambement ℓ_f (déterminée comme indiqué au § 3.4.1) ;
- une excentricité initiale e .

Le DTU 23.1 ne s'applique qu'aux murs remplissant les conditions suivantes :

- épaisseur : $a \geq 0,10$ m ;
- longueur : $c \geq 5a$;
- $\ell_f/a \leq 23$ (ce qui correspond à un élancement mécanique $\lambda \leq 80$) ;
- excentricité initiale e : au plus égale à la plus grande des deux valeurs 2 cm et $\ell_f/300$.

De plus, la résistance caractéristique f_{c28} prise en compte dans les calculs ne doit pas être supérieure à 40 MPa.

Dans le cas où l'une quelconque des conditions précédentes n'est pas remplie, la justification de la stabilité est faite au moyen des règles applicables aux poteaux (cf. [2 306]).

Les murs, qu'ils soient armés ou non pour la transmission des efforts pris en compte, subissent de multiples sollicitations (retrait différentiel dû aux phases de coulage ou à leur grande épaisseur par exemple, effets des variations thermohygrométriques ou des actions climatiques), qui nécessitent de prendre à certains niveaux des dispositions constructives minimales. Les armatures correspondantes sont dites « armatures de comportement ».

Si la justification de la stabilité et de la résistance du mur ne nécessite pas d'autres armatures, le mur est dit « non armé » ; dans le cas contraire, il est dit « armé ».

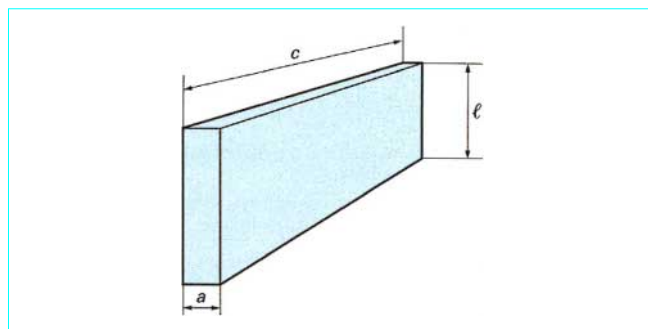


Figure 8 – Notations pour définir les dimensions d'un mur

3.3.2 Armatures de comportement

Dans ce qui suit, on utilise les désignations abrégées suivantes :

- 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.

3.3.2.1 Chaînages horizontaux (CH)

Ces chaînages sont à prévoir :

- au croisement de chaque mur avec un plancher ;
- en ceinturage de façade lorsque la tranche du plancher est visible de l'extérieur ou dans le cas de façade maçonnée.

Les armatures constituant ce chaînage doivent être disposées dans le volume commun au mur (ou façade) et au plancher ainsi que dans deux bandes de plancher de largeur au plus égale à quatre fois l'épaisseur de ce dernier et situées de part et d'autre du mur (une seule bande dans le cas d'une façade).

Elles doivent être ancrées à partir des extrémités des murs (ou façade) et présenter sur la longueur du chaînage les recouvrements nécessaires. Leur section $A(\text{cm}^2)$ doit être telle que :

- $A \geq 1,5 \text{ cm}^2$ dans le cas d'un chaînage entre un plancher et soit un mur de pignon, soit un mur contre terre, soit encore une façade (maçonnée ou coulée en place) ;
- $A \geq 0,28 L$ ou L désigne la somme, en mètres, des largeurs des deux bandes de plancher situées de part et d'autre du mur considéré qui reportent leurs charges verticales sur ce mur.

3.3.2.2 Armatures des murs intérieurs

Il s'agit des murs dont une fissuration accidentelle ne compromettrait pas l'étanchéité de la construction. Sont conventionnellement considérés comme tels les murs qui ne sont pas directement exposés à la pluie (murs de refend), les murs situés de part et d'autre d'un joint de dilatation, ainsi que les murs de façade de type IV (cf. § 3.1). En revanche, les murs comportant des enduits d'étanchéité adhérents sont assimilés à des murs extérieurs (§ 3.3.2.3).

La figure 9 résume schématiquement les dispositions à adopter pour de tels murs.

En plus des armatures RV, il est bon de prévoir, au niveau des planchers, des armatures en attente AT, qu'elles soient localisées sous forme de petits potelets triangulaires disposés tout les deux ou trois mètres, ou réparties sous forme de panneaux de treillis soudés ; de telles armatures participent à la stabilité de la construction.

3.3.2.3 Épaisseurs et armatures des murs extérieurs

Une fissuration éventuelle de ces murs compromettrait l'étanchéité de la construction.

En partie courante, il faut :

- $a \geq 15 \text{ cm}$ pour les murs des types I à III (cf. § 3.1) ;
- $a \geq 12 \text{ cm}$ pour les murs de type IV.

■ Pour les murs autres que les murs de type IV non revêtus d'enduits d'étanchéité adhérents, pour lesquels il convient de se reporter au paragraphe 3.3.2.2, le ferrailage formant « armature de peau » est constitué principalement par un panneau P 99 V de la gamme ADETS, placé côté extérieur en réservant un enrobage de :

- 3 cm dans les cas d'exposition courante et, sous réserve qu'il existe une protection complémentaire efficace de l'acier et du béton, dans les cas d'exposition aux embruns, aux brouillards, ou à des atmosphères agressives ;
- 5 cm lorsque cette protection complémentaire n'existe pas.

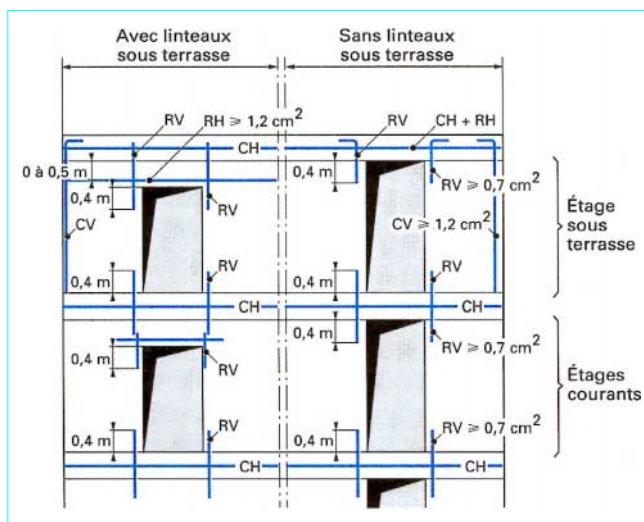


Figure 9 – Armatures de comportement des murs intérieurs

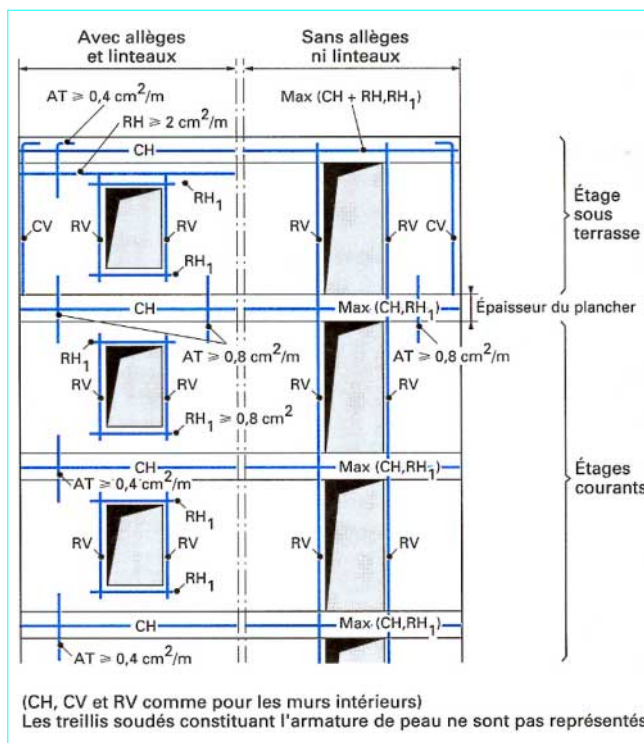


Figure 10 – Armatures de comportement des murs extérieurs

Les panneaux P 99 V sont conçus pour assurer eux-mêmes le recouvrement des aciers verticaux d'étage, mais si nécessaire, on peut prévoir des barres FeE500 en attente, placées du côté extérieur du mur au niveau des planchers des étages courants, représentant $0,4 \text{ cm}^2/\text{m}$, et de longueur au moins égale à 80 cm plus l'épaisseur du plancher.

La figure 10 résume schématiquement les dispositions à adopter pour les chaînages et les renforts. Au niveau de l'avant-dernier plancher, la section de $0,8 \text{ cm}^2$ d'acier vertical peut être obtenue

soit par des AT ancrées de part et d'autre de ce plancher, soit par recouvrement des panneaux de treillis soudés de l'étage sous terrasse avec ceux de l'étage immédiatement au-dessous de celui-ci.

Dans les étages courants, les aciers inférieurs des linteaux résultent des calculs de béton armé ; leur section ne peut être inférieure à $0,8 \text{ cm}^2$.

3.3.2.4 Armatures de liaison des murs superposés

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

Dans le cas d'un mur armé surmonté par un mur non armé, ces aciers sont ancrés à partir du nu inférieur du plancher de transition. Si le mur supérieur est également un mur armé, il suffit de réaliser le recouvrement des armatures, éventuellement à l'aide de barres en attente de section équivalente.

3.4 Justification de la stabilité et de la résistance d'un mur. Armatures

3.4.1 Longueur de flambement d'un mur

Un mur peut être ou non raidi latéralement (par exemple, par un mur en retour). Un raidisseur ne peut être pris en compte que si sa dimension transversale, mesurée suivant la direction perpendiculaire au mur est au moins égale à trois fois l'épaisseur de celui-ci (cf. figure 13a). Lorsque cette condition n'est pas satisfaite, l'ensemble mur-raideur doit être vérifié comme un poteau.

3.4.1.1 Longueur de flambement d'un mur non raidi

Cette longueur est désignée par ℓ'_f .

■ Méthode simpliste de détermination de ℓ'_f

À défaut d'une méthode plus rigoureuse, on peut retenir pour le rapport ℓ'_f/ℓ (où ℓ représente la hauteur libre du mur) les valeurs du tableau 1, tiré du DTU 23.1.

Tableau 1 – Valeurs forfaitaires du rapport de la longueur de flambement ℓ'_f d'un mur non raidi à sa hauteur libre ℓ

	Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied : – avec un plancher de part et d'autre – avec un plancher d'un seul côté	0,80 0,85	0,85 0,90
Mur articulé en tête et en pied	1,00	1,00

■ Détermination de ℓ'_f par les méthodes de la Résistance des Matériaux

La méthode précédente n'est acceptable que si tous les étages sont identiques. Lorsqu'il n'en est pas ainsi, il est préférable d'évaluer ℓ'_f de manière plus précise, en appliquant les méthodes de la Résistance des Matériaux.

On peut, par exemple, utiliser l'abaque de Jackson et Moreland (figure 12), qui permet d'évaluer ℓ'_f en tenant compte des conditions d'encastrement aux deux extrémités supérieure (N) et inférieure (S) du mur.

Pour chacune de ces extrémités, on calcule le rapport :

$$k = \frac{\sum (I_m / \ell_m)_{\text{murs}}}{\sum (\alpha_p I_p / \ell_p)_{\text{poutres}}}$$

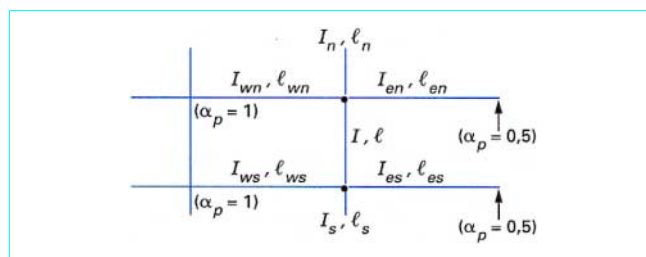


Figure 11 – Notations prises en compte pour l'abaque de Jackson et Moreland

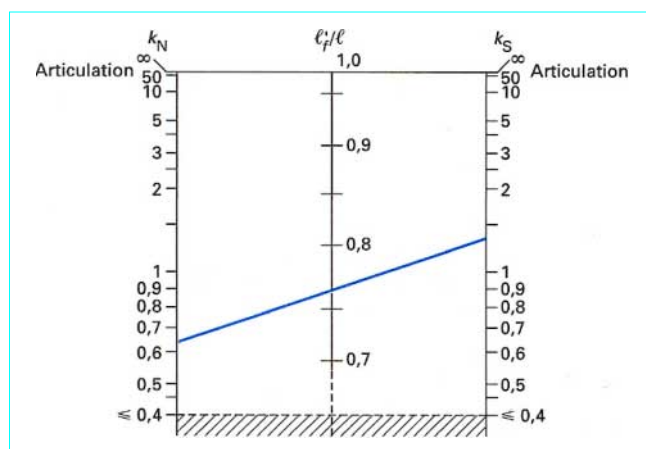


Figure 12 – Abaque de Jackson et Moreland

le numérateur étant relatif aux moments d'inertie et portées des murs de part et d'autre du nœud (N ou S selon le cas) et le dénominateur, aux moments d'inertie et portées des planchers aboutissant à ce nœud.

α_p est un coefficient tenant compte des conditions d'encastrement des planchers à l'extrémité opposée :

- pour une extrémité opposée encastrée élastiquement ou rigidement : $\alpha_p = 1$;
- pour une extrémité opposée simplement appuyée : $\alpha_p = 0,5$;
- pour un porte-à-faux, ou une absence de plancher du côté considéré : $\alpha_p = 0$.

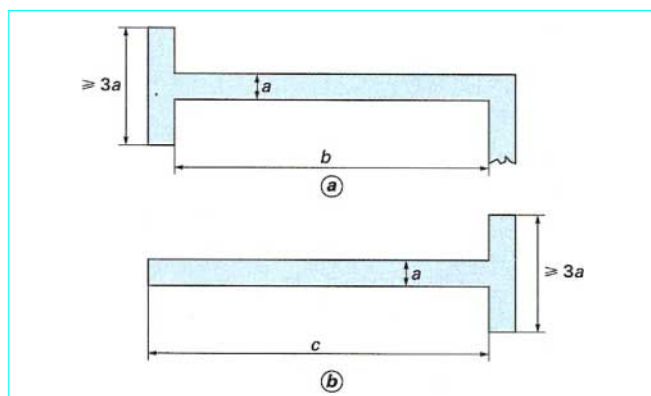
En adoptant les notations de la figure 11 où les indices n, s, e , w qui se réfèrent à la rose des vents ($W = \text{west} = \text{ouest}$) permettent de repérer les positions respectives – en haut, en bas, à droite, à gauche – des différents éléments, on a, pour les conditions d'appui indiquées sur cette figure :

$$k_N = \frac{k + k_n}{0,5 k_{en} + k_{wn}} \text{ et } k_S = \frac{k + k_s}{0,5 k_{es} + k_{ws}}$$

$$\text{avec } k = \frac{I}{\ell} ; k_n = \frac{I_n}{\ell_n} ; k_s = \frac{I_s}{\ell_s} ; k_{en} = \frac{I_{en}}{\ell_{en}} ; k_{es} = \frac{I_{es}}{\ell_{es}} ; k_{wn} = \frac{I_{wn}}{\ell_{wn}} ; k_{ws} = \frac{I_{ws}}{\ell_{ws}}$$

Lorsque les murs aboutissant au nœud considéré ne sont pas armés, il convient, par prudence, de déterminer ℓ'_f à partir des valeurs de k_N et k_S majorées de 50 %.

Pour ℓ'_f/ℓ , il est conseillé, dans tous les cas, de ne pas prendre en compte de valeurs inférieures à 0,7.

Figure 13 – Définition des quantités b et c

3.4.1.2 Longueur de flambement d'un mur raidi

Cette longueur, désignée par ℓ_f , se déduit de la longueur ℓ'_f que l'on aurait sans raidisseurs.

Pour un mur raidi à ses deux extrémités (figure 13a), on désigne par b la distance séparant les deux raidisseurs. Pour un mur raidi à une seule de ses extrémités (figure 13b), on pose $b = 2,5 c$.

On prend :

— dans le cas d'un mur non armé horizontalement :

$$\ell_f = \text{Max} \left[\frac{\ell'_f}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{\ell'_f}{b} \right)^2} ; \frac{b}{1,5} \right]$$

— dans le cas d'un mur armé horizontalement :

$$\ell_f = \text{Max} \left[\frac{\ell'_f}{1 + \left(\frac{\ell'_f}{b} \right)^2} ; \frac{b}{2} \right]$$

3.4.2 Effort normal agissant ultime

■ Dans le cas général, s'il n'y a que des charges verticales réparties, l'effort normal agissant ultime N_u résulte de la combinaison d'actions :

$$1,35 G + 1,5 Q \quad (1)$$

avec G charges permanentes,

Q charges d'exploitation.

Remarque : il est rappelé que l'écriture de la formule (1), ainsi que celle des formules (2), (3) et (4) données plus loin, est symbolique et vectorielle et signifie « on combine les effets de... avec ceux de... » sans que le(s) signe(s) + ai(en)t nécessairement le caractère d'une addition algébrique.

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 [40]. Pour évaluer ces charges, on peut admettre la discontinuité des planchers au droit des murs ; 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 des bâtiments ne comportant que 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 (cf. § 3.4.3 ci-après), la contrainte normale verticale ultime agissant sur une bande d'un mur, d'épaisseur a et de longueur d , est :

$$\sigma_u = \frac{N_u}{ad}$$

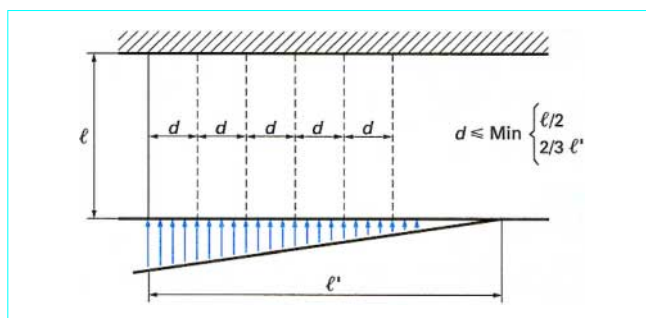


Figure 14 – Décomposition en bandes d'un mur non uniformément chargé

Si les charges sont uniformément réparties, cette contrainte est uniforme. Si les charges varient le long du mur, les calculs s'effectuent par bandes de mur en prenant pour N_u la valeur moyenne dans chaque bande considérée. La largeur d de chaque bande est alors choisie en sorte que (figure 14) :

$$d \leq \text{Min} \left[\frac{\ell}{2} ; \frac{2}{3} \ell' \right]$$

avec ℓ hauteur libre du mur,

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

■ Lorsqu'on tient compte des effets du vent, il faut considérer les sollicitations résultant des combinaisons :

$$1,35 G + 1,5 Q + W \quad (2)$$

$$1,35 G + Q + 1,5 W \quad (3)$$

où W est pris égal à 1,2 fois le vent normal des Règles NV 65.

Dans les régions sujettes au séisme, il faut en outre considérer les sollicitations résultant de la combinaison :

$$G + F_A + \gamma_A Q \quad (4)$$

où F_A et γ_A sont définis par les documents particuliers du marché et/ou par les Règles parasismiques.

Les forces horizontales dues au vent et les charges verticales, de même que les effets du séisme, développent des sollicitations de flexion composée. Là encore, on admet que la distribution des contraintes normales verticales dans chacun des éléments de mur limités par des ouvertures est plane. Les vérifications se font par bandes de mur (figure 14) 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, qui doit être estimée (voir DTU 23.1) en recherchant une distribution de contraintes rectangulaire ou triangulaire équilibrant les sollicitations.

3.4.3 Justifications de la résistance d'un mur

Les vérifications sont à faire :

— d'une part, pour la section I à mi-hauteur du mur ;

— d'autre part, pour la section II située immédiatement au-dessus d'un plancher.

Dans l'un et l'autre cas, il faut tenir compte du supplément de contrainte dû aux charges localisées susceptibles d'agir dans la section II. On admet que ces charges se diffusent uniformément à l'intérieur d'une zone délimitée par deux plans inclinés sur la verticale avec une pente égale à 1/3 dans le cas d'un mur non armé, et à 2/3 dans le cas d'un mur armé (figure 15).

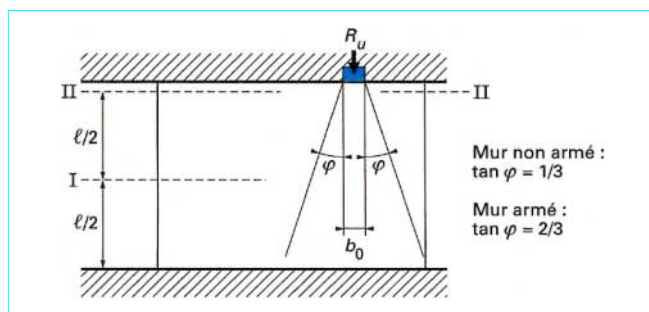


Figure 15 – Définition des sections I et II et diffusion des charges localisées

Par exemple, si R_u désigne la réaction d'appui d'une poutre continue de largeur b_0 perpendiculaire à un mur de largeur a et de hauteur ℓ , le supplément local de contrainte est :

— au niveau de la section II, immédiatement au-dessous du plancher :

$$\Delta\sigma_u = \frac{R_u}{ab_0}$$

— au niveau de la section I, à mi-hauteur du mur :

$$\Delta\sigma_u = \frac{R_u}{a(b_0 + \ell \tan \varphi)}$$

avec $\tan \varphi = 1/3$ dans le cas d'un mur non armé, et $2/3$ dans le cas d'un mur armé.

Si p_u désigne la charge ultime uniforme par unité de longueur en tête de mur, la bande de largeur $d_1 = b_0 + \ell \tan \varphi$ supporte :

— dans la section I, une force par unité de longueur :

$$N_{u_i} = p_u + \frac{R_u}{d_1}$$

— dans la section II, une force par unité de longueur :

$$N_{u_{II}} = p_u + \frac{R_u}{b_0}$$

Selon les principes généraux du calcul aux états-limites, les conditions à vérifier sont :

■ **dans la section I :**

$$N_{u_i} \leq N_{u \text{ lim}} \quad (5)$$

$$\text{avec } N_{u \text{ lim}} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

où (unités m^2, m) $B_r = d(a - 0,02)$, d étant la longueur de la bande de mur considérée, et :

— pour un mur non armé ($A = 0$) :

$$\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} \quad \text{où } \lambda = \frac{\ell_f \sqrt{12}}{a}$$

— pour un mur armé :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\text{ou } \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } \lambda > 50$$

Ces valeurs de α correspondent au cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours. Dans le cas contraire, les valeurs de α doivent être divisées par 1,10, sous réserve que la majorité des charges soit appliquée après 28 jours. Si cette dernière condition n'est pas remplie, on remplace f_{c28} par f_{c_j} ($j < 28$) et α par $\alpha/1,2$.

■ **dans la section II**, où les effets de l'éclatement λ ne se font pas sentir :

$$N_{u_{II}} \leq \frac{N_{u \text{ lim}}}{\alpha}$$

Remarque : les conditions données sont équivalentes aux conditions :

$$(\sigma_u)_I \leq \sigma_{u \text{ lim}} \quad \text{ou} \quad (\sigma_u)_{II} \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$$

déduites des précédentes en divisant les deux membres par la largeur a du mur.

3.4.4 Marche à suivre pour le calcul d'un mur

1. Calculer la longueur de flambement ℓ_f correspondant à un mur non armé (cf. § 3.4.1).

$$2. \text{ Calculer la quantité } v_{u_0} = \frac{65}{135 + 3,6 \left(\ell_f / a \right)^2}$$

Remarque : v_{u_0} correspond à la valeur que prend $N_{u \text{ lim}}$,

$$\text{lorsque l'on y fait } A = 0, \alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} \quad \text{et } \lambda = \frac{\ell_f \sqrt{12}}{a}.$$

On trouve :

$$v_{u_0} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{B_r f_{c28}} = \frac{0,65}{1,35 + \frac{0,36}{100} \left(\frac{\ell_f}{a} \right)^2}$$

3. Calculer pour la bande de mur considérée, d'épaisseur a et de longueur d ($d = 1 \text{ m}$ si N_u est exprimé en MN/m) :

$$B_r = (a - 0,02) d \quad (\text{m}^2, \text{m})$$

$$\text{et } v_u = \frac{k N_{u_i}}{B_r f_{c28}} \quad (\text{MN}, \text{m}^2, \text{MPa})$$

où N_{u_i} désigne l'effort ultime agissant dans la section I sur la bande de longueur d considérée, et k un coefficient qui prend les valeurs :

- 1 si plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours ;
- 1,1 si plus de la moitié des charges est appliquée après 28 jours et avant 90 jours ;
- 1,2 si la majeure partie des charges est appliquée à un âge j inférieur à 28 jours ; dans ce cas, il faut aussi substituer f_{c_j} à f_{c28} .

4. Si $v_u \leq v_{u_0}$, le mur n'a pas besoin d'être armé : $A = 0$.

Si $v_u > v_{u_0}$, le mur doit être armé. Il faut alors prévoir :

- des armatures verticales ;
- des armatures horizontales, parallèles aux faces du mur ;
- des armatures transversales horizontales.

Ces armatures se déterminent comme indiqué ci-après.

3.4.5 Armatures verticales

La section A_v de ces armatures est tirée de l'inégalité (5) qui, en posant $\beta = \frac{0,85}{\alpha}$ peut s'écrire :

$$A_v \geq \frac{1,3}{f_e} \left(\beta N_{u_i} - \frac{B_r f_{bu}}{0,9} \right)$$

avec $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$,
 $\gamma_b = 1,5$ en général.

(unités : m², MN, MPa).

Pour tenir compte de l'âge auquel sont appliquées les charges, β doit, éventuellement, être multiplié par le coefficient k ci-dessus défini.

Pour chaque bande verticale de longueur d, la section A_v des armatures ainsi déterminées ne doit pas être inférieure à une section minimale définie par :

$$\frac{(A_v)_{\min}}{ad} = \text{Max} \left[0,001 ; 0,001 \, 2 \, \theta \left(3 \frac{N_{u1}}{N_{u\lim}} - 1 \right) \right]$$

avec θ = 1 pour un mur intermédiaire,

θ = 1,4 pour un mur de rive.

La section A_v ≥ (A_v)_{min} doit être répartie par moitié au voisinage de chacune des faces de la bande de mur considérée. La distance entre axes des armatures d'une même face doit être au plus égale à Min [2 a ; 33 cm].

3.4.6 Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées de façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; elles sont retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur son épaisseur (figure 16).

Si A_v représente la section totale des armatures verticales de la bande de mur la plus armée, exprimée en cm², et (A_h)_{min} la somme des sections des barres horizontales en cm²/m, le pourcentage minimal des armatures horizontales, rapporté à l'unité de longueur du mur ou de l'élément de mur considéré, est défini par :

$$\frac{(A_h)_{\min}}{100a} = \text{Max} \left[0,001 ; \frac{2}{3} \frac{A_v}{ad} \right]$$

La distance entre axes des armatures d'une même face doit être au plus égale à 33 cm.

3.4.7 Épingles horizontales perpendiculaires aux faces des murs

Seuls les aciers verticaux (de diamètre Ø ≤ 12 mm) pris en compte dans le calcul de N_{u lim} doivent être maintenus par des épingles transversales, à raison d'au moins 4 par m², c'est-à-dire suivant les nœuds d'une maille dont la plus grande dimension n'excède pas 50 cm.

3.5 Justification sous sollicitation tangente dans le plan du mur

Sous réserve que l'effort normal sollicitant le mur soit une compression, il n'y a pas lieu de justifier un mur sous sollicitation tangente ultime tant que :

$$\tau_u \leq 0,05 f_{c28}$$

Dans le cas contraire, cette justification et le calcul des aciers éventuellement nécessaires doivent être faits par application des Règles BAE (sans tenir compte des dispositions constructives minimales que prévoient les Règles pour ces aciers).

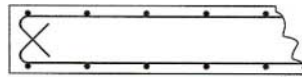


Figure 16 – Exemple de disposition des armatures horizontales

4. Dallages

4.1 Généralités

Le présent texte, qui vise principalement les dallages à usage industriel, se fonde sur les **Règles professionnelles pour les travaux de dallage** [178]. Il convient de se reporter à ces dernières pour les problèmes relatifs à la reconnaissance des sols, pour un certain nombre de détails concernant les conditions d'exécution des dallages, ainsi que pour tout ce qui concerne les dallages d'habitation, les dallages de chambres froides et les dallages chauffants.

Suivant les charges qu'ils sont appelés à supporter, on distingue plusieurs types de dallage, regroupés en deux familles (tableau 2) :

- les dallages à usage d'habitation ;
- les dallages à usage industriel.

Tableau 2 – Classification des dallages

	Charge statique répartie (kN/m ²)	et/ou Charge roulante par essieu (kN)
Dallages à usage d'habitation	≤ 2,5	≤ 15
Dallages à usage industriel : – destinés au stockage et supportant une circulation légère (1)..... – courants – lourds	< 8 < 20 < 120	≤ 25 < 60 < 120

(1) Les dallages pour salles omnisports et pour gymnases entrent dans cette catégorie.

Les Règles professionnelles [178] ne visent que les dallages de type « rigides », conçus pour limiter les déformations du sol sous-jacent. Les dallages capables de s'adapter à ces déformations, ou dallages « souples », de même que les dallages qui auraient à supporter des charges permanentes supérieures aux valeurs maximales du tableau 2, sont totalement exclus du domaine d'application de ces Règles.

4.2 Conception d'un dallage

Avant toute étude d'un dallage, il est indispensable d'effectuer une reconnaissance ou une étude préliminaire du terrain.

Le choix et le nombre des essais de sondage varient en fonction de l'importance de l'opération. Ce nombre peut varier de 3 pour un pavillon isolé à 8 pour un entrepôt de 10 000 m². Pour les très grandes surfaces (> 20 000 m²), il est normalement d'un sondage tous les 2 500 m².

Pour améliorer le module de réaction du sol sous le corps du dallage, il est généralement nécessaire d'interposer entre ce dernier et le terrain en place une couche de fondation. La valeur du module

de réaction du sol, encore appelé **module de Westergaard**, et désigné par K_w , est déterminée par un essai à la plaque ou encore à partir de l'essai LCPC ou de l'indice portant CBR.

Pour un même type de forme, les valeurs obtenues peuvent varier dans une large fourchette (à titre d'exemple, de 60 à 200 MPa/m, aussi bien pour un sable dense que pour une grave compacte ou une grave laitier).

4.3 Constitution d'un dallage

Un dallage se compose de trois parties (figure 17) :

- une **forme** (ou sous-couche, ou encore fondation) constituée de matériaux disposés sur une certaine épaisseur en une ou plusieurs couches, choisis, mis en œuvre et fortement compactés de manière à obtenir une plate-forme saine et stable, apte à recevoir le corps du dallage ;
- le **corps de dallage** proprement dit, constitué par une dalle en béton armé ou « non armé », coulée en place sur la forme ;
- une **finition** ou un **revêtement** , permettant de satisfaire aux spécifications concernant les tolérances géométriques d'emploi et de donner au dallage les qualités de surface désirées, tout en assurant une certaine résistance aux actions mécaniques telles que celles dues aux engins de manutention ainsi qu'aux actions chimiques éventuelles, etc.

4.3.1 Forme ou sous-couche

Le tableau 3 indique, à titre d'exemples, quelques solutions possibles pour constituer la forme d'un dallage.

4.3.2 Corps du dallage

a) Béton

Le dosage minimal en ciment recommandé est de 300 kg/m³. La consistance du béton doit permettre un serrage efficace. L'affaissement au cône d'Abrams est normalement compris entre 9 et 12 cm, ou même davantage en cas de béton pompé.

Les Règles professionnelles définissent la contrainte de rupture par flexion-traction (σ_R), la résistance nominale du béton en flexion-traction (σ_N , au sens des Règles CCBA 68), la résistance caractéristique (σ_{CAR}) ainsi que la contrainte de rupture par traction mesurée au moyen d'un essai brésilien.

Le tableau 4 indique la correspondance entre ces différentes notions ainsi que la corrélation approximative avec le dosage en ciment.

b) Armatures

Pour tous les types de dallage, l'armature la plus appropriée est le treillis soudé.

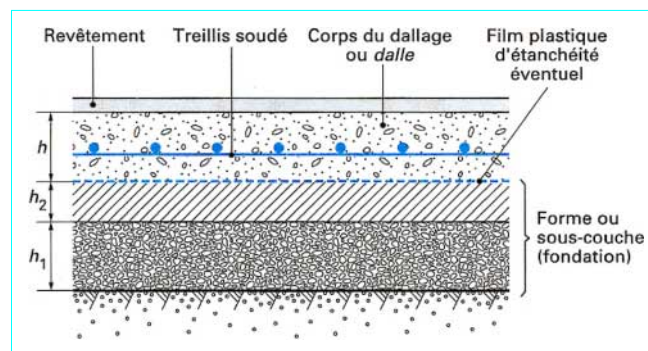


Figure 17 – Différentes parties d'un dallage

Tableau 3 – Constitutions-types de formes pour des dallages (voir figure 17)

Type de dallage		Nature et épaisseur des couches		Dalle (hors chape) h
		h_1	h_2	
Dallages légers (pavillons)		Sable propre sur 10 à 15 cm	0	8 à 10 cm
		Tout-venant de carrière ou granulats concassés sur 10 à 15 cm	Sable sur 2 à 5 cm	8 à 10 cm
Dallages supportant des charges	moyennes ($\approx 10 \text{ kN/m}^2$)	Grave maigre ou tout-venant de laitier sur 15 à 20 cm	Sable sur 2 à 3 cm	15 cm
		Béton maigre sur 10 cm	0	12 à 15 cm
	élevées ($> 10 \text{ kN/m}^2$)	Sable sur 15 cm	Granulats concassés ou tout-venant sur 20 à 25 cm, surmontés par 2 à 3 cm de sable	15 cm
		Tout-venant sur 10 à 15 cm	Béton maigre sur 10 cm	15 cm
		Sable compacté ou tout-venant sur 15 cm	Grave-ciment sur 15 cm	15 à 20 cm
		Tout-venant compacté sur 30 cm	Sable sur 3 cm	15 à 20 cm

Tableau 4 – Correspondance entre les différentes définitions des contraintes de rupture du béton

Contraintes de rupture en traction		Valeur nominale	Valeur caractéristique	À titre indicatif et approximativement		
par flexion	essai brésilien			Résistance nominale à la compression	Résistance caractéristique à la compression	Dosage en ciment CPA 45
σ_R (MPa)	$\approx 0,75 \sigma_R$ (MPa)	$\approx 0,6 \sigma_R$ (MPa)	$\approx 0,86 \sigma_N$ (MPa)	σ'_N (MPa)	$\approx 0,9 \sigma'_N$ (MPa)	(kg/m ³)
3,2	2,40	1,9	1,6	20	18	275
3,7	2,75	2,2	1,9	25	22	325
4,2	3,15	2,5	2,2	30	27	350

(1) Notations BAEI : $\sigma_{CAR} \approx f_{t28}$; $0,9 \sigma'_N = f_{c28}$
(2) Dosage minimal.

■ Dans un dallage dit **non armé**, le béton équilibre seul les contraintes de traction dues aux moments de flexion. Il est cependant prévu une armature en treillis soudé ; celui-ci joue alors un rôle souvent qualifié, par abus de langage, d’« antifissuration ». Un tel treillis ne peut guère s’opposer à la fissuration du béton : il ne peut qu’assurer une certaine répartition de celle-ci. Afin d’éviter les conséquences de tassements différentiels entre panneaux de dalle, le treillis soudé n’est pas interrompu au droit des joints et passe sous les règles de coffrage, c’est-à-dire dans la moitié inférieure du dallage.

Les plots de calage permettant de respecter les conditions d’enrobage doivent être suffisamment rapprochés pour que le treillis soudé ne vienne pas reposer sur la forme, du fait de sa déformation entre les plots.

■ Dans un dallage **armé**, la section des treillis soudés, de même que leur position, selon le signe du moment de flexion à équilibrer, découlent directement des résultats du calcul.

L’enrobage doit être conforme aux Règles BAEL, compatible avec le mode d’exécution, et au moins égal à 20 mm.

Le diamètre du plus gros fil des treillis soudés employés doit être au plus égal à $h/10$, h étant l’épaisseur du dallage.

L’écartement des fils ne doit pas excéder :

- 3,5 h pour un dallage n’ayant à supporter que des charges réparties ;
- 2 h en cas de charges localisées.

Le recouvrement des panneaux de treillis soudé doit être réalisé, dans chaque direction, en sorte que l’ancrage total (cf. [C 2 308]) soit assuré.

4.3.3 Revêtement ou finition

Après coulage du corps de dallage, le dressage de la surface s’effectue au moyen de règles vibrantes tirées sur des guides préalablement mis de niveau à la lunette.

Après vibration, talochage et exécution d’une cure particulièrement soignée, on réalise le traitement de surface correspondant au type de finition souhaité.

Le choix du revêtement de sol est primordial. À titre d’exemple, pour des sols industriels, on opère couramment soit en intégrant, à la couche superficielle du béton du dallage ayant à peine commencé sa prise, un mélange de granulats durs (60 %) et de ciment (40 %) par saupoudrage à sec, soit par étalement d’une couche d’usure en micromortier, de 5 à 10 mm d’épaisseur, après exécution éventuelle d’une chape intermédiaire en mortier de ciment de 20 à 30 mm d’épaisseur.

Un revêtement ne peut posséder à la fois toutes les qualités requises. Son choix est souvent une affaire de compromis entre diverses exigences, parfois contradictoires, telles que : résistance à l’abrasion, aux chocs mécaniques, au poinçonnement, aux chocs thermiques, aux produits chimiques, ... antidérapant, antipoussières, antiétincelles, etc.

4.3.4 Joints

Les dallages sont particulièrement sensibles aux effets du retrait, des variations de température et des tassements différentiels. Pour lutter contre ces effets, il est indispensable de fractionner le dallage par des joints. Ceux-ci sont classés en :

- joints de retrait ;
- joints de dilatation, venant en complément des précédents ;
- joints d’isolement ;
- joints de construction, pouvant jouer le rôle d’un des trois types de joints précédents.

La figure 18 montre les deux dispositions possibles selon que le coulage du dallage se fait par bandes ou par panneaux. Dans les deux cas, les joints de retrait de deux bandes ou de deux panneaux adjacents doivent être en vis-à-vis.

■ Joints de retrait

Ces joints sont disposés de façon à délimiter des panneaux rectangulaires dont le rapport des côtés soit compris entre 1 et 1,5 et la longueur de la diagonale au plus égale à :

- 7 m pour les dallages non couverts au moment de leur exécution ;
- 8,50 m pour les dallages couverts.

Ces joints, de faible largeur, sont en général perpendiculaires à la bande de coulage du béton. Ils sont obtenus soit par enfoncement d’un profilé dans le béton frais, soit par sciage partiel du béton durci, sur le quart au moins de son épaisseur. À leur emplacement, le treillis soudé n’est pas coupé (figure 19a).

■ Joints de dilatation

Ces joints traversent toute l’épaisseur du dallage et leur largeur est de 10 à 20 mm. À leur emplacement, le treillis soudé est coupé (figure 19b). Le rôle du renfort en béton parfois prévu sous le joint est controversé : on crée ainsi un point dur qui peut se révéler néfaste.

La distance maximale entre joints est de 25 m pour les dallages non couverts ou les dallages couverts recevant un rayonnement solaire direct pendant et après leur réalisation.

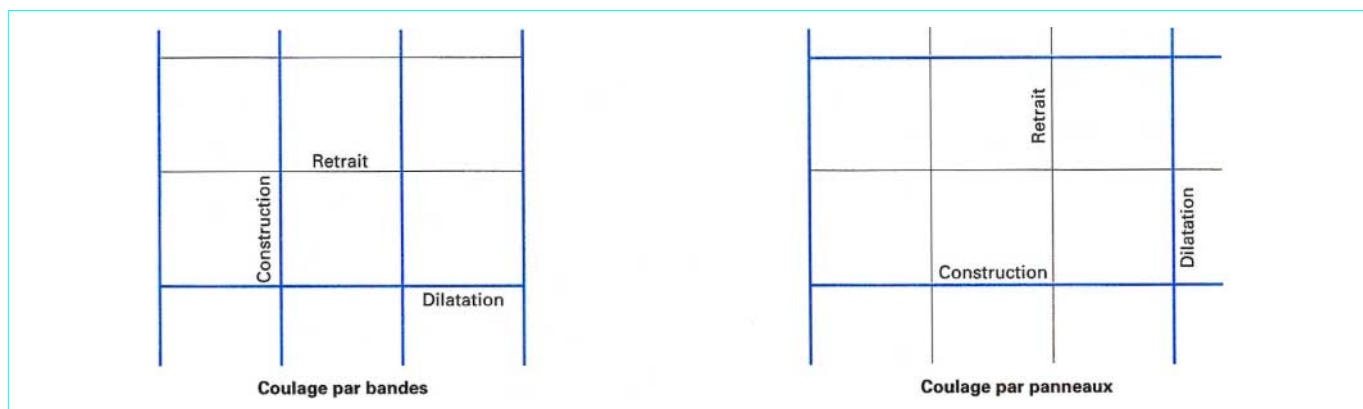


Figure 18 – Dispositions des joints dans un dallage

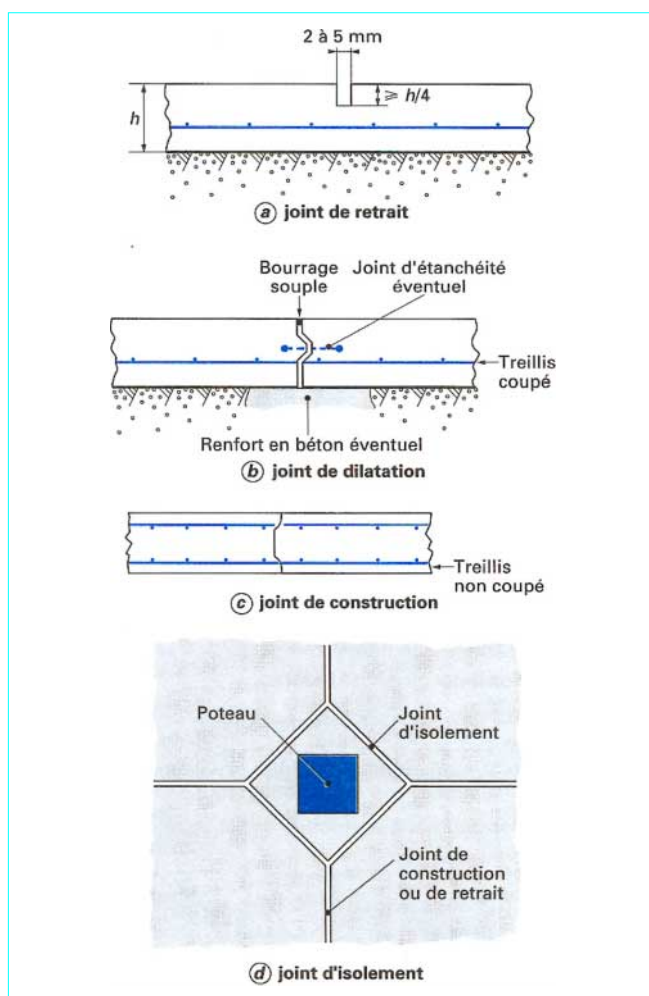


Figure 19 – Exemples de joints d'un dallage

■ Joints de construction

Les joints de construction ont pour objet d'atténuer les dénivellations entre zones de dallage contiguës et de permettre la libre contraction du dallage dans le sens perpendiculaire à leur direction. Ils traversent la totalité de l'épaisseur et sont clavetés soit grâce à une forme particulière des surfaces en regard, soit au moyen d'une armature de couture, soit encore au moyen de goujons. À leur emplacement, le treillis soudé inférieur n'est pas coupé, mais le treillis supérieur, s'il y en a un, doit être impérativement coupé (figure 19c).

■ Joints d'isolement

Ces joints ont pour objet d'éviter les effets de tassements différentiels entre le dallage et d'autres parties de la construction (poteaux, longrines, murs, etc.) fondées sur une couche de sol différente de celle du dallage lui-même (figure 19d).

Ce type de joint doit être franc sur toute l'épaisseur du dallage. Sa largeur est de 10 à 20 mm.

4.3.5 Tolérances

Les Règles professionnelles fixent les tolérances d'épaisseur, de planéité et de désaffleurement à respecter pour les différents types de dallages.

4.4 Calcul des contraintes

4.4.1 Actions et combinaisons d'actions

Le calcul prend en compte, en considérant leurs combinaisons possibles les plus défavorables, les actions suivantes :

- les charges permanentes ou concentrées, pour lesquelles on peut avoir (éventuellement) à considérer une valeur maximale G_{\max} et/ou une valeur minimale G_{\min} ;
- des charges d'exploitation Q qui, selon le système d'exploitation, peuvent se composer :
 - d'une ou de plusieurs charges concentrées (convoi),
 - d'une ou de plusieurs charges réparties par bandes ;
- les variations linéaires dues au retrait et à une variation uniforme (T) de la température ;
- les courbures imposées dues à un gradient thermique ou au retrait différentiel (cintrage).

Les effets du retrait sont inclus dans les actions permanentes.

Avant majoration, ou minoration, par les coefficients γ_{Q_i} ou ψ_{0i} (cf. [C 2 304]), les charges variables roulantes sont préalablement majorées :

— par un **coefficient de trafic** γ :

$$\gamma = \lg \left(10 + \frac{\mathcal{T}}{16} \right)$$

avec \mathcal{T} nombre estimé de passages journaliers sur 4 m de largeur

— par un **coefficient de majoration dynamique** δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,3V^2}{V^2 + 200}$$

avec V (km/h) vitesse de la charge roulante.

Dans ce qui suit nous désignerons symboliquement par :

- Q_r les charges variables réparties ;
- Q_c les charges variables roulantes (concentrées) : $Q_c = (\gamma \delta Q)$.

Dans le cas où une seule valeur G est à considérer pour les charges permanentes, l'application des Règles professionnelles conduit au tableau 5 pour former les combinaisons d'actions à considérer.

Tableau 5 – Combinaisons d'actions à considérer pour le calcul d'un dallage

	Actions permanentes	Actions variables	
		de base $\gamma_{Q_i} Q_i$	d'accompagnement $1,3 \psi_{02} Q_2$
ELU	1,35 G ou G	1,5 (Q_r et/ou Q_c) (1)	0 ou $1,3 \times 0,9 T$
		1,35 T	0 ou $1,3 \times 0,6$ (Q_r et/ou Q_c)
ELS	G	1,2 (Q_r et/ou Q_c) (2)	0 ou 0,6 T

(1) Pour les charges roulantes, les Règles professionnelles prennent $\gamma_{Q_i} = 1,5 \gamma \delta$ ce qui, conceptuellement, n'est pas correct, γ et δ n'étant en aucune façon des coefficients de sécurité. L'intensité de l'action variable est définie par le bloc $[\gamma \delta Q_i]$ et γ_{Q_i} s'applique à ce bloc.

(2) Là encore, les Règles professionnelles prennent pour les charges roulantes $\gamma_{Q_i} = 1,2 \gamma \delta$, alors qu'il faut considérer que 1,2 s'applique au bloc $[\gamma \delta Q_i]$.

4.4.2 Calcul des contraintes

4.4.2.1 Sous l'effet d'une charge concentrée

L'abaque de la figure 20 permet d'évaluer la contrainte de traction par flexion du béton, σ , d'un dallage sous l'action d'une charge concentrée, appliquée dans un angle (cas le plus défavorable).

On désigne par :

- Q_d (MN) l'intensité de la charge concentrée :

$$Q_d = \psi_{Q_i} Q_c = \psi_{Q_i} (\gamma \delta Q)$$

- h (m) l'épaisseur du corps du dallage ;
- r (m) le rayon du cercle ayant même aire que la surface de contact de la charge roulante avec le dallage ($r \leq 0,20$ m) ;
- E (MPa) le module de déformation (instantanée, ou différée selon le cas) du béton ;
- K_w (MPa/m) le module de Westergaard.

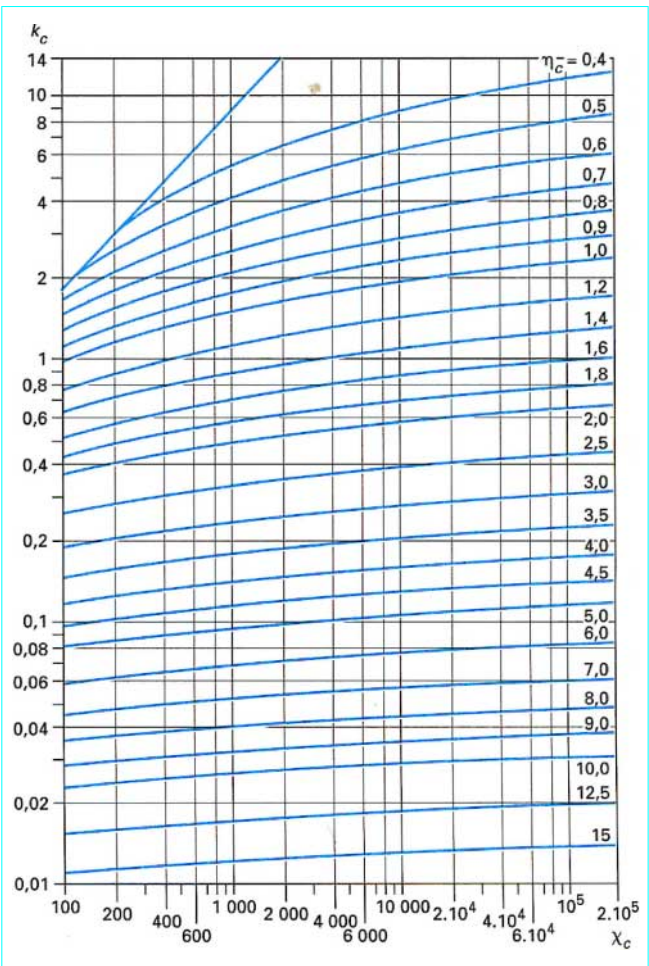


Figure 20 – Abaque pour la détermination de la contrainte d'un dallage sous charge concentrée

La contrainte cherchée est de la forme :

$$\sigma = k_c \alpha \frac{Q_d}{r^2} \quad (\text{en MPa}) \tag{6}$$

avec α coefficient numérique qui prend les valeurs 1 ou 2/3 selon le type de joint et son implantation (tableau 6),






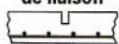
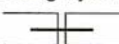
k_c coefficient numérique donné par l'abaque de la figure 20 fonction de $\eta_c = \frac{h}{r}$ et de $\chi_c = \frac{E}{K_w r}$.

Cet abaque permet aussi :

- de déterminer h , connaissant σ_{lim} , Q_d , r et α d'où k_c , ainsi que K_w et E d'où χ_c . L'abaque donne $\eta_c(k_c, \chi_c)$. On en déduit $h = \eta_c r$;
- de déterminer Q_c (charge de service) connaissant h , E , K_w , r , α et σ_{lim} . L'abaque donne $k_c(\eta_c, \chi_c)$.

On en déduit $Q_d = \frac{\sigma r^2}{k_c \alpha}$ et $Q_c = \frac{Q_d}{1,2}$ (cf. tableau 5, ELS).

Tableau 6 – Valeurs de α en fonction du type de joint et de son implantation (formule (6))

Type de joint	Implantation du joint	
	 ou 	
Joint non protégé 	1	1
Joint conjugué 	2/3	
Joint de retrait avec armature de liaison 	2/3	
Joint goujonné 	2/3	

4.4.2.2 Sous l'effet d'une charge uniformément répartie sur une bande de longueur infinie

Ce calcul fait intervenir le tassement du sol, qui est fonction de la charge appliquée par unité de longueur sur la largeur de la bande considérée, de la largeur chargée, et des caractéristiques du sol en profondeur.

■ Sol dont la raideur en profondeur est au moins égale à la raideur de surface

À défaut de calculs plus précis, on peut utiliser l'abaque de la figure 21 pour évaluer la contrainte maximale de traction d'un dallage reposant sur un sol homogène, sous l'action d'une charge uniforme répartie de façon aléatoire, sur une bande partielle de largeur variable.

On désigne par :

- q_d (MN/m²) l'intensité de la charge uniforme, majorée par le coefficient γ_{Q_1} ($q_d = \gamma_{Q_1} q$) ;
- L (m) la largeur de la bande chargée ou, si elle est plus faible, la distance entre joints, en m ;
- K_w (MPa/m) le module de Westergaard pris égal à la plus faible des deux valeurs obtenues par un essai :
 - soit de la forme en surface,
 - soit du sous-sol support de la forme, sur une profondeur $L/2$, sous réserve que K_w augmente avec la profondeur.

Les autres notations ont été définies au paragraphe 4.4.2.1.

La contrainte cherchée est de la forme :

$$\sigma = k_r q_d h \text{ (en MPa)}$$

où k_r est une grandeur (dimension m⁻¹) donnée par l'abaque de la figure 21 en fonction des paramètres :

$$\eta_r = \frac{h}{L} \text{ et } \chi_r = \frac{K_w L}{E}$$

L'abaque est établi pour le diamètre de la plaque de Westergaard, soit $D = 0,75$ m (pour une valeur différente, il faudrait multiplier k_r par $0,75/D$ mais aussi corriger la valeur K_w en conséquence en la multipliant par $D/0,75$).

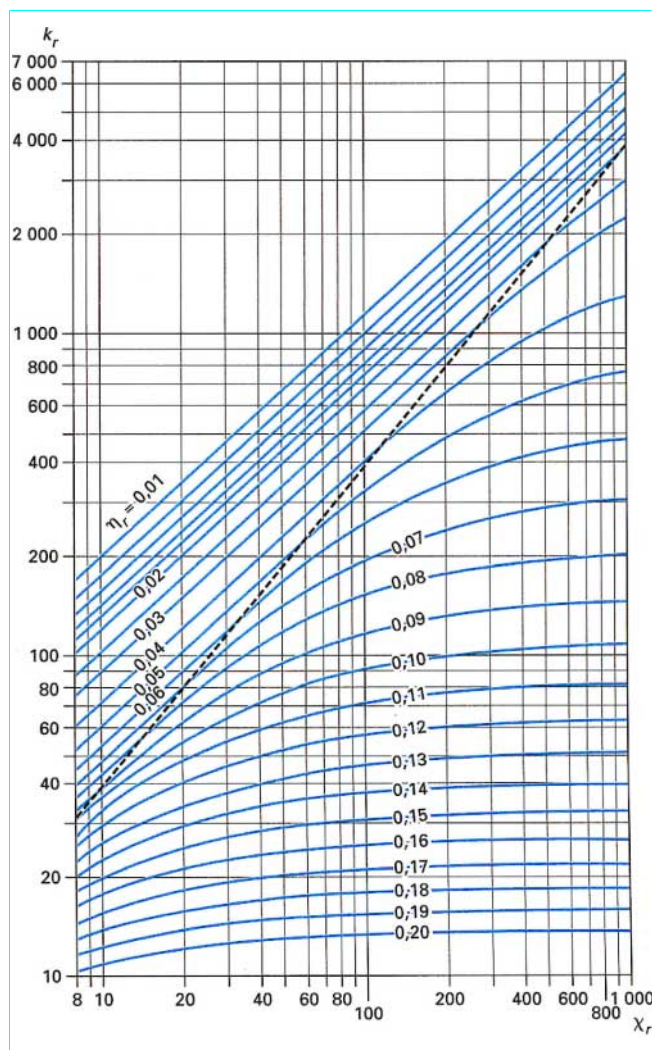


Figure 21 – Abaque pour la détermination de la contrainte d'un dallage sous charge répartie

■ Sol dont la raideur varie avec la profondeur

Dans ce cas, les Règles professionnelles indiquent qu'il convient de déterminer la déformation au centre de la bande chargée par intégration des déformations correspondant au bulbe de Boussinesq.

Nous conseillons au lecteur qui se trouverait confronté à ce problème de se reporter à la littérature spécialisée ou de faire appel à un spécialiste en géotechnique.

■ Autres méthodes de calcul

On peut appliquer la théorie de Winkler (cf. § 4.7.3) à condition d'utiliser un module de réaction K correspondant aux tassements réels de la bande chargée pour la pression considérée. Là encore la détermination d'un module K , égal au rapport de la pression au tassement, exige l'intégration du bulbe des contraintes de Boussinesq. Pour un sol dont la raideur est indépendante de la profondeur, au centre d'une bande chargée de 3 m de largeur, on a environ $K = \frac{K_w}{10}$.

À défaut de calculs plus précis, dans le cas d'un sol constant, on peut utiliser la théorie des poutres croisées pour déterminer l'enveloppe des contraintes. Les Règles professionnelles fournissent

l'expression du module de réaction K à utiliser ainsi que celle de la contrainte maximale σ . La combinaison de ces deux expressions conduit à la même formule que celle utilisée pour l'établissement de l'abaque de la figure 21 qui demeure donc applicable à ce cas.

4.4.2.3 Sous l'effet du retrait et/ou d'une variation uniforme de la température

Par suite du frottement du dallage sur le sol, le retrait d'un panneau entre deux joints de dilatation successifs ne peut s'effectuer librement.

Il en est de même pour la diminution de longueur due à un abaissement uniforme de la température.

Ces déformations gênées donnent naissance à une contrainte de traction du béton, que l'on suppose uniforme dans toute l'épaisseur du dallage et égale à :

$$\sigma = \frac{0,5 c_f L p_0}{h} \quad (\text{MPa, m, MN/m}^2)$$

avec c_f coefficient de frottement béton sur sol (à défaut de valeur plus précise, prendre $c_f = 1,5$),
 L (m) distance entre deux joints perpendiculaires à la direction de la contrainte calculée,
 p_0 (MN/m²) charge permanente totale du dallage, c'est-à-dire poids propre g_0 du dallage augmenté de la valeur quasi permanente ($\psi_2 q$) de la charge d'exploitation, si cette valeur n'est pas nulle,
 h (m) épaisseur du corps du dallage.

Dans le cas d'un dallage armé, la section d'armature additionnelle A_r nécessaire pour équilibrer l'effort de traction dû au retrait (et/ou à une variation uniforme de température) est donnée par :

$$A_r = h \frac{\sigma}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0,5 \cdot 10^4 c_f L p_0}{\bar{\sigma}_s} \quad (\text{cm}^2/\text{m})$$

avec $\bar{\sigma}_s$ (MPa) contrainte de traction limite des armatures.

Remarque : un gradient de température donne lieu à un effet de « tuilage ». Pour l'évaluation des contraintes dues au cintrage de la dalle, se reporter aux Règles professionnelles.

4.5 Dallages armés et dallages « non armés »

4.5.1 Définitions

■ Dallage non armé

Lorsque, compte tenu des caractères mécaniques du sol sous-jacent, le bon comportement d'un dallage peut être assuré par la résistance à la traction du béton, on pourrait théoriquement se passer totalement d'armatures. Toutefois, comme indiqué au paragraphe 4.3.2b, il convient de toujours prévoir un treillis soudé « antifissuration » dont la section minimale est donnée par :

$$A = 0,56 L h$$

(A en cm²/m, L et h en m). En dépit de la présence de ce treillis « antifissuration », un tel dallage est dit « non armé ».

■ Dallage armé

Lorsque, compte tenu des caractères mécaniques du sol sous-jacent, le bon comportement d'un dallage ne peut plus être assuré par la résistance à la traction du béton, il devient nécessaire d'équilibrer les tractions par des aciers calculés à cet effet. Le dallage est alors dit « armé ».

Le calcul d'un dallage armé est effectué en appliquant la théorie des plaques ou poutres sur appui continu élastique. Le calcul manuel étant laborieux, on a le plus souvent recours à l'informatique.

4.5.2 Critère de distinction entre un dallage non armé et un dallage armé

Il faut commencer par déterminer les contraintes théoriques de traction du béton, σ_u et σ_{ser} , sous la combinaison d'actions la plus défavorable (retrait et effets thermiques inclus), respectivement à l'état-limite ultime et à l'état-limite de service.

Ces deux contraintes sont calculées en supposant le matériau homogène, par la formule $\sigma = \frac{6M}{bh^2}$ ou au moyen des abaques des figures 20 ou 21.

Les valeurs ainsi trouvées sont comparées aux valeurs limites définies par les Règles professionnelles.

σ_R et σ_N désignant les contraintes de rupture définies au paragraphe 4.3.2a, tableau 4, colonnes 2 et 3 :

— le dallage peut être « non armé » si la fissuration est peu préjudiciable, et si :

$$\sigma_u \leq 0,75 \sigma_R$$

et/ou

$$\sigma_{ser} \leq \sigma_N$$

— le dallage doit être obligatoirement armé (ou renforcé de fibres métalliques) dans le cas contraire, c'est-à-dire dans tous les cas où la fissuration doit être évitée, de même que ceux pour lesquels :

$$\sigma_u > 0,75 \sigma_R$$

et/ou

$$\sigma_{ser} > \sigma_N$$

Le calcul des treillis soudés et les dispositions constructives doivent être conformes aux Règles BAEL.

Dans chaque sens, la section A (en cm²/m) du treillis soudé disposé dans les zones tendues doit être telle que :

$$A \geq 15 h$$

avec h (m) épaisseur du corps du dallage.

4.6 Vérifications complémentaires

4.6.1 Poinçonnement

La valeur ultime Q_u d'une charge concentrée appliquée à un dallage d'épaisseur h ne peut excéder la valeur limite :

$$Q_{u \text{ lim}} = \frac{0,04}{\gamma_b} f_{c28} u_c h \quad (\text{MN, MPa, m})$$

avec f_{c28} (MPa) résistance caractéristique spécifiée du béton,
 u_c (m) périmètre du contour de la surface « d'impact » à mi-épaisseur, en supposant une diffusion à 45° dans l'épaisseur du dallage :

— pour un contour rectangulaire ab à la surface du dallage :

$$u_c = 2(a + b) + 4h$$

— pour un contour circulaire de rayon r :

$$u_c = \pi(2r + h)$$

Remarque : la valeur de $\gamma_b (= 1,5)$ au dénominateur de la formule ne figure pas dans les Règles professionnelles, mais il convient d'en tenir compte, comme l'ont fait postérieurement les Règles BAEL 91, sinon la sécurité vis-à-vis du poinçonnement serait insuffisante.

4.6.2 Tassements

Dans un dallage :

- le tassement absolu doit être compatible avec la destination future de l'ouvrage (liaisons avec les ouvrages environnants) ;
- le tassement différentiel probable doit être inférieur au tassement différentiel maximal admissible.

Pour évaluer ces tassements, on peut utiliser les méthodes données dans l'article *Compressibilité. Consolidation. Tassement* [C 214] de ce traité.

Pour le cas d'un sol homogène, avec chargement uniforme d'une bande de dallage entre joints, les Règles professionnelles proposent les formules ci-après :

- tassement différentiel s_d (en m) entre la bordure de la bande chargée et le centre de cette bande :

$$s_d = \frac{12,8 p L}{\frac{43,6 E h^3}{L^4} + K_w} \quad (\text{MN/m}^2, \text{m}, \text{MPa}, \text{MPa/m})$$

- tassement s_b (en m) de la bordure de cette même bande :

$$s_b = \frac{2,5 p L}{K_w} \quad (\text{MN/m}^2, \text{m}, \text{MPa/m})$$

Dans ces formules, p présente la charge répartie. Les nombres 12,8 et 2,5 représentent des grandeurs (dimension : m^{-1}).

Le tassement total est : $s_{\text{tot}} = s_d + s_b$.

À défaut d'autres spécifications, le tassement différentiel maximal admissible du dallage (exprimé en cm) peut être pris égal à :

$$s_{\text{lim}} = \text{Min} \left[\frac{L}{5} ; 0,85 \frac{L^2}{h} \right]$$

avec L (m) largeur des zones chargées,
 h (cm) épaisseur du corps du dallage.

Si le dallage ne supporte pas de cloisons ou d'ouvrages fragiles, la valeur de s_{lim} peut être majorée de 20 %.

4.7 Dallages industriels armés

4.7.1 Particularités de conception

Certains dallages industriels tels que, par exemple, les chambres froides ou entrepôts frigorifiques, sont soumis à des actions thermiques. Ils sont alors, le plus souvent, constitués par un dallage flottant en béton armé, reposant sur une couche d'isolant thermique, elle-même reposant sur un second dallage directement posé sur le sol. Des circuits de réchauffage noyés dans ce dernier dallage, ou un vide sanitaire ventilé, permettent d'éviter le gel du terrain. Pour les détails, se reporter à l'annexe A7 des Règles professionnelles.

Toute liaison avec un « point dur » doit être évitée à l'aide de joints d'isolement et de conception. L'isolation thermique doit être relevée le long des poteaux, des longrines, des murs, etc.

4.7.2 Module de réaction

Dans le cas où la dalle est directement posée sur le sol, le module de réaction K à prendre en compte est le module de Westergaard déterminé comme indiqué au paragraphe 4.2.

Dans le cas où la dalle repose sur une couche d'isolant thermique :

- si celle-ci est appuyée sur un support infiniment raide (sol rocheux), le module de réaction est déduit de la courbe de compressibilité fournie par le fabricant de l'isolant ;

- si celle-ci est appuyée sur un sol meuble, une estimation du module de réaction équivalent est donnée par :

$$K = \frac{K_i K_s}{K_i + K_s}$$

où les indices i et s se rapportent respectivement à l'isolant thermique et au sol. Toutefois, étant donné la complexité du phénomène, il peut se révéler utile de prendre l'avis d'un spécialiste.

4.7.3 Méthodes de calcul

Pour dimensionner ou vérifier un dallage industriel à forte charge d'exploitation, plusieurs méthodes de calcul manuel peuvent être utilisées.

■ **Méthode de Winkler** (méthode des poutres sur appui continu élastique, cf. article *Structures élastiques à plan moyen* [C 2 015] dans ce traité).

Cette méthode fait intervenir une longueur dite « élastique » :

$$\ell_e = \sqrt[4]{\frac{E h^3}{3 K}}$$

Elle est applicable dans la plupart des cas de charges linéiques, mais présente cependant l'inconvénient de ne pas tenir compte de l'effet de plaque : il faut calculer d'abord les moments de flexion dans un sens, puis reprendre le calcul dans le sens perpendiculaire, en se fixant à chaque fois une largeur de bande arbitraire que l'on peut, par exemple, prendre égale à $2 \ell_e$.

■ **Méthode de Westergaard**

Cette méthode est pratique lorsque l'on a affaire à une suite de charges concentrées (pieds de casiers) aussi bien dans un sens que dans l'autre et très éloignées entre elles, ou à une charge unique au centre. Se reporter à [188] où un abaque et un exemple d'utilisation sont donnés.

■ **Méthode de Ray et Pickett**

Cette méthode graphique (d'emploi analogue à l'abaque de Newmark pour l'évaluation des tassements) présente l'avantage de permettre de tenir compte des effets d'interaction entre une série de charges rapprochées et positionnées en plan de façon quelconque. Se reporter à [188] où sont donnés l'abaque, son mode d'utilisation ainsi qu'un exemple.

5. Murs de soutènement

De manière générale, un ouvrage de soutènement est une construction destinée à réaliser une dénivellation localisée de terre (ou de toute autre matière) et à assurer l'équilibre des charges appliquées.

On a recours à un soutènement lorsqu'un simple talus naturel n'est pas acceptable ou réalisable (par exemple, en site urbain). Il peut s'agir d'un mur, d'un rideau de palplanches, d'une paroi moulée, etc.

Ce qui suit ne concerne que les murs de soutènement en béton armé, dont le type le plus classique est le mur en L ou en T renversé, comportant une paroi résistante verticale (ou très proche de la verticale) et une semelle de fondation (figure 22). Ce type de mur est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 m, et peut être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées.

D'autres solutions ont été, ou sont encore parfois, adoptées pour limiter les poussées des terres s'exerçant sur la paroi (murs à consoles, avec dalles de transition, avec dalle de frottement ou d'ancrage, etc). Leur inconvénient est d'être d'une exécution difficile et de grever le coût du mur.

5.1 Poussée des terres

Les problèmes posés par la détermination de la poussée des terres intervenant dans l'étude des soutènements sont traités dans l'article *Ouvrages de soutènement. Poussée et butée* [C 242] du présent traité.

Dans l'évaluation de la poussée des terres interviennent le coefficient de poussée active k_a , lui-même fonction de l'angle de frottement interne φ du remblai, ainsi que le poids volumique γ de ce dernier.

k_a intervient également dans l'évaluation de la poussée due à la charge variable éventuelle sur le remblai.

En pratique, les valeurs numériques de φ – et donc de k_a – et de γ ne sont pas connues avec précision. On n'en connaît que les valeurs « probables » et, dans la philosophie des états-limites, il conviendrait de considérer pour chacun des termes φ , k_a , γ une valeur minimale et une valeur maximale encadrant la valeur probable.

Par exemple :

- l'incertitude sur φ peut atteindre $\pm 2^\circ$ à $\pm 5^\circ$; cette incertitude sur φ entraîne une incertitude sur k_a pouvant atteindre $\pm 8\%$ à $\pm 20\%$;
- l'incertitude sur γ peut atteindre $\pm 10\%$ à $\pm 20\%$.

Admettons $\pm 10\%$ sur k_a et $\pm 10\%$ sur γ . Il faudrait donc considérer, en désignant par k_a et γ les valeurs « probables » :

$$k_{\max} = 1,10 k_a \quad \text{et} \quad k_{\min} = 0,9 k_a$$

$$\gamma_{\max} = 1,10 \gamma \quad \text{et} \quad \gamma_{\min} = 0,9 \gamma$$

et combiner à chaque fois ces valeurs deux à deux en recherchant l'effet le plus défavorable vis-à-vis du phénomène étudié.

Toutefois, des études ont montré que l'application stricte des principes de calcul aux états-limites à la vérification de la stabilité des murs de soutènement se heurte à certaines difficultés et à certaines anomalies.

C'est pourquoi la Commission chargée d'élaborer les « Règles de calcul des soutènements » avait préconisé (les travaux sont actuellement en sommeil) :

- pour les vérifications relatives à la stabilité externe (§ 5.3), de prendre en compte les valeurs « les plus probables » des paramètres aléatoires (k_a et γ) ;
- pour les vérifications relatives à la résistance des différents éléments constitutifs d'un mur (§ 5.4) et (§ 5.5), d'appliquer la méthode des états-limites (Règles BAEL).

Nous nous conformerons à cette manière de faire.

Ce qui suit n'est applicable qu'à des murs :

- de hauteur au plus égale à 8 m ;
- non soumis à des poussées d'eau, ce qui implique de prendre des dispositions convenables (drainages, barbacanes) pour assurer l'évacuation des eaux à l'arrière des murs. Ne pas oublier toutefois que, dans le cas d'un mur drainé, la nappe n'est pas complètement rabattue au droit du mur et que le rabattement provoque dans le massif amont une pression de courant qui s'ajoute à la poussée des terres.

5.2 Prédimensionnement

Le dimensionnement d'un mur de soutènement et les vérifications à effectuer demandent, s'ils sont faits « au hasard », une succession de calculs longs et itératifs. Il est donc important de prédimensionner le mieux possible l'ouvrage à étudier, pour arriver de la façon la plus rapide aux résultats convenables, sans trop de tâtonnements.

Le *Guide pour l'étude et la réalisation des soutènements* [182] donne quelques règles simples pour les murs-cantilever « courants » en béton armé (figure 23). Il est prudent de majorer de 15 % la largeur de semelle donnée par ce document car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications relatives à la stabilité externe.

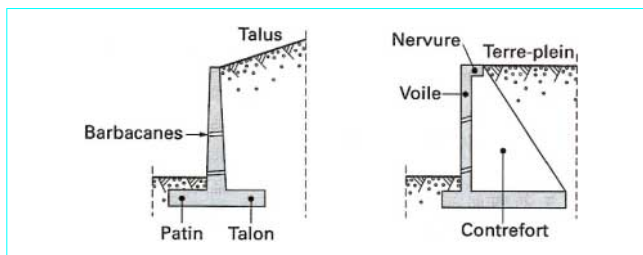


Figure 22 – Murs de soutènement classiques

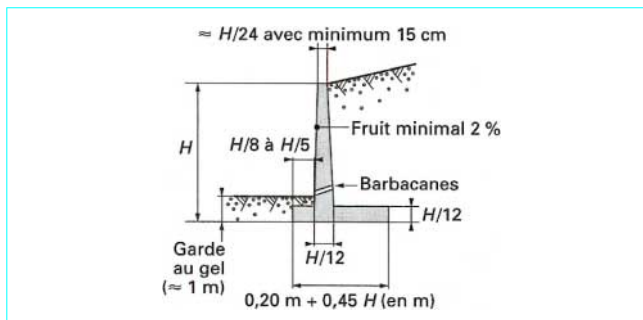


Figure 23 – Prédimensionnement d'un mur de soutènement

Une méthode plus élaborée – et donc plus longue – consiste à utiliser les abaques du SETRA [181] [188].

Dans le cas où le parement extérieur du mur est prévu sensiblement vertical, il convient de lui donner un léger *fruit* (c'est-à-dire une inclinaison vers l'amont) au moins égal à 2 %, afin qu'il ne donne pas l'impression désagréable d'être en surplomb, s'il bascule légèrement vers l'avant pour atteindre son équilibre.

5.3 Conditions de stabilité

Elles sont au nombre de trois :

- non-poinçonnement du sol d'assise ;
- non-renversement ;
- non-glisement sur le sol d'assise.

Les vérifications sont conduites à l'état-limite de service. Les actions sont introduites avec leurs valeurs « les plus probables » (cf. § 5.1).

Remarque : un mur de soutènement forme avec son terrain d'assise un ensemble. Dans certains cas (fondation insuffisamment enterrée, sol argileux, mur fondé sur un terrain peu consistant et retenant une masse importante de remblai, etc), il peut se produire un glissement général de cet ensemble. La rupture du sol se produit alors le long d'une ligne de glissement profonde, indépendante de la structure, et éloignée de celle-ci. Cette ligne est le plus souvent assimilable à un arc de cercle. En dépit de cette forme simple, les calculs de vérification de la stabilité sont laborieux et nécessitent l'utilisation d'un ordinateur. Le principe de ces calculs peut être trouvé en [181] ou [183].

5.3.1 Bilan des forces

Dans ce qui suit, on n'étudie que le cas d'un mur soutenant un remblai à terre-plein horizontal.

■ Forces horizontales par unité de longueur de mur

On désigne par :

- G le centre de gravité de la section de base de la semelle ;
- O l'arête inférieure du débord aval (ou patin).

Les forces horizontales se composent :

- ① de la composante horizontale P_H de la poussée des terres ;
- ② de la composante horizontale Q_H de la poussée due à la charge variable q (par m^2) sur le remblai.

■ Forces verticales par unité de longueur de mur

Ces forces comprennent :

- ③ le poids G des éléments constitutifs du mur ;
- ④ le poids du remblai G_{t_1} à l'aplomb du débord amont (talon) de la semelle ;
- ⑤ le poids G_{t_2} des terres sur le patin avant ;
- ⑥ la charge variable Q agissant à l'aplomb du débord amont (talon) de la semelle.

Dans ce qui suit, on désigne, pour chaque combinaison d'actions, par :

- F_{Hser} la résultante des forces horizontales (poussées) ;
- F_{Vser} la résultante des forces verticales (charges de pesanteur) ;
- M_{OserH} (ou M_{GserH}) le moment résultant en O (ou en G) des forces horizontales ;
- M_{OserV} (ou M_{GserV}) le moment résultant en O (ou en G) des forces verticales ;
- M_{Oser} (ou M_{Gser}) la somme algébrique $M_{OserH} + M_{OserV}$ (ou $M_{GserH} + M_{GserV}$).

5.3.2 Vérification du non-poinçonnement du sol d'assise

Le système des forces F_{Hser} et F_{Vser} est équivalent à la seule force verticale F_{Vser} appliquée au centre de pression C défini par (figure 24) :

$$\overline{GC} = \frac{M_{Gser}}{F_{Vser}} = e_{ser}$$

La vérification du non-poinçonnement est souvent faite en admettant une distribution linéaire (triangulaire ou trapézoïdale selon que $e_{ser} > b/6$ ou que $e_{ser} \leq b/6$, avec b , largeur totale de la semelle) et en comparant à une contrainte limite la contrainte de référence $\sigma_{réf}$ calculée au quart de la zone comprimée.

$$\text{Si } e_{ser} \geq \frac{b}{6} : \sigma_{réf} = \frac{F_{Vser}}{b - 2e_{ser}}$$

$$\text{Si } 0 \leq e_{ser} < \frac{b}{6} : \sigma_{réf} = \frac{F_{Vser}}{b - 2e_{ser}} \left[\left(1 + 3 \frac{e_{ser}}{b} \right) \left(1 - 2 \frac{e_{ser}}{b} \right) \right]$$

La quantité entre crochets prend la valeur 1 aux bornes de l'intervalle ; elle passe par un maximum égal à 1,04 pour $\frac{e_{ser}}{b} = \frac{1}{12}$.

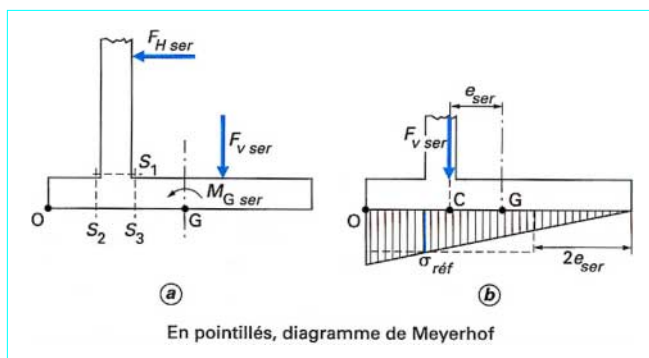


Figure 24 – Équivalence des forces et moments
($M_{Gser} = M_{GserH} + M_{GserV}$)

Pour simplifier, on peut admettre que dans tous les cas, on a :

$$\sigma_{réf} = \frac{F_{Vser}}{b - 2e_{ser}}$$

ce qui correspond à la valeur de la contrainte uniforme de la distribution de Meyerhof (cf. [C 2 314]).

Dans ces conditions, la vérification du non-poinçonnement est considérée comme assurée si :

$$\sigma_{réf} \leq \overline{\sigma_{ser}}$$

avec $\overline{\sigma_{ser}} = \overline{q_{ser}} [\exp(-\delta_R)]$.

$\overline{q_{ser}}$ contrainte limite admise en service sur le terrain d'assise, déduit d'essais de laboratoire. En première approximation :

$$\overline{q_{ser}} = \frac{q_u}{3}$$

q_u étant la contrainte de rupture du sol, elle aussi déduite d'essais de laboratoire, ou mieux :

$$q_{ser} = \frac{q_u - q_0}{3} + q_0$$

avec q_0 poids des terres enlevé au-dessus du niveau d'assise de la fondation.

δ_R (en radians) angle d'inclinaison de la résultante de F_{Hser} et F_{Vser} sur la verticale :

$$\tan \delta_R = \frac{F_{Hser}}{F_{Vser}}, \text{ soit } \delta_R = \arctan \frac{F_{Hser}}{F_{Vser}}$$

■ Combinaisons d'actions à considérer

Pour la détermination de la valeur la plus défavorable de $\sigma_{réf}$, les combinaisons d'actions à considérer pour calculer à chaque fois F_{Vser} , e_{ser} – et donc, M_{Gser} – sont (cf. § 5.3.1) :

C1 ① + ② + ③ + ④ + ⑤ + ⑥

C2 ① + ② + ③ + ④ + ⑥ (terre aval enlevée)

C3 ① + ③ + ④ (terre aval enlevée, et $Q = 0$)

5.3.3 Vérification du non-renversement

■ Sur un **terrain d'assise rocheux**, le mur tend à basculer autour de son arête O sous l'effet du moment de renversement M_{OserH} dû à P_H et Q_H .

La résultante des forces verticales développe un moment stabilisateur égal à M_{OserV} .

La charge variable sur le remblai, de même que les terres sur le patin avant pouvant ne pas exister (du fait de travaux par exemple), ce qui correspond à la combinaison C3, il faut s'assurer :

- d'une part, que $M_{OserV} \geq 1,5 M_{OserH}$;
- d'autre part que :

$$M_{Oser}(G) - M_{Oser}(G_{t_1}) \geq 1,5 M_{Oser}(P_H)$$

■ **Autres terrains** : comme un mur de soutènement ne peut guère se renverser sans poinçonner simultanément le terrain d'assise, la vérification du non-poinçonnement précédente tient lieu de vérification vis-à-vis du non-renversement.

5.3.4 Vérification du non-glissement

Pour simplifier, on admet que la cohésion du sol d'assise est nulle (sens de la sécurité). Si ψ désigne l'angle de frottement interne du sol d'assise, la condition de non-glissement s'écrit :

$$F_{H\text{ser}} \leq \frac{F_{V\text{ser}} \tan \psi}{1,5} \quad (7)$$

Pour le calcul de $F_{H\text{ser}}$ et $F_{V\text{ser}}$, les combinaisons d'actions à considérer sont les mêmes que pour la vérification du non-poinçonnement.

Si $\psi \approx 30^\circ$, on trouve la condition :

$$\frac{F_{H\text{ser}}}{F_{V\text{ser}}} \leq 0,40 \text{ environ}$$

Lorsque la condition (7) n'est pas satisfaite, il est nécessaire de disposer sous la semelle une **bèche** d'ancrage (figure 25). Celle-ci est normalement placée à l'arrière de la semelle, parfois, mais assez rarement, dans le prolongement du voile, mais jamais à l'avant en raison du risque de suppression de la butée par ouverture d'une tranchée lors de travaux ultérieurs. Cette bèche est toujours coulée à pleine fouille, sans coffrage.

En présence d'une bèche, la vérification au glissement peut être conduite en ne considérant que le bloc compris entre le plan fictif de poussée active et un plan de rupture passant par la base de la bèche (figure 26) en négligeant par sécurité la butée à l'avant de la semelle.

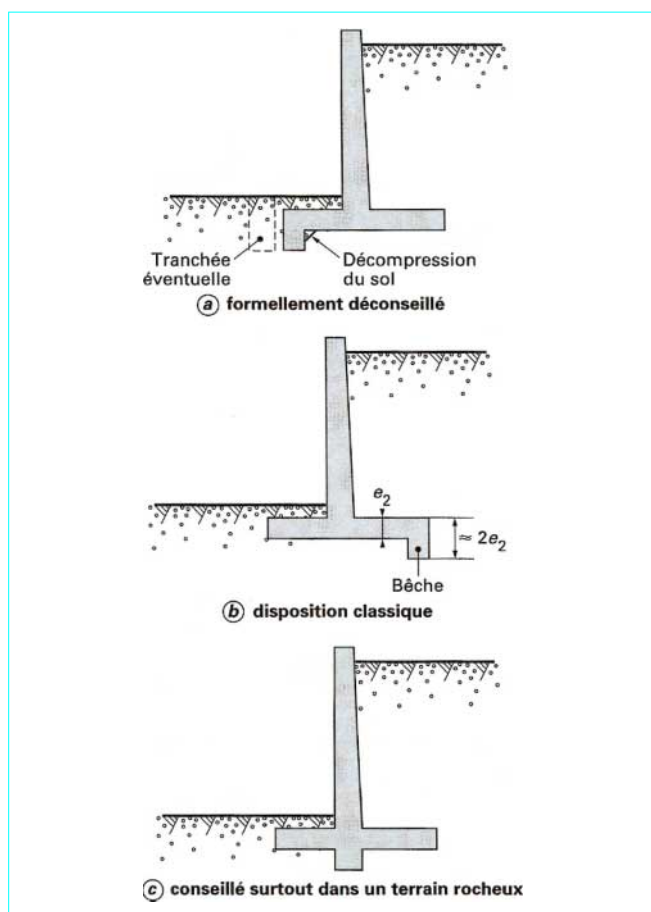


Figure 25 – Dispositions diverses pour les bèches

La résultante générale R des actions sur le mur fait un angle δ' avec la normale au plan de rupture. Il faut avoir :

$$R \sin \delta' \leq \frac{R \cos \delta' \tan \psi + c \overline{AB}}{1,5}$$

c étant la cohésion du terrain d'assise, que l'on peut négliger par sécurité.

5.4 Détermination des armatures d'un mur sans contreforts

Comme il est rare qu'un mur de soutènement soit placé dans des conditions de fissuration peu préjudiciable (il s'agit en effet d'un ouvrage extérieur, exposé aux intempéries et à d'éventuelles venues d'eau, en contact permanent avec un terrain pouvant être agressif, etc.), les calculs relatifs à la résistance des différents éléments constitutifs sont normalement conduits à l'état-limite de service.

Pour tenir compte des différentes incertitudes, on peut, par exemple, adopter (cf. § 5.1) :

– pour les poussées : $P_{H\text{max}} = (1,10 \times 1,10) P_H \approx 1,2 P_H$

$$Q_{H\text{max}} = 1,10 Q_H$$

– pour les charges verticales permanentes :

$$G_{\text{max}} = [1,10 G_{\text{terres}}] + G_{\text{mur}}$$

5.4.1 Calcul de voile (ou du « rideau »)

Pour simplifier, on suppose que la poussée active des terres et celle due aux charges d'exploitation sur le terre-plein s'exercent directement sur le parement interne du mur, avec un angle d'inclinaison nul sur la normale à ce parement.

Le voile est calculé comme une console encastrée sur la semelle (section S_1) et soumise à une charge trapézoïdale (figure 27a). Les armatures, et leurs arrêts, se déterminent à partir des diagrammes du moment de flexion et de l'effort tranchant.

5.4.2 Calcul du patin et du talon

La semelle dans son ensemble est soumise :

- à des actions verticales descendantes, à savoir celles énumérées au paragraphe 5.3.1 mais majorées pour tenir compte des incertitudes sur k est sur γ (voir § 5.4) ;
- à des actions verticales ascendantes, constituées par les réactions du sol supposées distribuées selon Meyerhof à partir de l'arête O ;
- à des contraintes tangentes τ à la partie inférieure (frottement sur le sol).

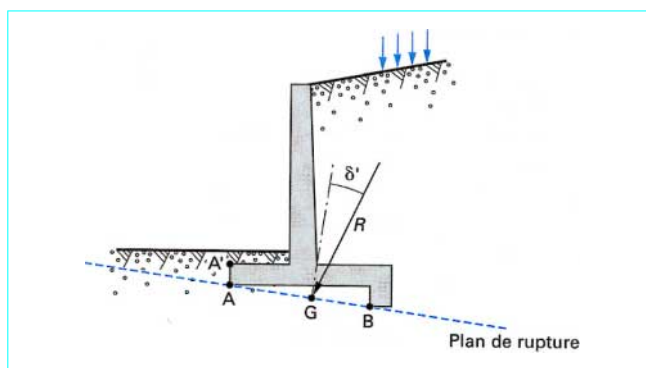
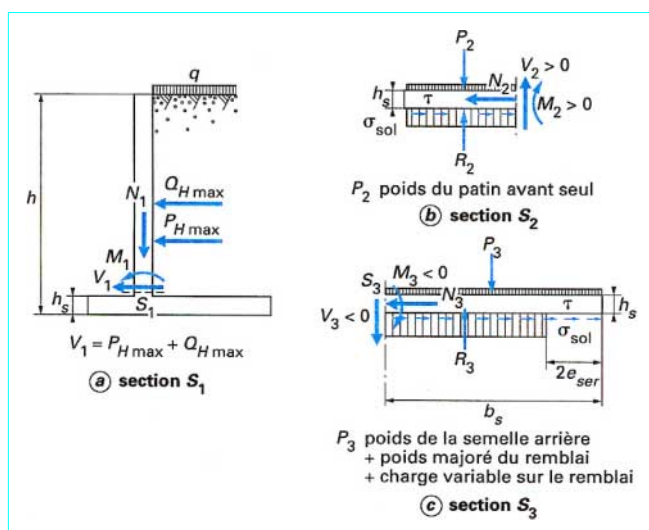


Figure 26 – Vérification du non-glissement en présence d'une bèche

Figure 27 – Sollicitations dans les sections S_1 , S_2 , S_3

Ces contraintes induisent des efforts normaux dans la semelle, mais ceux-ci ont des effets de peu d'importance, et sont souvent négligés.

Les armatures sont déterminées en considérant le patin et le talon comme encastres sur le voile.

■ Section S_2 à la jonction voile-patin

Les terres aval ayant un effet favorable, on suppose qu'elles ont été retirées.

La combinaison d'actions à considérer pour le calcul des armatures, et pour laquelle il convient donc de déterminer en premier lieu F_{Vser} , M_{Gser} et e_{ser} est (cf. § 5.1) :

$$C4 : [1,2 \times \textcircled{1}] + [1,1 \times \textcircled{2}] + \textcircled{3} + [1,1 \times \textcircled{4}] + \textcircled{6}$$

F_{Vser} et e_{ser} ayant été déterminés, on a :

$$\sigma_{sol} = \frac{F_{Vser}}{b - 2e_{ser}}$$

Les sollicitations (M , N , V) dans la section S_2 (figure 27b) et les armatures correspondantes s'en déduisent.

■ Section S_3 à la jonction voile-talon

La combinaison d'actions à considérer est la même que celle considérée pour le calcul du patin [soit C4 ci-avant].

Sollicitations et armatures (figure 27c) se déterminent comme pour la section S_2 (figure 27b).

5.4.3 Ferrailage

La figure 28 donne le schéma de principe du ferrailage principal, c'est-à-dire celui qui résulte des calculs effectués comme indiqué précédemment.

Il est toutefois nécessaire de prévoir également un ferrailage complémentaire pour tenir compte des multiples effets secondaires existant dans ce type d'ouvrage : gradient thermique dû à l'ensoleillement, inégalité de la poussée des terres dans le sens longitudinal due, par exemple, à l'hétérogénéité du remblai, à des tassements différentiels, etc.

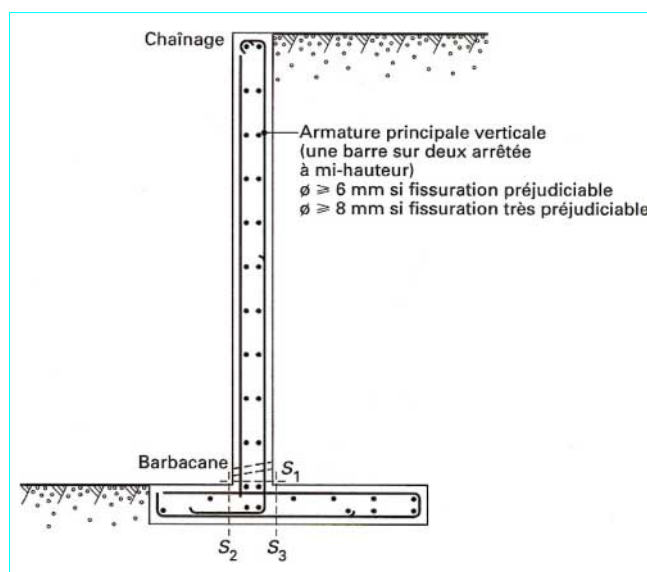


Figure 28 – Ferrailage schématique d'un mur sans contreforts

Il convient, pour ce ferrailage complémentaire, de respecter les dispositions suivantes :

1. L'écartement de deux armatures de même direction, appartenant à une même nappe, ne doit pas excéder 0,30 m.

2. Voile :

— côté remblai : barres de répartition horizontales représentant une section

$$A_h \text{ (cm}^2\text{/m)} \geq 0,10e_1$$

avec e_1 (cm) épaisseur du voile à sa base ;

— face avant (vue), si la hauteur du mur dépasse 4 m :

• horizontalement $A_h \text{ (cm}^2\text{/m)} \geq 0,075e_1$

• verticalement $A_v \text{ (cm}^2\text{/m)} \geq 0,10e_1$

En tête du mur, à défaut d'une nervure de raidissement (armée forfaitairement), il est conseillé de constituer un chaînage correspondant à une section d'acier de 4 cm² (voire figure 28).

3. Semelle : prévoir des armatures de répartition dans le sens longitudinal :

— patin $A_r \text{ (cm}^2\text{/m)} \geq 0,10e_2$

— talon $A_r \text{ (cm}^2\text{/m)} \geq 0,10e_3$

avec e_2 et e_3 épaisseurs correspondantes dans les sections S_2 et S_3 (voir figure 28)

Pour le ferrailage complémentaire, les conditions $\phi \geq 6$ mm ou $\phi \geq 8$ mm (figure 28) n'ont pas besoin d'être respectées.

5.5 Murs à contreforts

Lorsque la hauteur du mur devient importante (supérieure à 5 ou 6 m, pour fixer les idées) ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient très grand. On peut alors envisager de prévoir des contreforts dont le but est de raidir le voile. Ces contreforts, encastres sur la semelle et liés au voile, sont disposés à intervalles réguliers (2,5 à 5 m), le

plus souvent à l'arrière du voile, mais ils peuvent être également placés à l'avant (figure 29). Dans le premier cas, le remblaiement n'est pas commode et doit être effectué avec précaution ; dans le second cas, l'aspect esthétique est discutable.

a) Voile

À défaut d'abaques ou de programmes permettant le calcul de dalles encastrées sur trois côtés, libre sur le quatrième et supportant une charge trapézoïdale, on décompose le voile en bandes horizontales de 1 m de hauteur en partant du bas. Chaque bande est considérée comme une poutre continue horizontale prenant appui sur les contreforts et supportant une charge linéaire uniforme égale à pression moyenne p_m régnant à mi-hauteur de la bande considérée (multipliée par 1 mètre).

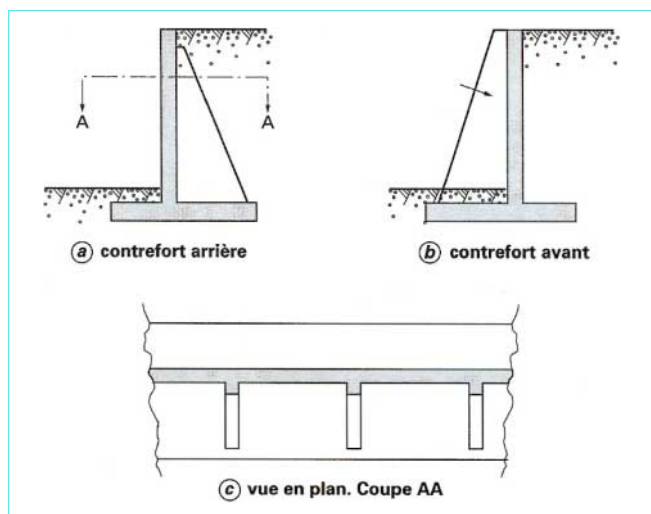


Figure 29 – Mur de soutènement à contreforts

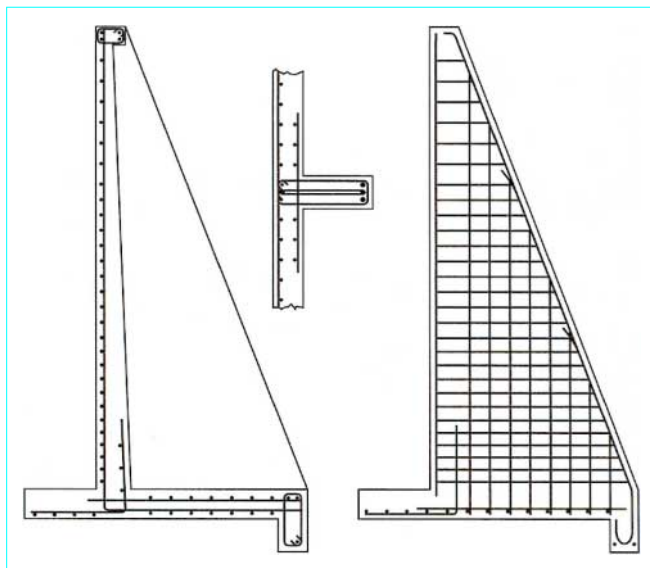


Figure 30 – Schéma de principe de ferrailage d'un mur de soutènement à contreforts arrière (toutes les armatures ne sont pas représentées)

Les armatures principales sont donc horizontales, et côté extérieur pour les zones entre contreforts. Elles sont complétées par des armatures de répartition.

La première bande en partant du bas est particulière, puisqu'elle est encastrée dans la semelle de fondation. On peut, dans cette bande, conserver les mêmes armatures horizontales, côté extérieur, que dans la bande située immédiatement au-dessus et, en revanche, placer côté remblai des armatures verticales, calculées pour que la bande considérée équilibre, en console, la moitié de la pression s'exerçant sur sa hauteur.

b) Contreforts

Ils sont calculés comme des consoles de hauteur variable, encastrées dans la semelle, équilibrant les efforts agissant sur une longueur de mur égale à leur équidistance.

Pour les contreforts situés à l'arrière, côté remblai, si θ désigne l'inclinaison du parement arrière sur la verticale :

— la section des armatures longitudinales, à disposer le long de ce parement incliné, est donnée, pour toute section horizontale de cote z' , par :

$$A = \frac{M(z')}{z \sigma_s \cos \theta}$$

σ_s étant la contrainte limite de l'acier correspondant à l'état-limite considéré et z le bras de levier des armatures dans le plan de la section considérée. Ces armatures doivent être convenablement ancrées dans la semelle, ou mieux dans une bêche ; les arrêts de barres sur la hauteur du contrefort sont déterminés à partir de la courbe $A(z')$, après décalage de celle-ci vers le haut d'une quantité variable $0,8 h(z')$, $h(z')$ hauteur de la section droite du contrefort dans le plan horizontal de cote z' ;

— l'effort tranchant dû aux forces horizontales agissant au-dessus de la section considérée doit être corrigé en le **diminuant** de la quantité $\frac{M(z')}{z} \tan \theta$;

— des armatures de suspension horizontales doivent être prévues en supplément des armatures d'effort tranchant, pour résister aux efforts d'arrachement du voile.

La figure 30 donne le schéma de principe du ferrailage.

6. Ouvrages à section annulaire

6.1 Constructions élancées à section annulaire

Rentrent dans la catégorie des ouvrages cylindriques ou coniques dont la coupe horizontale est un anneau circulaire : les tours-supports de certains châteaux d'eau de révolution, les silos à cellules circulaires, les cheminées industrielles, les tours de télécommunications (tours hertziennes), certaines tours de contrôle d'aéroports ou de ports maritimes, les phares.

Le présent paragraphe donne les principes généraux de calcul de tels ouvrages, mais ne traite ensuite (§ 6.2) que des *cheminées industrielles* et des *tours* au sens défini dans l'alinéa précédent.

Les **réfrigérants atmosphériques**, évoqués au paragraphe 6.3, constituent des ouvrages particuliers, auxquels ces principes généraux ne sont pas applicables.

Les **silos** font l'objet du paragraphe 8.

Le lecteur pourra se reporter utilement au *Calcul pratique des tours en béton armé* [120] dont la première partie traite de l'action du vent et la troisième des méthodes de calcul des tours de section annulaire, notamment des cheminées.

6.1.1 Prise en compte de l'action du vent

Pour ce type d'ouvrages, le vent est un des éléments essentiels du calcul ; il donne lieu d'une part à une action d'ensemble, d'autre part à des actions locales, qui doivent être déterminées en application des Règles NV 65 révisées (cf. article spécialisé [C 3 305] dans le présent traité et [41]).

L'action d'ensemble du vent sur l'ouvrage doit être étudiée :

- dans la direction parallèle à celle du vent, ce qui fait intervenir le **coefficient de traînée** c_t et un coefficient de majoration dynamique β définis dans les Règles NV ;
- dans la direction, perpendiculaire à celle du vent, suivant laquelle des phénomènes de vibration peuvent se produire sous l'effet des **tourbillons de Bénard-Karman** ; l'intensité maximale de ces vibrations se produit pour une vitesse du vent dite **vitesse critique**, inférieure à la vitesse correspondant au *vent extrême* des Règles ; la composante de la force du vent dans la direction perpendiculaire à celui-ci est la **force de dérive** dont l'expression fait intervenir un **coefficient de dérive** c_d et un coefficient de majoration dynamique β' également définis par les Règles NV.

Les **actions locales** du vent sur les parois des ouvrages à section annulaire résultent de la répartition des pressions du vent dont la figure 31 donne un diagramme à titre d'exemple ; ces pressions et les réactions intérieures de cisaillement qui les équilibrent déterminent dans la paroi des **moments d'ovalisation**.

6.1.2 Prise en compte des effets thermiques

Dans le cas des cheminées (ou des silos recevant des produits chauds), le gradient thermique résultant de l'écart important de température entre l'intérieur et l'extérieur de la paroi détermine dans celle-ci des moments de flexion qui agissent tant dans le sens vertical que dans le sens transversal (§ 6.1.3).

6.1.3 Sollicitations à prendre en compte dans la paroi verticale

Il convient de distinguer d'une part les sollicitations dues aux actions d'ensemble, d'autre part les sollicitations dues aux actions d'ensemble et aux actions locales. Les combinaisons d'actions à considérer sont fixées par les règles spécifiques de calcul de chaque catégorie d'ouvrage.

Ce principe général de calcul par superposition d'actions d'ensemble et d'actions locales est également applicable et généralisable à des anneaux non circulaires et même à des ouvrages tubulaires à section creuse. Cependant, les nœuds des immeubles-tours à usage d'habitation ne sont pas étudiés ici, car les questions spécifiques de contreventement qu'ils soulèvent ont déjà été évoquées en [C 2 312].

6.1.3.1 Sollicitations dues aux actions d'ensemble

Il s'agit des sollicitations qui intéressent l'ensemble de l'ouvrage et qui peuvent être rapportées au centre de gravité de toute section horizontale (figure 32) :

- l'effort normal N est dû au poids propre, aux équipements divers, aux charges d'exploitation, à l'action de portance du vent, au séisme ;
- le moment de flexion M est dû à l'action d'ensemble du vent, à une dissymétrie éventuelle des charges d'exploitation, à l'ensoleillement, aux actions du second ordre (dues au déplacement d'une section), au séisme ;
- l'effort tranchant V provient de l'action d'ensemble du vent ou de l'action du séisme.

Dans le cas de cellules non indépendantes (batteries de silos par exemple), il faut en outre tenir compte des efforts de liaison avec les autres cellules suivant les cas de charge, ou induits par la torsion d'ensemble sous l'action du séisme, etc.

Les sollicitations définies ci-dessus engendrent des forces verticales N_v par unité de longueur de chaque section horizontale de l'ouvrage, celui-ci étant considéré dans son ensemble comme un tube mince. La loi de distribution de N_v le long du contour de ce tube est déterminée en admettant la loi de Navier, dans l'hypothèse d'une structure élastique et non fissurée.

6.1.3.2 Sollicitations dues aux actions d'ensemble et locales

Il s'agit des sollicitations qui intéressent l'épaisseur du corps de l'ouvrage et qui peuvent être rapportées au centre de gravité de toute section de largeur unitaire soit dans le sens vertical, soit dans le sens horizontal (figure 33). On distingue ainsi, les indices h (horizontal) et v (vertical) désignant les directions des contraintes engendrées :

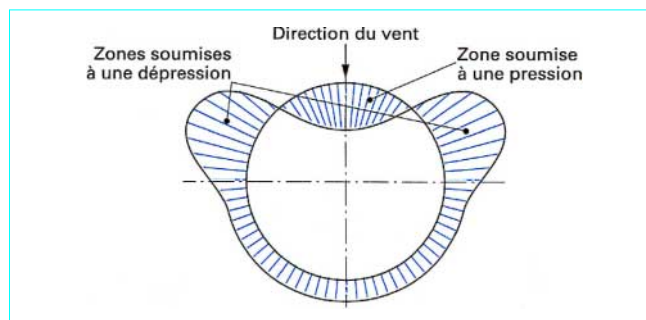


Figure 31 – Exemple de répartition des actions du vent sur une paroi circulaire

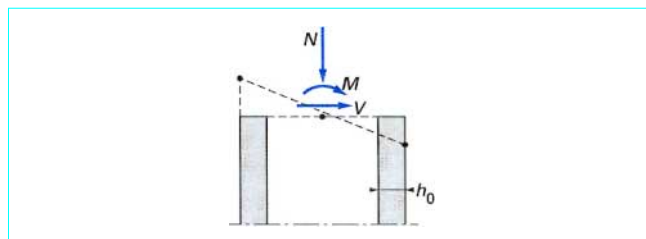


Figure 32 – Sollicitations dues aux actions d'ensemble

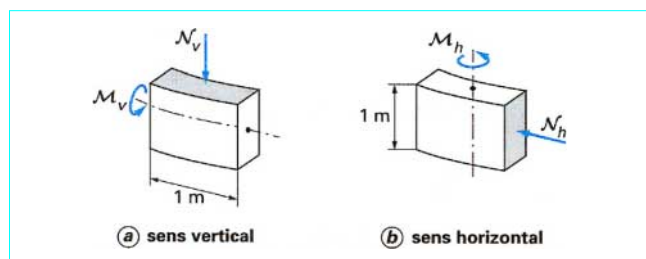


Figure 33 – Sollicitations dues aux actions d'ensemble et locales

■ dans le sens vertical :

- N_v effort normal provenant des actions d'ensemble ;
- M_v moment de flexion d'axe horizontal dû :
 - aux consoles supportant les plates-formes ou les escaliers (cas des tours hertziennes) ou le revêtement intérieur, s'il existe (cas des cheminées) ;
 - aux liaisons rigides de la paroi à ses extrémités ;
 - à l'action d'un gradient thermique $\Delta\theta/h_0$ éventuel dans l'épaisseur h_0 de la paroi :

$$M_{\Delta\theta} = \alpha_\theta \frac{\Delta\theta}{h_0} EI$$

avec α_θ coefficient de dilatation thermique du béton ($\alpha_\theta = 10^{-5}/^\circ\text{C}$),

EI facteur de rigidité de la paroi.

Les Règles professionnelles pour le calcul des silos [106] fournissent un mode de calcul de $\Delta\theta$, ainsi que les valeurs conventionnelles de E et I à introduire dans l'expression précédente pour tenir compte de la réduction de rigidité de la paroi sous l'effet de la fissuration, dans les divers cas de flexion simple ou composée, avec compression ou avec traction, qui peuvent se présenter. Dans le cas où la totalité de la section est comprimée par exemple (compression simple ou flexion composée avec compression) :

$E = E_v$ module de déformation différée du béton

$$I = \frac{h_0^3}{12}$$

Dans le cas de la flexion simple, $E = E_v$ et I dépend du pourcentage d'aciers tendus. Dans le cas d'une section entièrement tendue, $E = E_s$ module d'élasticité de l'acier et I est le moment d'inertie de la section réduite à ses seules armatures, par rapport au centre de gravité de celles-ci.

■ dans le sens horizontal :

- N_h effort normal tangentiel dû :
 - à la poussée du contenu (cas des silos) ;
 - au vent ;
 - au séisme.
- M_h moment de flexion d'axe vertical dû :
 - à l'ensoleillement ;
 - à l'ovalisation sous l'effet du vent (ou d'une vidange géométriquement anormale dans le cas de certains silos) ;
 - au gradient thermique éventuel ;
 - aux liaisons éventuelles le long de certaines génératrices (cas de silos à cellules circulaires accolées).

Remarque : pour un silo (ou un réservoir) à parois non circulaires, le moment M_h est également dû à la poussée du contenu (voir, par exemple, figure 37).

Les sections unitaires ci-dessus considérées sont ensuite vérifiées en flexion composée sous l'effet des sollicitations combinées (N_v et M_v) ou (N_h et M_h) aux états-limites de résistance (sans effets du 2^e ordre) et/ou aux états-limites de service suivant les exigences particulières relatives au type d'ouvrage considéré (réservoir, silo, cheminée, tour, etc.) Dans tous les cas, la section du béton tendu est négligée (figure 34).

6.1.4 Déformations

L'étude des déformations devient nécessaire pour certains ouvrages élancés dans lesquels le rapport entre le diamètre à la base et la hauteur de l'ouvrage est fréquemment de l'ordre de 1/15 et peut atteindre 1/20. Des déformations excessives peuvent en effet

provoquer des perturbations dans la transmission des signaux pour les tours hertziennes ou des désordres dans les revêtements en briques des cheminées.

Remarque : les tours hertziennes sont distantes d'environ 50 km. Le faisceau hertzien échappe à la parabole réceptrice pour un écart de $\pm 4/1\,000$ rad autour de l'axe joignant la parabole émettrice et la parabole réceptrice.

Les rotations au sommet et les déformations d'ensemble peuvent être dues :

- à l'ensoleillement, en raison des différences de température entre une face exposée au soleil et la face opposée ;
- à l'action du vent sur la construction fonctionnant en console encastrée dans sa fondation, cette dernière pouvant d'ailleurs subir une rotation si le sol d'appui est compressible.

6.1.5 Fondations des ouvrages à section annulaire

Les ouvrages à section annulaire peuvent être fondés sur un radier général ou sur une semelle annulaire (figure 35)

Le calcul de telles fondations est donné en [95].

6.2 Cheminées et tours

Pour l'étude des cheminées et des tours, il convient de se référer aux documents suivants :

- Règles applicables à la construction des cheminées en béton armé [113] ;
- Règles applicables à la construction des tours en béton armé [114].

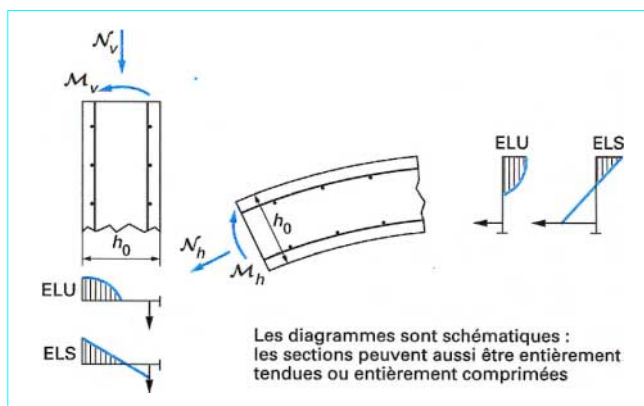


Figure 34 – Vérifications sous les sollicitations M et N

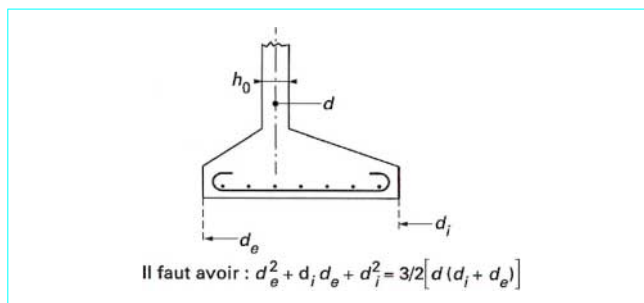


Figure 35 – Coupe d'une semelle annulaire

Ces deux textes, assez anciens et jamais révisés, ont été établis dans le cadre d'une réglementation aux contraintes admissibles (Règles CCBA 68) ; leur transposition à des méthodes de calcul aux états-limites a donné lieu à quelques études comparatives [117] mais, jusqu'à présent, elle n'a pas été faite d'une façon systématique. Il convient cependant de mentionner à ce sujet les travaux du *Comité international des cheminées industrielles* (CICIND, dont le secrétariat se trouve à Düsseldorf) qui ont abouti, en 1984, à la rédaction d'un *Code-Modèle pour les cheminées en béton* (Model Code for Concrete Chimneys) assorti de commentaires (1987). Ce texte n'a aucun caractère réglementaire, et bien qu'une enquête ait été lancée à son sujet par le Comité européen de normalisation en 1992, la publication d'un « Eurocode pour les cheminées en béton » n'est pas encore envisagée.

6.2.1 Vérifications des conditions de sécurité

Elles doivent être conduites conformément aux prescriptions des *Règles* évoquées ci-dessus. Pour les cheminées, il est prévu deux catégories d'ouvrages :

- catégorie A, pour les cheminées de hauteur totale supérieure à 120 m ou présentant en une section quelconque un rapport hauteur/diamètre supérieur à 20, ou en cas de spécification du maître d'ouvrage ;
- catégorie B, pour celles qui n'entrent pas dans la catégorie précédente.

Tant pour les tours que pour les cheminées, il est imposé deux sortes de vérifications [113] [114] :

- sous sollicitations du premier genre (états-limites de service) ;
- sous sollicitations du second genre (pseudo-calculs à l'état-limite ultime), en considérant à chaque fois successivement les sollicitations dues aux actions d'ensemble, et celles dues aux actions d'ensemble et aux actions locales.

Les coefficients de pondération des diverses actions et les contraintes admissibles ont des valeurs qui varient dans les différents cas étudiés.

En raison de l'importance des sollicitations d'origine thermique, les problèmes relatifs aux cheminées sont en général plus complexes que ceux concernant les tours.

Des exemples de calculs sont donnés notamment dans [120].

6.2.2 Solutions constructives

Les cheminées en briques ont été progressivement abandonnées en raison de l'accroissement de hauteur des cheminées industrielles, des difficultés de recrutement de main-d'œuvre qualifiée et des délais de construction.

Maintenant, on ne construit pratiquement plus qu'en utilisant les techniques des coffrages glissants ou grimpants [135], ce qui impose une épaisseur minimale de paroi (12 cm).

Les tours de télécommunications ou de contrôle sont, elles aussi, édifiées le plus souvent en coffrage glissant ou grimpant. Une des principales difficultés résulte de la présence de planchers et de plates-formes en porte à faux de grandes dimensions ; ces dernières et leurs consoles-supports sont souvent exécutées en métal, assemblées au sol et hissées à leur niveau par levage.

Il ne peut être question, dans le cadre du présent article, de définir avec plus de précision les solutions constructives de ces ouvrages dont la plupart soulèvent des problèmes spécifiques qui ne peuvent être abordés que par des spécialistes.

6.3 Réfrigérants atmosphériques

Un réfrigérant atmosphérique est un ouvrage destiné à assurer le refroidissement de l'eau d'un circuit relié par ailleurs à une source de calories inutilisable : condenseur de turbine, appareil thermique,

machine, etc. Il comprend essentiellement une enveloppe, des ouvrages hydrauliques, une ossature support de l'équipement de distribution et de refroidissement de l'eau, et des ouvrages annexes.

Pour le principe et le détail du fonctionnement, on se reportera à l'article *Réfrigérants atmosphériques* [B 2 481] dans le traité Génie énergétique.

On distingue les réfrigérants atmosphériques à tirage naturel, (RATN), qui comportent une coque externe de révolution formant cheminée, et les réfrigérants atmosphériques à tirage induit (RATI) dont l'enveloppe est constituée par des voiles verticales et qui comportent un plancher interne support des ventilateurs et diffuseurs.

Seules sont visées ici les coques des RATN.

Ces coques peuvent affecter la forme d'une hyperboloïde de révolution, d'un tronc de cône (simple ou double, en *diabolo*) ou d'un cylindre. La forme hyperboloïde est la plus fréquente, car elle est esthétique et permet d'obtenir, du fait de la double courbure de la paroi, les qualités de résistance souhaitées, en particulier au vent, avec des épaisseurs de béton minimales.

Bien qu'il s'agisse d'ouvrages à section annulaire, leur conception et leurs proportions en font des ouvrages très particuliers, auxquels les méthodes exposées aux paragraphes 6.1 et 6.2 ne sont **absolument pas applicables**.

Les problèmes qui se posent viennent des dimensions d'ensemble considérables (hauteur : 100 à 165 m ; diamètre : de 50 à plus de 120 m) par rapport à l'épaisseur (15 à 22 cm en moyenne).

Étant donné ces proportions, la stabilité de forme de la paroi vis-à-vis du cloquage doit être vérifiée très soigneusement, aussi bien sous l'action du poids propre que sous celle du vent ; cette vérification est complexe.

L'équilibre statique est également à vérifier pour tout état d'avancement de l'ouvrage, compte tenu des actions susceptibles de s'exercer (en particulier, charges temporaires de chantier, actions du vent).

Pour le calcul, la théorie des poutres de la Résistance des Matériaux, qui repose principalement sur la loi de Navier, est inapplicable ; la théorie des membranes ou celle des coques fléchies peuvent seules convenir (cf. article *Voiles minces* [A 320] dans le traité Sciences fondamentales).

Souvent, on utilise des méthodes de calcul aux éléments finis, avec recours à l'ordinateur. Les actions à considérer sont la pesanteur le vent, le séisme, la température de l'air humide intérieur, la température extérieure, l'ensoleillement. Toutes ces actions ont, individuellement ou combinées, des effets complexes.

Un projet de « Règles professionnelles applicables à la construction des réfrigérants atmosphériques en béton armé » a été établi, en juin 1986, par une commission du SNBATI [185].

Ce texte n'a jamais été publié. Il définit les combinaisons d'actions à considérer pour les états-limites de service et les états-limites ultimes – combinaisons fondamentales et combinaisons accidentelles – dans tous les cas possibles de fonctionnement : marche en été, marche en hiver avec vent, ou neige, ou séisme, ou bien arrêt en été, en hiver, etc.

Bien que les états-limites ultimes soient envisagés, pour les vérifications de béton armé proprement dites, les conditions relatives aux états-limites de service sont le plus souvent déterminantes : la paroi est soumise à l'intérieur à une attaque par l'eau pure (eau de condensation) et à l'extérieur au ruissellement des eaux de pluie. La fissuration est toujours préjudiciable et la contrainte de traction du béton doit être limitée de manière que l'on soit assuré de la non-fissuration systématique de la coque sous vent extrême.

L'accident survenu à Ferrybridge (Grande-Bretagne) le 1^{er} novembre 1966 où un vent, certes de tempête mais non exceptionnel, entraîna l'effondrement de trois grands réfrigérants, a mis clairement en évidence d'importance d'une définition correcte des actions, d'une analyse par le calcul précise et rigoureuse et d'une

exécution parfaite ; celle-ci, en particulier, doit impérativement respecter la méridienne considérée dans le calcul et assurer une excellente compacité du béton pour résister aux phénomènes de corrosion. Les fondations doivent également faire l'objet d'une étude très soignée.

Ces quelques considérations montrent que les tours de réfrigération sont des ouvrages de caractère exceptionnel, dont l'étude et l'exécution ne peuvent être confiées qu'à des entreprises spécialisées de haut niveau.

7. Ouvrages destinés à contenir ou à retenir des liquides

Ce paragraphe concerne de façon générale les réservoirs, cuves, bassins, piscines, etc. On peut y rattacher les *cuvclages*, ouvrages destinés à s'opposer à l'entrée d'eau dans les parties immergées des bâtiments.

Les **réservoirs et cuves** sont des ouvrages destinés au stockage de liquides. Il peut s'agir d'ouvrages parallélépipédiques à un ou plusieurs compartiments accolés et/ou superposés, comportant des parois communes (figure 36), ou d'ouvrages de révolution.

Un réservoir – ou une cuve – peut reposer directement sur le sol ou être partiellement ou totalement enterré. Il peut aussi être surélevé et supporté par une tour, par des murs ou par des poteaux. Les ouvrages surélevés destinés au stockage de l'eau sont habituellement désignés sous le nom de **châteaux d'eau**.

Dans le passé, à côté d'indéniables réussites architecturales, les châteaux d'eau ont souvent fait l'objet de réalisations d'une esthétique discutable. Actuellement, on tend à leur substituer, quand on le peut, des réservoirs enterrés, d'une exécution plus commode que les ouvrages surélevés et ne modifiant pas de façon sensible l'environnement. L'installation comporte alors des surpresseurs permettant un réglage précis de la pression dans les canalisations de distribution.

Les **piscines** sont des ouvrages dont le calcul s'apparente à celui des réservoirs. La paroi constituant le fond des bassins peut reposer directement sur le sol ou être supportée par des poteaux.

Les **décanteurs ou digesteurs** des usines d'assainissement des eaux sont des ouvrages ayant des fonctions très particulières, mais leur calcul est analogue à celui des réservoirs enterrés.

Tous ces ouvrages, exclus du domaine d'application des Règles BAEL, font ou ont fait l'objet de règles spécifiques pour leur conception, leur calcul et leur exécution. Actuellement, le texte réglementaire applicable à la plupart des ouvrages visés dans le présent paragraphe est le CCTG fascicule 74 [179]. Ce texte fait suite aux « Recommandations professionnelles de mai 1990 » applicables aux réservoirs, cuves, bassins, châteaux d'eau enterrés, semienterrés, aériens, ouverts ou fermés [103]. Les piscines sont visées par ce dernier texte, mais les cuves à vin font encore l'objet de Règles professionnelles particulières [180].

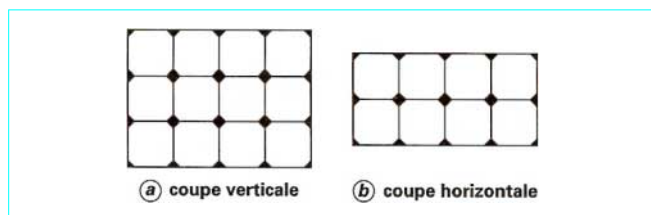


Figure 36 – Cuve à étages

7.1 Rôle dévolu à la structure en béton armé

En pratique, deux cas peuvent se présenter.

■ Premier cas

Le béton armé joue à la fois les rôles de structure mécanique et d'étanchéité (avec ou sans revêtement de protection complémentaire destiné à empêcher l'attaque éventuelle du béton par le produit contenu) : dans ce cas, le béton doit être particulièrement compact, et la fissuration du béton strictement limitée.

■ Second cas

Le béton armé ne joue que le rôle de structure mécanique, sans rôle d'étanchéité : dans ce cas, la fissuration est admise, étant entendu, en contrepartie, qu'il doit être prévu, sur les parois en contact avec le liquide, un revêtement d'étanchéité capable de s'adapter aux légères déformations entraînées par la fissuration de son support. Les exigences vis-à-vis de la fissuration sont alors liées à la nature de ce revêtement (adhérent ou non, souple ou élastoplastique, etc).

Remarque : pour les cuves à vin, il existe également une méthode, dite *méridionale*, dans laquelle la structure est réalisée selon un processus particulier et l'étanchéité assurée par un enduit exécuté selon une technique parfaitement définie (voir [180]).

7.2 Actions à prendre en compte

Les actions à prendre en compte comprennent :

■ des actions permanentes (G) :

- poids propre, poids des superstructures, poids des équipements fixes ;
- éventuellement, poids et poussées des terres ;
- poids et pression de l'eau extérieure à l'ouvrage, si le niveau de la nappe aquifère est quasi fixe ;
- déformations imposées : tassements différentiels, retrait.

■ des actions variables :

- poids et poussée du liquide contenu (Q), le cas de l'ouvrage vide ($Q = 0$) étant également à considérer ;
- charges climatiques : vent (W) ; neige (S_n) ;
- charges dues à l'exploitation de l'ouvrage, à l'entretien, et au fonctionnement des installations :
 - variations de poussée de l'eau extérieure à l'ouvrage,
 - charges éventuelles sur le terrain avoisinant,
 - effets thermiques,
 - dépressions et surpressions.

■ des actions accidentelles (séismes, crues, chocs, etc.) qui sont normalement définies dans les documents particuliers du marché (DPM).

Certaines des actions ainsi énumérées (le vent, par exemple) ne concernent que les ouvrages ou parties d'ouvrages situés au-dessus du sol. D'autres ne concernent que les ouvrages ou parties d'ouvrages enterrés : c'est le cas de la prise en compte des poussées des terres avec la présence éventuelle d'une nappe aquifère et de charges d'exploitation sur le sol entourant l'ouvrage. On est donc normalement conduit à faire une distinction entre les ouvrages ou parties d'ouvrages en élévation et les ouvrages ou parties d'ouvrages enterrés.

Dans chacun de ces deux cas, la vérification par le calcul porte :

- en phases de construction et en phase définitive : sur l'équilibre statique et sur la résistance ;
- en phase définitive seule : sur la fissuration, en tenant compte du rôle dévolu à la structure et de la nature du revêtement.

7.2.1 Ouvrages ou parties d'ouvrages en élévation

L'équilibre statique est vérifié en prenant en compte toutes les charges permanentes, ainsi que les charges variables déstabilisantes s'il en existe.

Pour les parois destinées à retenir ou contenir des liquides, la nécessité d'avoir la meilleure étanchéité possible, c'est-à-dire des ouvertures de fissures extrêmement faibles (sauf si un revêtement d'étanchéité ou d'imperméabilisation à l'efficacité démontrée a été prévu) conduit à limiter à des valeurs plutôt basses la contrainte de traction de l'acier en service.

Il en résulte que, pour ces parois, une vérification à l'état-limite ultime de résistance n'apporte rien. Une telle vérification ne se justifie généralement que pour les supports (pylônes, tours, etc.) des ouvrages surélevés et pour leurs fondations ou pour certains ouvrages annexes non au contact de liquides.

7.2.2 Ouvrages ou parties d'ouvrages enterrés

Dans le calcul de la partie enterrée, il ne faut jamais faire intervenir la butée des terres pour équilibrer la poussée du liquide intérieur, car la mobilisation de la butée implique des déplacements incompatibles avec la bonne tenue de l'ouvrage.

Si le terrain est inondable, les ouvrages étanches peuvent être considérés comme des cuvelages et vérifiés selon les règles de calcul propres à ce type d'ouvrage (§ 7.6) moyennant quelques adaptations. Une étanchéité extérieure ou une imperméabilisation intérieure peuvent être nécessaires.

7.3 Combinaisons d'actions

Selon la vérification à effectuer et selon les circonstances, les coefficients partiels de sécurité et les combinaisons d'actions à considérer sont les suivants.

■ État-limite d'équilibre statique

Dans le cas d'un ouvrage pouvant être immergé et vidé sans rabatement de nappe : $\gamma = 1,05$ pour les différentes actions de l'eau extérieure à l'ouvrage ;

■ États-limites ultimes de résistance

● en combinaisons fondamentales :

$$1,35 G + 1,5 Q + W(\text{ou } S_n) + T$$

$$G + 1,5 W + 0,8 T$$

$$1,35 G + 1,5 W + 1,3 Q + 0,8 T$$

où T désigne les effets de la température ;

● en combinaisons accidentelles :

$$G + Q + S_I + 0,6 T$$

où S_I désigne le séisme ;

■ États-limites de service

$$G + Q + W + 0,6 T$$

$$G + Q + T$$

7.4 État-limite d'ouverture des fissures

L'état-limite d'ouverture des fissures est conventionnellement défini par une double vérification :

- l'une concerne la limitation de la contrainte des aciers tendus ;
- l'autre concerne la limitation de la contrainte de traction du béton en section homogène.

7.4.1 Contrainte limite des aciers tendus

Pour les parois en contact avec un liquide, avec ou sans revêtement d'étanchéité ou d'imperméabilisation, la fissuration est considérée comme **très** préjudiciable, et l'état-limite d'ouverture des fissures représente **toujours** la condition la plus contraignante pour la détermination des armatures.

Selon les Recommandations professionnelles [103], la contrainte de traction des armatures HA Fe E 500 ne peut excéder la valeur :

$$\overline{\sigma}_s = \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\varnothing}} \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 250 \\ 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \end{array} \right. \quad (\text{MPa, mm}) \quad (8)$$

avec f_{t28} (MPa) résistance caractéristique du béton à la traction,
 \varnothing (mm) diamètre de la plus grosse des barres tendues prises en compte dans le calcul,
 η coefficient de fissuration de l'armature [C 2 304],
 α coefficient qui dépend de la fonction dévolue à la paroi en béton et de la nature du revêtement intérieur éventuel :

- $\alpha = 240$, dans le cas général où le béton doit jouer à la fois le rôle de structure mécanique et d'étanchéité ;

- dans le cas où l'étanchéité est assurée par un revêtement intérieur, il est possible d'adopter des valeurs de α supérieures à 240, sous réserve qu'elles résultent d'essais probants, effectués selon une procédure définie, dans des laboratoires agréés.

La borne de $90 \sqrt{\eta f_{t28}}$ correspond à la contrainte limite des Règles BAEL, lorsque la fissuration est très préjudiciable. Elle est atteinte dès que :

$$\varnothing \geq \left(\frac{\alpha}{90} \right)^2 (\text{mm})$$

soit $\varnothing > 7$ mm pour $\alpha = 240$.

Sauf en ce qui concerne les ouvrages de la mer, ou à proximité de la mer, et les parties d'ouvrages enterrées, lorsque l'eau extérieure est saumâtre ou agressive, la valeur limite de $\overline{\sigma}_s$ peut être majorée de 30η (MPa) pour les armatures situées au voisinage de parements en contact **permanent** avec l'eau ou avec une atmosphère saturée ; cette majoration ne doit donc pas être appliquée en présence d'un revêtement d'étanchéité.

7.4.2 Contrainte de traction limite du béton

La contrainte de traction du béton en service, calculée sur la section rendue homogène, ne peut excéder la valeur :

$$\overline{\sigma}_{bt, h} = 1,1 \theta f_{t28}$$

avec $\theta = 1$ dans le cas de la traction simple,
 $\theta = 1 + (2 e_0 / 3 h_0)$ dans le cas de la flexion plane composée, lorsque l'excentricité e_0 de la force de traction extérieure est inférieure à l'épaisseur h_0 de la paroi sauf pour les cuves à vin, les piscines et les cuvelages où $\theta = 1 + (4 e_0 / 3 h_0)$,
 $\theta = 5/3$ dans les autres cas.

Remarque : dans les zones comprimées par flexion, la contrainte de compression du béton est limitée conformément aux Règles BAEL [C 2 306].

7.5 Calcul et dispositions constructives particulières

Les éléments constitutifs d'un réservoir, d'une cuve ou d'une piscine doivent normalement être calculés par la théorie élastique

des poutres, des plaques, coques ou membranes en tenant compte des liaisons effectives et de la raideur des éléments concourant à la liaison. S'il existe une couverture, son action sur la structure doit être prise en compte.

Les arrêts et reprises de bétonnage posent des problèmes d'exécution particuliers.

7.5.1 Réservoirs ou cuves parallélépipédiques

Dans les réservoirs (ou les cuves) parallélépipédiques, les parois verticales sont en principe calculées comme des dalles chargées hydrostatiquement, en tenant compte des liaisons avec les parois adjacentes, le radier et la couverture.

À défaut de calculs plus précis, tenant compte en particulier de la rotation des appuis [102], on peut admettre :

- que les parois verticales ou horizontales des étages inférieurs sont parfaitement encastrées sur leur contour ; on majore toutefois de 25 % le moment positif maximal correspondant pour tenir compte d'une rotation possible des sections de contour ; les réactions d'appui des parois orthogonales déterminent des efforts de traction dans chaque paroi, ainsi soumise à la flexion composée avec traction, ce qui conduit à disposer des armatures sur les deux faces ;
- que les parois verticales latérales de l'étage supérieur sont simplement appuyées le long de leur arête commune avec la couverture ; mais si la raideur de cette dernière est de l'ordre de celle des parois verticales, elle peut être calculée de la même manière que les parois des compartiments des étages inférieurs.

Si le réservoir, ou la cuve, est directement appuyé sur le sol, la dalle de fond est calculée comme un radier en tenant compte des moments et réactions transmis par les parois latérales. Dans le cas d'un réservoir ou d'une cuve reposant sur des murettes ou des poteaux, si la raideur de la dalle de fond est au plus égale à celle des parois latérales, cette dalle peut être calculée comme indiqué en *a*.

Une méthode approchée consiste à considérer que le réservoir est formé par une superposition de cadres horizontaux de 0,50 m ou 1,00 m de hauteur.

Soit, de façon générale, un cadre de côtés *a* et *b* (*a* ≤ *b*) et de 1 m de hauteur soumis aux pressions internes *q_a* sur le côté *a* d'épaisseur *e_a* et *q_b* sur le côté *b* d'épaisseur *e_b* (figure 37).

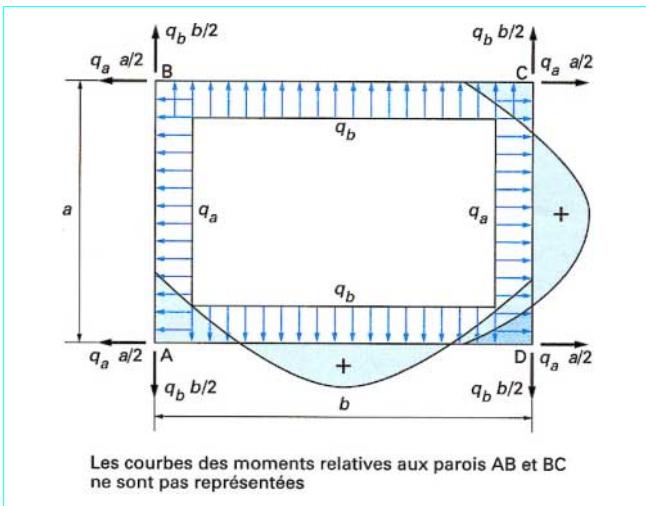


Figure 37 – Sollicitations dans un cadre soumis à des pressions internes

À chacun des angles s'exerce un moment de flexion :

$$M_a = - \frac{q_a a^2 k_b + q_b b^2 k_a}{12 (k_a + k_b)}$$

$$\text{avec } k_a = \frac{e_a^3}{12 a},$$

$$k_b = \frac{e_b^3}{12 b}.$$

Les moments de flexion au milieu de chacun des côtés s'en déduisent aisément.

Pour un réservoir ou une cuve si *z'* est la cote de profondeur de la base du cadre, comptée depuis le niveau maximal du liquide stocké, la pression à la base du cadre est telle que *q_a* = *q_b* = *q*, avec *q* ≈ 10³ *z'* (kN/m², m) et si *e_a* = *e_b* :

$$M_a = - \frac{q (a^3 + b^3)}{12 (a + b)}$$

Chaque paroi est soumise à la flexion composée avec traction, cette dernière étant due aux réactions d'appui des deux parois qui lui sont liées (*N* = − *q**a*/2 dans une paroi de dimension *b* et *N* = − *q**b*/2 dans une paroi de dimension *a*). Une valeur approchée de la section d'armatures à prévoir pour chaque cadre considéré est donnée par :

$$A = \frac{M}{z \bar{\sigma}_s} + \frac{|N|}{2 \bar{\sigma}_s}$$

$$\text{avec } z = d \frac{10 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}.$$

$\bar{\sigma}_{bc}$ étant la contrainte limite du béton en compression et $\bar{\sigma}_s$ la contrainte limite de l'acier définie au paragraphe 7.4.1.

Dans le cas d'un réservoir (ou d'une cuve) parallélépipédique reposant sur le sol, si les parois ne reposent pas sur un dispositif supprimant leur continuité avec le radier et si celui-ci peut valablement être considéré comme indéformable, on peut, pour le dernier cadre, s'inspirer de ce qui a été dit en 5.5a pour les murs de soutènement à contreforts.

■ Dispositions constructives minimales

L'épaisseur des parois mouillées ne doit pas être inférieure à 12 cm.

Les textes réglementaires prévoient normalement une section minimale d'armatures principales ; le diamètre minimal de ces armatures doit être tel que :

$$6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq \frac{h_0}{10}$$

avec *h₀* (mm) épaisseur de la paroi.

Ces armatures doivent être parfaitement dressées.

Des armatures de répartition, de même nuance que celle des armatures principales et respectant les mêmes conditions de diamètre minimal et de dressage, doivent être prévues. Ces armatures doivent avoir une section unitaire au moins égale au quart de la section unitaire des barres principales.

Dans la partie courante d'une paroi, le rapport de la section totale des armatures de chaque direction à la section de la paroi doit être au plus égal à 2 %. Par face et dans chaque direction, la section d'acier doit représenter 0,125 % de la section totale de béton et être supérieure à la section minimale requise par les Règles BAEL.

Pour les parois en contact avec un liquide, les quadrillages formés par les armatures principales et les armatures de répartition doivent avoir des mailles de dimensions au plus égales à :

$$\text{Min } [1,5 h_0 ; 20 \text{ cm}]$$

h₀ étant ici exprimé en cm.

Deux nappes de quadrillage, une par face, sont à prévoir dès que l'épaisseur de la paroi dépasse 15 cm. Les recouvrements de toutes les armatures doivent être décalés.

Les enrobages ne peuvent être inférieurs aux valeurs minimales prévues par les Règles BAEI 91, ni à 3 cm pour le côté mouillé des parois ou pour les parois directement au contact d'un liquide (par exemple, eau intérieure et/ou eau extérieure), cette valeur pouvant être ramenée à 2 cm si la résistance caractéristique spécifiée du béton est au moins égale à 40 MPa.

Lorsque la stabilité d'une paroi est principalement assurée par encastrement sur le radier ou sur une autre paroi, des goussets (coulés en même temps que le radier) sont généralement nécessaires (figure 38), à moins que les parois ne soient peu hautes (hauteur au plus égale à 1,30 à 2 m) ou que l'épaisseur du radier et des parois ne soit au moins égale à 20 cm, ce que l'on peut réaliser localement comme indiqué sur la figure 39.

Les dispositions de ferrailage sont celles de la figure 40. Voir également en [C 2 317].

7.5.2 Réservoirs ou cuves de révolution

Les parois de réservoirs (ou de cuves) de révolution doivent pouvoir résister aux efforts de traction provoqués par la pression hydrostatique ainsi qu'aux moments de liaison au droit des ceintures qui renforcent les parallèles aux points anguleux des courbes méridiennes. Il en est de même pour les réservoirs (ou les cuves) à fond plat, à la jonction des parois avec le radier, dans le cas où la paroi ne repose pas sur un dispositif supprimant cet encastrement.

■ Réservoirs cylindriques reposant sur le sol ou enterrés

Le calcul des réservoirs cylindriques est généralement conduit en considérant que leur paroi est constituée de poutres verticales de largeur unité reliées, avec ou sans encastrement, au radier et parfois à une couverture, et prenant appui sur des anneaux horizontaux de hauteur unité (fonctionnement analogue à celui des douves et des cercles d'un tonneau). Il s'agit d'un calcul en poutres sur appui continu élastique. Ce mode de calcul est développé en [102].

On peut souvent se contenter d'un calcul approché en décomposant le réservoir en anneaux horizontaux de hauteur unité.

En tout point d'un anneau circulaire de rayon r soumis à une pression interne q par unité de longueur s'exerce un effort de traction tangentiel $N = q r$ (formule du « tube »).

Pour une paroi circulaire en béton armé, soumise à une pression hydrostatique, à une profondeur z' (en m) sous le niveau maximal de l'eau, un anneau de hauteur $\Delta z'$ est soumis à un effort de traction :

$$N = q_z' r \Delta z'$$

avec $q_z' = \gamma z'$ (γ : poids volumique du liquide contenu ; pour l'eau : $\approx 10 \text{ kN/m}^3$).

Pratiquement, on prend pour $\Delta z' = 0,50 \text{ m}$ ou 1 m et pour q_z' , la pression moyenne sur la hauteur $\Delta z'$.

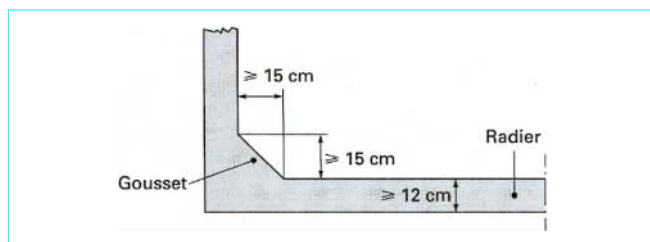


Figure 38 – Dimensions minimales des goussets

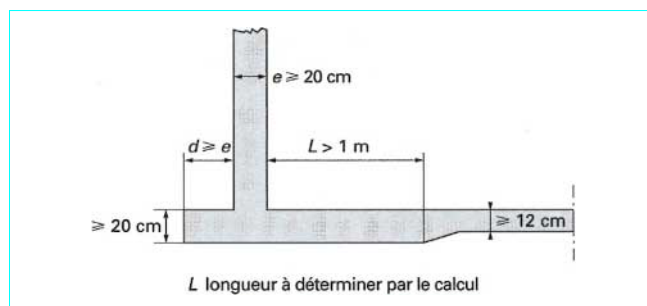


Figure 39 – Disposition permettant de se dispenser de gousset

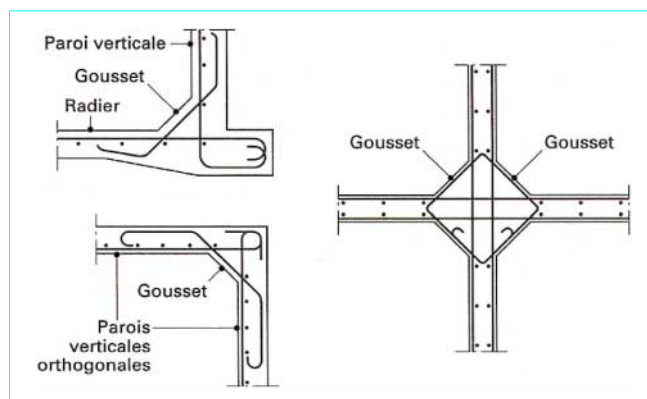


Figure 40 – Armatures aux jonctions des parois de réservoirs parallélépipédiques

Dans le cas d'un réservoir (ou d'une cuve) de révolution reposant sur le sol, si la paroi ne prend pas appui sur un dispositif supprimant sa continuité avec le radier et si ce dernier peut valablement être considéré comme indéformable, on doit tenir compte, à la base, d'un moment d'encastrement dont la valeur approchée est, par unité de longueur :

$$M = \frac{\gamma z h_0 r}{\sqrt{12}} \left(1 - \frac{\sqrt{r h_0}}{1,316 \, 5 z} \right) \quad (\text{kN, m})$$

ou encore, plus simplement :

$$M = \frac{\gamma z h_0 r}{\sqrt{12}}$$

avec γ poids volumique du liquide contenu,
 z hauteur de liquide dans la cuve,
 h_0 épaisseur de la paroi dans la section d'encastrement, supposée constante,
 r rayon du feuillet moyen de la paroi.

Le radier lui-même est soumis à un effort radial de traction.

L'épaisseur de la paroi est souvent fixée par la condition, indiquée au paragraphe 7.4.2, limitant la contrainte de traction du béton.

Les armatures forment des quadrillages à mailles de 15 à 20 cm au plus, constitués par :

— des cerces réparties à joints décalés façonnées à partir de barres parfaitement dressées et correctement arrimées, dont la section, pour chaque anneau considéré dans le calcul, est donnée par :

$$A = N / \overline{\sigma}_s$$

avec $\overline{\sigma}_s$ contrainte admissible de l'acier en service, fixée par les textes réglementaires applicables du type d'ouvrage considéré ;

— des armatures de répartition satisfaisant aux mêmes conditions que celles énoncées pour les réservoirs (ou les cuves) parallélépipédiques (§ 7.5.1).

Dans le cas où deux nappes sont nécessaires (parois de plus de 15 cm d'épaisseur), la nappe intérieure ne doit pas comporter plus de la moitié de la section totale des armatures horizontales.

7.5.3 Piscines

Le calcul est analogue à celui des réservoirs parallélépipédiques, mais ici, étant donné la hauteur relativement faible des parois vis-à-vis des dimensions en plan, l'assimilation des parois à des consoles encastrées dans le radier et soumises à une pression hydrostatique est généralement mieux appropriée. Les efforts de traction horizontaux dans les parois doivent être équilibrés par des armatures calculées à cet effet. Les contraintes limites admises dépendent du type de piscine (enterrée, en superstructure ou à fort gradient de chauffage).

L'épaisseur minimale des éléments doit être de 12 cm pour les radiers et 15 cm pour les parois.

L'exécution exige des précautions particulières : en l'absence d'une technique spéciale pour restreindre les effets du retrait, les radiers de plus de 100 m² de surface sont coulés par bandes indépendantes de 5 à 10 m de largeur, parallèlement au petit côté du bassin, ou par plots, en réservant sur le pourtour de ceux-ci un espace libre de 25 à 50 cm de largeur. Les raccords entre bandes ne sont coulés qu'au moins cinq jours après la fin du bétonnage de celles-ci.

Les parois de longueur supérieure à 18 m sont coulées, comme les radiers, par bandes indépendantes en suivant les mêmes règles que précédemment.

■ Dispositions particulières

Lorsque les murs périphériques sont solidaires du radier, il y a lieu de prévoir un chaînage ou une lisse en tête de ces murs (figure 41) et d'y placer une section d'armatures filantes (en cm²) au moins égale à $b^2/100$, avec b , largeur du mur en cm.

Il convient, en outre, de respecter les conditions minimales suivantes :

— dans les radiers, une seule nappe en partie supérieure avec, dans chaque sens, une section minimale de 2,4 cm² par mètre pour les bassins de 25 m de longueur et 6 cm² par mètre pour les bassins de 50 m, avec interpolation linéaire entre ces deux valeurs ;

— dans les parois, quadrillage d'armatures sur chaque face ; la section totale (en cm²/m) des armatures d'une paroi doit, dans chaque direction, être au moins égale à :

$$\text{Max} \left[0,1 \frac{\ell_c}{3} ; 2,4 \text{ cm}^2 \right]$$

avec ℓ_c (m) distance entre les joints de clavetage.

Le diamètre des armatures doit être d'au moins 6 mm ; les espacements entre barres ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées dans le tableau 7.

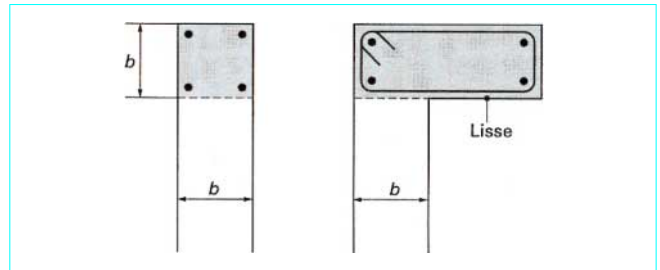


Figure 41 – Chaînages en tête d'une paroi de piscine

Tableau 7 – Espacements maximaux entre barres dans les parois des piscines

Épaisseur b de la paroi considérée	Sens principal	Sens répartition
$b < 0,15 \text{ m}$	0,15 m	0,20 m
$0,15 \leq b < 0,30 \text{ m}$	0,20 m	0,25 m
$0,30 \leq b$	0,25 m	0,25 m

7.5.4 Réservoirs surélevés sur tours ou sur pylônes (châteaux d'eau)

Le type le plus classique comporte une cuve cylindrique, couverte par une coupole sphérique. À la partie inférieure de la cuve, un tronc de cône renversé assure le raccordement avec la tour ou le pylône support (figure 42). De nombreux exemples se rencontrent dans la campagne française. Leur effet dans le paysage est peu heureux.

Actuellement, lorsqu'un réservoir doit être surélevé, on recherche généralement un effet architectural, ce qui aboutit à des châteaux d'eau à méridiennes variées (figure 42). Le calcul des cuves fait alors appel à la théorie des coques minces.

Les **tours-supports** peuvent être cylindriques ou tronconiques. Leur calcul rentre dans le cas général des ouvrages à section annulaire (§ 6.1.1).

Pour des réservoirs de faible capacité sur tour peu haute, l'épaisseur de la paroi est constante (minimum : 12 cm lorsqu'on emploie des coffrages glissants) avec une seule nappe d'armatures répartie par moitié en cerces et en barres verticales. Pour des réservoirs importants, l'épaisseur de la paroi est variable, à moins de prévoir des nervures de raidissement parallèles aux génératrices de la tour (6 à 8 sur la périphérie) et des ceintures horizontales. Un quadrillage d'armatures est prévu sur chacune des faces ; le volume relatif minimal dans les deux sens est égal à 0,25.

Les textes réglementaires prévoient une limitation de la contrainte de compression du béton en service à la plus faible des deux valeurs suivantes :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{h_0 + 0,55}{3} f_{c28}$$
$$\overline{\sigma}_{bc} = 400 \frac{h_0}{d_t} \text{ (en MPa)}$$

avec h_0 (m) épaisseur de la paroi,

d_t (m) diamètre du feuillet moyen de la tour-support au niveau où l'on effectue la vérification.

Les **pylônes** sont formés de poteaux verticaux ou légèrement inclinés, réunis par des entretoises horizontales. Un pylône constitue une ossature en cadres superposés réalisant, en plan, un système fermé.

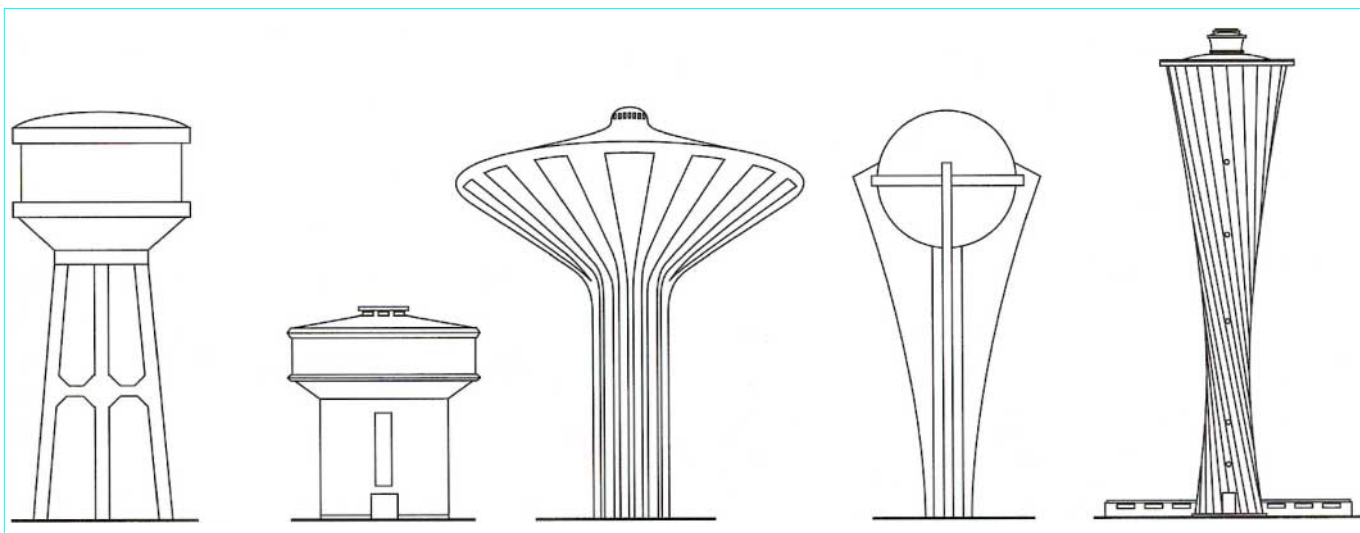


Figure 42 – Exemples de châteaux d'eau

Il faut étudier les effets des charges verticales et du vent ; on limite souvent l'étude de ce dernier aux deux cas suivants :

- vent soufflant parallèlement à un plan diamétral passant par un poteau ;
- vent soufflant perpendiculairement à un plan contenant deux poteaux consécutifs.

Les poteaux doivent être vérifiés au flambement.

7.6 Cuvelages

Les cuvelages des parties immergées des bâtiments font l'objet du DTU 14.1 [96].

En ce qui concerne l'action de l'eau, ce texte définit trois niveaux :

- EB, niveau des plus basses eaux ;
- EH, niveau des plus hautes eaux, qui correspond à la crue décennale ;
- EE, niveau exceptionnel et conventionnel, qui est celui des plus hautes eaux prévisibles, augmenté de 0,50 m.

Le niveau EB donne les actions permanentes ; la différence EH-EB définit l'action variable ; la différence EE-EB définit l'action accidentelle.

On retient :

- dans le cas d'une nappe, le niveau E ;
- dans le cas d'eaux d'infiltration ou de ruissellement, le niveau EB.

Le niveau retenu est, conventionnellement, désigné par E.

7.6.1 Actions et combinaisons d'actions

■ État-limite d'équilibre statique

Pour chaque point porteur, les charges verticales descendantes nominales limitées aux actions permanentes doivent être au moins égales à 1,05 fois les charges ascendantes résultant de l'action de l'eau supposée au niveau E.

■ États-limites ultimes de résistance

● en combinaison fondamentale :

– lorsque l'eau est l'action variable de base, les coefficients de pondération sont de :

- 1,5 pour sa partie variable,
- 1,3 pour sa partie permanente ;

– lorsque l'eau est une des actions d'accompagnement, le coefficient ψ_0 associé est pris égal à 0,77.

● en combinaison accidentelle :

- lorsque l'eau est l'action accidentelle, on se réfère au niveau E ;
- lorsque l'eau n'est pas l'action accidentelle, on retient comme valeur fréquente et comme valeur quasi permanente la différence des niveaux EH-EB.

■ État-limite d'ouverture des fissures

Les sollicitations de calcul résultent des combinaisons d'actions suivantes :

- | | | |
|--|---|----------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> – charges permanentes – action de l'eau – action latérale des terres | } | affectées du coefficient 1 |
|--|---|----------------------------|

– autres actions variables, affectées du coefficient $\psi_0 = 0,77$.

Pour l'enveloppe située sous le niveau de l'eau envisagé, il convient de vérifier que les contraintes limites de traction de l'acier et du béton ne sont pas dépassées.

Pour les cuvelages avec revêtement d'imperméabilisation, cette double vérification n'est à effectuer que pour les sections droites tendues, du côté recevant le revêtement d'imperméabilisation, l'eau étant définie par son niveau E.

Pour les cuvelages à structure relativement étanche, la vérification de la contrainte de traction de l'acier est à faire pour les deux faces de la paroi ; la vérification de la contrainte de traction du béton doit être faite pour les sections droites tendues sur la face opposée à celle en contact avec l'eau, et uniquement dans le cas de traction simple ou de flexion composée avec traction, lorsque l'excentricité e_0 de la force de traction extérieure est au plus égale à la demi-épaisseur h_0 de la paroi ($e_0 \leq 0,5 h_0$).

● Contrainte limite de l'acier tendu

Elle est définie par :

$$\bar{\sigma}_s = \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\phi}} + 30 \eta \leq \frac{2}{3} f_e \text{ (MPa, mm)}$$

η , f_{t28} et ϕ ont été définis au paragraphe 7.4.

$\alpha = 320$, quelle que soit la nature du revêtement d'imperméabilisation.

La majoration de 30η (soit 48 MPa) ne peut être appliquée dans le cas d'eaux saumâtres ou agressives.

Pour les cuvelages avec revêtement d'imperméabilisation, dans le cas des sections droites tendues du côté en contact avec l'eau, on prend :

- pour l'eau définie par son niveau EB : $\alpha = 320$;
- pour l'eau définie par son niveau EH : $\alpha = 320 \sqrt{2}$;
- pour l'eau définie par son niveau EE : $\alpha = 320 \sqrt{3}$.

● Contrainte de traction limite du béton

Elle est définie par :

$$\bar{\sigma}_{bt,h} = 1,1 \theta f_{t28}$$

avec $\theta = 1$ dans le cas de la traction simple,
 $\theta = 1 + \frac{4}{3} \frac{e_0}{h_0}$ dans le cas de la flexion plane composée, lorsque l'excentricité e_0 de la force extérieure est au plus égale à la demi-épaisseur de la paroi ($e_0 \leq 0,5 h_0$),
 $\theta = \frac{5}{3}$ dans les autres cas.

7.6.2 Dispositions constructives

- Le diamètre des armatures doit être au moins égal à 6 mm.
- L'enrobage minimal des armatures est celui défini par les Règles BAEL augmenté de 3 cm dans le cas des parois moulées.
- Dans les zones où la paroi est armée et pour la face concernée, la distance libre entre les aciers ne peut excéder pour chaque lit :
 - dans le sens principal (porteur) : $\text{Min}[0,33 \text{ m} ; 1,5 h_0]$;
 - dans le sens de la répartition : $\text{Min}[0,45 \text{ m} ; 1,5 h_0]$.
- Sur toute face de paroi recevant un revêtement d'imperméabilisation et sur les zones tendues de la face opposée, la section minimale d'armatures est égale à :
 - $5 h_0 \leq 2 \text{ cm}^2/\text{m}$ pour les radiers ou murs coulés soit avec des zones de clavetage, soit en alternance (h_0 , épaisseur de la paroi, en m) ;
 - $10 h_0 \leq 4 \text{ cm}^2/\text{m}$ pour les autres radiers ou murs.

8. Silos, magasins de stockage et silos-réservoirs

8.1 Silos

Un silo est un ouvrage normalement destiné au stockage de produits pulvérulents et secs. Un silo isolé comporte un corps vertical à section constante, mais, fréquemment, plusieurs cellules à section droite polygonale ou circulaire sont accolées : l'ensemble constitue alors une **batterie** de silos. Dans un tel cas, les cellules ont, deux à deux, une paroi ou une génératrice commune. Quatre cellules circulaires accolées isolent entre elles une cellule dite « en as de carreau », également utilisée pour le stockage.

Les phénomènes qui se produisent à l'intérieur d'un silo lors du remplissage ou lors de la vidange sont complexes et difficiles à appréhender par des lois simples. Parmi les diverses méthodes de détermination des actions dans les silos, celles qui sont généralement utilisées font état de courbes de poussée avec asymptote, le plus souvent de type exponentiel.

Pendant très longtemps, en France, on a appliqué la formule dite de Koenen-Janssen (1895) avant que des résultats expérimentaux ne montrent que certaines des hypothèses adoptées par Koenen étaient incorrectes. La théorie des silos a fait un pas décisif, d'abord en 1956 lorsque MM. Caquot et Kérisel ont montré qu'il fallait considérer deux états distincts de contraintes sur la paroi, l'un au remplissage et l'autre à la vidange, puis en 1964 lors de la publication des normes allemandes DIN 1055-1 et -6.

Il a cependant fallu attendre 1975 pour que paraissent en France les premières « Règles professionnelles de conception et de calcul des silos en béton ». Ces Règles ont été révisées en juillet-août 1986 [106]. Elles fixent de manière **indissociable** : un domaine de définition du silo, une méthode de calcul des pressions exercées sur les parois, ainsi que des valeurs numériques **conventionnelles** pour les paramètres caractérisant un certain nombre de produits couramment ensilés et des coefficients numériques à prendre en compte pour l'interaction nature du produit-nature de la paroi.

Ces Règles, auxquelles il convient de se reporter pour de plus amples détails, s'appliquent uniquement aux produits pulvérulents et excluent de leur domaine d'application ceux qui possèdent ou peuvent acquérir une cohésion.

Ces derniers exigent toujours une étude spécifique appropriée. Ils ont en effet souvent donné lieu à de graves mécomptes, car ils sont sujets à un phénomène de prise en masse avec retrait, qui s'accompagne d'une diminution considérable du frottement de la matière ensilée sur les parois et d'un accroissement corrélatif des pressions sur les fonds. Si ce phénomène n'a pas été correctement pris en compte, les pressions sur les fonds peuvent excéder largement les valeurs qui ont été admises pour calculer et armer ces derniers. Les désordres, tels que des arrachements, qui en résultent, nécessitent des réparations longues et coûteuses et entraînent inévitablement des pertes d'exploitation importantes pendant la durée de celles-ci. De même, certains systèmes d'extraction dits **planétaires** peuvent donner naissance à des dissymétries d'efforts et à des effets dynamiques générateurs de désordres à la base des silos (vidange dite structurellement anormale, cf. § 8.1.6) car fréquemment sous-estimés.

8.1.1 Valeurs caractérisant le produit ensilé et son interaction avec la paroi

Un produit ensilé est caractérisé par :

- son poids volumique γ ;
- son angle de frottement interne φ ;
- son angle de frottement δ sur la paroi du silo.

γ , φ et δ sont supposés constants ; γ et φ sont définis **conventionnellement** pour un certain nombre de produits de base (tableau 8).

Les parois en béton sont classées en trois catégories :

- paroi A : paroi à cannelures horizontales ;
- paroi B : béton non revêtu ;
- paroi C : béton revêtu d'une peinture.

Dans les Règles professionnelles, la valeur conventionnelle de l'angle de frottement δ sur la paroi est définie par la relation :

$$\tan \delta = \rho \tan \varphi$$

Les valeurs **conventionnelles** de ρ sont données dans le tableau 9.

Tableau 8 – Poids volumiques et angles de frottement interne conventionnels de différents produits

Produit	γ (kN/m ³)	φ (°)
Ciment (1)	14,7	28
Clinker	14,7 à 15,7	33
Cru de cimenterie (1)	13,0	26
Plâtre (1)	12,25	25
Poudre de charbon (1)	8,35	25
Blé	8,35	26
Maïs	7,85	24
Orge	8,1	24
Colza	7,0	24
Soja en graines	7,5	27
Tournesol	5	22
Sorgho	7,35	23
Riz décortiqué	8,6	30
Farine de blé (1)	8,8	20
Sucre granulé	9,0	30

(1) Si la hauteur h de produit stocké au-dessus du plan de base dépasse 10 m, multiplier les valeurs de γ par $1 + \frac{h-10}{500}$.

Tableau 9 – Valeurs conventionnelles du rapport $\rho = \tan \delta / \tan \varphi$

Granularité (selon type de produit)	Paroi A	Paroi B (1)
Poudres	0,87	0,80
Petits grains (céréales, sucre) sauf cas spéciaux	0,87	0,75 (1)
Gros grains (clinker)	0,87	0,70
Cas spéciaux (oléagineux, riz)	0,75	0,65

(1) Seul produit ayant fait l'objet d'essais pour une paroi C, le sucre, avec $\rho = 0,50$.

8.1.2 Terminologie

Le **rayon hydraulique** r_h est le rapport de l'aire de la section droite d'une cellule à son périmètre :

- $r_h = \frac{R}{2}$ pour une cellule circulaire de rayon R ;
- $r_h = \frac{ab}{a+b}$ pour une cellule rectangulaire $2a \times 2b$.

La **rive de remplissage** R_r est la ligne d'intersection des parois du silo avec la **surface de remplissage**, limitant supérieurement le volume du produit ensilé (figure 43).

Le **plan moyen de remplissage** P_r est le plan horizontal délimitant le même volume de produit que la surface de remplissage S_r .

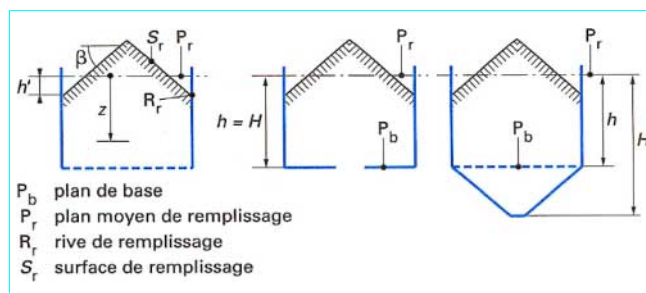
Ce plan est pris pour origine des abscisses de profondeur z .

Le **plan de base** P_b est le plan horizontal le plus profond coupant le silo suivant sa section courante S . Sa cote est h . La profondeur à laquelle se trouve l'orifice de vidange est désignée par H .

Pour un silo circulaire à admission centrale, si β est l'angle du cône formant le talus supérieur avec le plan horizontal, la profondeur h' de la rive de remplissage est :

$$h' = \frac{2}{3} r_h \tan \beta$$

On appelle **élancement** le rapport H/r_h .

**Figure 43 – Silos : notations et terminologie**

8.1.3 Domaine d'application des formules du type « silos »

Les formules qui suivent ne s'appliquent qu'aux cas où :

- $H/r_h \geq 3,5$;
- $r_h \leq 7,50$ m dans le cas, traité ici, de vidange « normale » ;
- $h - h' \geq 0,6 H$.

8.1.4 Actions exercées par la matière ensilée

Les formules données ci-après sont indissociables des valeurs conventionnelles adoptées pour les paramètres γ , φ et ρ (tableaux 8 et 9).

Les hypothèses, ainsi que le développement des calculs qui conduisent à ces formules peuvent être trouvées en [111].

Pour l'étude mathématique, on considère l'équilibre d'une tranche de matière comprise entre deux surfaces U et $U + dU$ dites « conjuguées », déduites par translations verticales vers le bas de la surface de remplissage. Le volume de matière compris entre ces deux surfaces est en équilibre sous l'action de son poids, de celui de la matière située au-dessus du volume considéré, de la réaction de la matière située au-dessous et de l'effort de frottement contre les parois.

Les cotes de profondeur sont mesurées par rapport au niveau horizontal du plan moyen de remplissage (cote zéro, prise pour origine).

On désigne par (figure 44 et 45) :

- n la composante normale de la contrainte appliquée à la paroi du silo le long du contour d'une surface U donnée ;
- t la composante tangentielle, verticale, de la même contrainte, définie par $t = n \tan \delta$;
- w la contrainte verticale par unité de surface en projection horizontale agissant en tout point de la surface U , et supposée constante sur toute cette surface ;
- λ le rapport n/w qui, comme n et w eux-mêmes, ne dépend que de la surface U considérée ;
- T la résultante des forces de frottement agissant sur une bande de largeur unitaire entre la rive de remplissage et la profondeur z .

En pratique, deux états de la matière sont à considérer, et les calculs doivent être successivement conduits pour chacun d'eux. Dans chacun de ces états, dits état 1 et état 2, le paramètre λ conserve une valeur constante pour toutes les surfaces U .

■ **L'état 1** est caractérisé par un équilibre limite correspondant à l'apparition de plans obliques de glissement au voisinage immédiat de la paroi verticale ; il conduit aux valeurs les plus fortes de la pression moyenne v sur un plan horizontal.

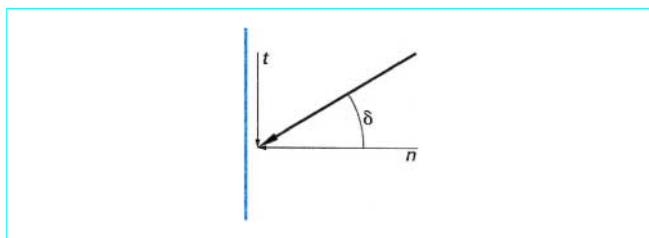


Figure 44 – Actions sur la paroi d'un silo

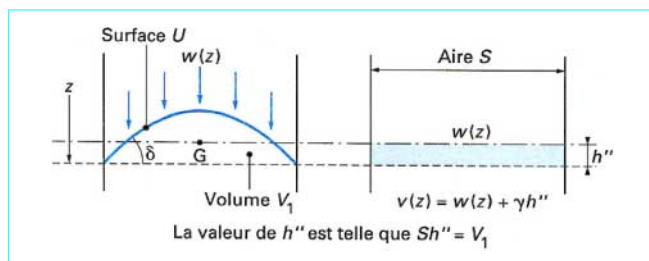


Figure 45 – Pression verticale sur le plan de cote z

Pour cet état :

$$\lambda = \lambda_1 = \frac{1 - m \sin \varphi}{1 + m \sin \varphi} \cos^2 \delta$$

avec $m = \sqrt{1 - \rho^2}$.

■ **L'état 2** correspond en principe au glissement en bloc du « stock-modèle » (stock compris entre la surface U et la surface de remplissage) le long des parois internes ; il conduit aux valeurs les plus défavorables des actions n , t et T appliquées à la paroi verticale.

Pour cet état :

$$\lambda = \lambda_2 = \cos^2 \delta$$

À la valeur de λ relative à chacun des deux états d'équilibre, on fait correspondre une **hauteur de référence** z_0 définie par :

$$z_0 = \frac{r_h}{\lambda \tan \delta} \quad (z_{01} \text{ associé à } \lambda_1, z_{02} \text{ associé à } \lambda_2)$$

Dans ces conditions, on peut montrer que l'expression de la composante nominale horizontale n prend la forme :

$$n(z) = \gamma \lambda z_0 \left[1 - \exp \left(- \frac{z - h''}{z_0} \right) \right]$$

avec h'' profondeur de la rive de remplissage du stock-modèle par rapport au plan moyen de remplissage (qui est aussi la hauteur moyenne de produit entre la surface conjuguée U et le plan horizontal de sa rive).

Pour un silo à section circulaire :

$$h'' = \frac{1}{2} r_h \tan \delta$$

Pour un **silos à section polygonale**, bien que la courbe d'intersection de la surface de remplissage et des parois ne soit pas une courbe plane, contenue dans un plan horizontal, les Règles « Silos » définissent néanmoins une valeur du paramètre h'' considérée comme constante, ce qui permet d'étendre au cas des silos à section non circulaire la validité des formules établies pour les silos à section circulaire.

Pour un **silo** à section rectangulaire $2a \times 2b (a \leq b)$:

$$h'' = \frac{a}{8} \left(3 - \frac{a}{h} \right) \tan \delta$$

La pression nominale moyenne sur le plan de base ($z = h$) est :

$$v(h) = w(h) + \gamma h'' = \frac{n(h)}{\lambda} + \gamma h''$$

La résultante nominale T des forces de frottement $t(t = n \tan \delta)$ agissant sur une bande de largeur unité entre la rive de remplissage et le plan de base est donnée, quelle que soit la forme du silo, par :

$$T \equiv r_b[\gamma h - v(h)]$$

8.1.5 Actions corrigées

En raison des variations possibles du paramètre λ en fonction de la profondeur qui pourraient entraîner des sous- ou surpressions sur certaines parties de la hauteur, on prend, pour le calcul des parois sous l'action de la poussée horizontale :

$$n_c(z) = 1,15 \, n(z)$$

Pour tenir compte d'une part de l'incertitude relative à la loi de distribution de la pression sur le fond due à l'influence, que l'on ne peut évaluer, de la forme de ce dernier et du système de vidange, et d'autre part du risque de surpressions dues à des « ruptures de voûtes » au sein de la matière ensilée, on prend dans le calcul des fonds ou des trémies :

$$v_c(h) = 1,35 \, v(h)$$

(Compte tenu du caractère cumulatif de cette action, la valeur de T n'a pas à être majorée).

8.1.6 Actions sur le fond d'un silo

On n'envisage ici que le cas où la vidange est **normale**, c'est-à-dire où les trois conditions suivantes sont réunies simultanément :

- l'écoulement se fait exclusivement par gravité ;
- il n'existe aucune structure à l'intérieur du silo ;
- l'orifice ou les orifices de vidange sont situés sur le fond et entièrement contenus à l'intérieur d'un contour centré déduit du contour de la section du silo par une homothétie de rapport 0,4.

Si l'une au moins de ces trois conditions n'est pas remplie, on se trouve dans un cas de vidange **anormale**, qui peut être géométriquement, mécaniquement, ou encore structurellement, anormale. Les cas de vidange anormale sont trop nombreux et leur étude exige de trop longs développements pour qu'il soit possible d'en donner ici le détail. Se reporter en [106] [108].

Sur un fond plan horizontal, on admet que l'action exercée par la matière ensilée est une pression verticale uniformément répartie, égale à $v_c(h)$.

Pour un silo à trémie, à défaut d'autre méthode, les actions sur le fond incliné sont calculées à partir (figure 46) :

- de l'action verticale corrigée $v_c(h)$ à la profondeur h ;
 - de l'action horizontale corrigée $n_c(z)$ à la profondeur $z > h$),
- cette action étant déterminée comme si, à cette profondeur, la paroi était encore verticale.

Au niveau z , la pression verticale est égale à la pression sur le plan de base, augmentée de celle due au poids de la matière contenue entre les cotes h et z , corrigée par le coefficient $k_v = 1,35$:

$$v' = v_c(h) + k_v \gamma (z - h)$$

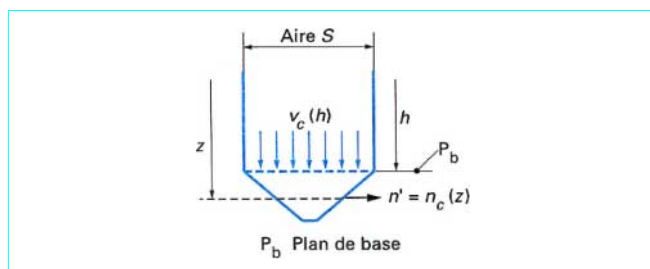


Figure 46 – Pression sur le fond d'un silo à trémie

Sur toute surface unitaire de paroi de trémie, à la profondeur z , d'obliquité α par rapport à l'horizontale (donc de hauteur $\sin \alpha$ en projection verticale et de longueur $\cos \alpha$ en projection horizontale) s'exerce une force ayant pour composantes :

- horizontalement : $n' \sin \alpha$, en posant $n' = n_c(z)$;
- verticalement : $v' \cos \alpha$; à cette composante vient s'ajouter le poids propre g correspondant à la surface unitaire de trémie considérée (figure 47).

8.1.7 Calcul

8.1.7.1 Actions à prendre en compte

Les actions à prendre en compte sont celles dues aux :

■ charges :

- permanentes G (poids propre, équipements fixes, etc.) ;
- variable d'exploitation Q (matière ensilée, équipements mobiles, etc.) ;
- climatiques (vent W , neige S_n) ;
- accidentelles (séisme SI) et/ou autres charges, si les documents particuliers du marché en font état et en fixent les valeurs nominales.

■ déformations imposées T :

- effets de la température intérieure et extérieure ;
- effets du retrait.

8.1.7.2 Combinaisons d'actions

■ Vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance, en dehors des situations accidentelles :

$$(C_1) = 1,35 G + 1,5 Q + W + T$$

$$(C_2) = G + 1,5 Q + W + T$$

$$(C_3) = G + 1,5 W + 1,3 Q + T$$

■ Vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance, lors des situations accidentelles (séisme) :

$$(C_4) = G + Q + SI + T$$

■ Vis-à-vis des états-limites de service (fissuration) :

$$(C_5) = G + Q + W + T$$

Dans toutes ces combinaisons, les actions dues à la matière ensilée qui rentrent dans le terme Q sont les actions déjà corrigées par les coefficients 1,15 ou 1,35 (cf. § 8.1.5).

Nota :

1. Dans toutes les combinaisons précédentes, la neige (S_n) peut être substituée au vent (W).
2. Il est rappelé que si l'on désigne par V le vent « normal » défini par les Règles NV 65, dans les combinaisons d'état-limite ultime, W représente 1,2 V alors que, dans les combinaisons d'état-limite de service, $W = V$.

Ainsi que nous l'avons déjà mentionné au paragraphe 6.1.3, les Règles professionnelles contiennent d'utiles indications pour la

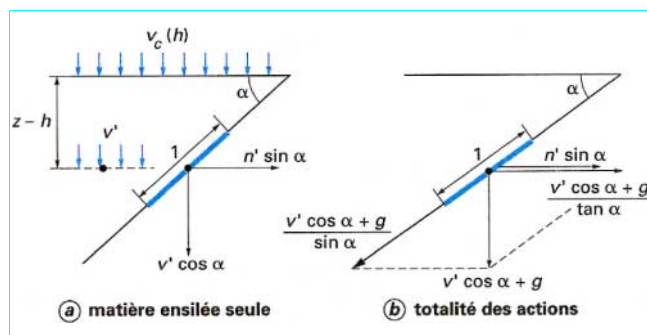


Figure 47 – Décomposition des forces dans une paroi de trémie

détermination des effets de la température et du retrait et, en particulier, pour la détermination du moment dû au gradient thermique $\Delta\theta/h_0$ résultant de la différence entre la température T_e de l'air extérieur et celle T_i soit du volume d'air confiné à l'intérieur du silo, soit du matériau stocké ($\Delta\theta < T_i - T_e$; h_0 épaisseur de la paroi).

8.1.7.3 Calcul des sollicitations

■ Silos à cellules rectangulaires

● Cellules

On considère, à différentes profondeurs, des cadres de hauteur unitaire soumis à la pression interne uniforme $n_c(z)$.

Ces cadres sont étudiés par les méthodes traditionnelles de la Résistance des Matériaux. Les parois sont soumises à la flexion composée avec traction (réactions des parois orthogonales).

● Trémies

Si α_a et α_b sont les inclinaisons des parois sur l'horizontale, la pression horizontale dans un cadre de hauteur unité suivant la pente et de dimensions moyennes $2a_z \times 2b_z$ prend les valeurs (figure 47) :

$$p_a = n' \sin \alpha_a + \frac{v' \cos \alpha_a + g}{\tan \alpha_a} \text{ sur le côté } 2a_z$$

$$p_b = n' \sin \alpha_b + \frac{v' \cos \alpha_b + g}{\tan \alpha_b} \text{ sur le côté } 2b_z$$

avec g poids propre de la trémie et de ses équipements rapporté à l'unité de longueur de paroi.

Suivant la pente, les trémies étant suspendues aux parois, les efforts de traction à équilibrer par unité de longueur sont respectivement :

$$\frac{v' \cos \alpha_a + g}{\sin \alpha_a} \text{ et } \frac{v' \cos \alpha_b + g}{\sin \alpha_b}$$

Les armatures correspondantes doivent être largement ancrées dans les parois verticales. Celles-ci sont, à leur base, calculées et armées comme des poutres-cloisons. Dans les goussets de raccordement entre les parois, on ajoute, parallèlement aux arêtes d'intersection, des **barres de suspension** dont le rôle est de reporter directement sur les poteaux une part importante des efforts.

■ Silos circulaires

● Cellules

Les parois sont soumises à un effort normal de traction dû à $n_c(z)$ et à des efforts de flexion dus (§ 6.1.3.2) :

- aux liaisons entre cellules accolées ;
- à la présence de cellules pleines contiguës à des cellules vides ;
- à l'action des matières stockées dans les cellules en as de carreau [107].

● Trémies

Elles se calculent comme précédemment, avec $\alpha_a = \alpha_b = \alpha$. On prévoit généralement une ceinture à la base des parois.

8.1.7.4 Justification des sections

La justification des sections est conduite conformément aux Règles BAEL, avec les adaptations suivantes :

- la contrainte limite ultime du béton comprimé est prise égale à :

$$\frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} \psi_b$$

avec $\psi_b = 1$ si la température du béton ne dépasse pas 100 °C,

$$\psi_b = 1 - \frac{T - 100}{500} \quad \text{si la température } T \text{ du béton au point considéré de la section est telle que } 100^\circ\text{C} < T \leq 200^\circ\text{C} ;$$

— état-limite d'ouverture des fissures : les documents particuliers du marché définissent le degré de fissurabilité admis pour chaque ouvrage en fonction de la susceptibilité du produit stocké à l'humidité, de la présence éventuelle d'un revêtement, de la position relative de la paroi, intérieure ou extérieure, de l'environnement, etc.

En fonction du degré de fissurabilité admis, les parois sont classées en trois catégories :

- **première catégorie** : parois pour lesquelles il est requis que la probabilité d'apparition des fissures soit aussi faible que possible ;
- **deuxième catégorie** : parois pour lesquelles il est requis que l'ouverture des fissures soit aussi faible que possible ;
- **troisième catégorie** : parois dont la fissuration, tout en restant limitée, est censée ne nuire ni à l'exploitation ni à la durabilité de l'ouvrage.

Sous les sollicitations de service, la contrainte de traction des armatures, exprimée en MPa, est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28} \psi_b}{\varnothing}} \leq 150 \eta$$

avec η coefficient de fissuration de l'acier utilisé,
 \varnothing (mm) diamètre des barres,
 f_{t28} (MPa) résistance caractéristique à la traction du béton,
 ψ_b coefficient défini précédemment.

et :

— pour les parois de la première catégorie : $\alpha = 400$; en outre, dans ce cas, pour chaque face et pour chaque paroi, le pourcentage $\bar{\omega}_{tf}$ d'armatures d'une direction donnée, situées au voisinage d'une face, défini par :

$$\bar{\omega}_{tf} = \frac{A}{bh_0} \quad (\text{figure 48})$$

doit être au plus égal à :

$$\bar{\omega}_{tf \max} = \frac{0,5 f_{t28} \psi_b}{0,87 \sigma_s - 15 f_{t28} \psi_b}$$

où σ_s désigne la contrainte maximale des aciers sous sollicitations de service ;

— pour les parois de la seconde catégorie : $\alpha = 450$ et le rapport de la section totale des armatures de chaque direction à la section de la paroi ne peut excéder 2 % ;

— pour les parois de la troisième catégorie, la seule condition imposée est $\sigma_s \leq 150 \eta$, le pourcentage total des armatures devant rester inférieur à 2 %, comme ci-dessus.

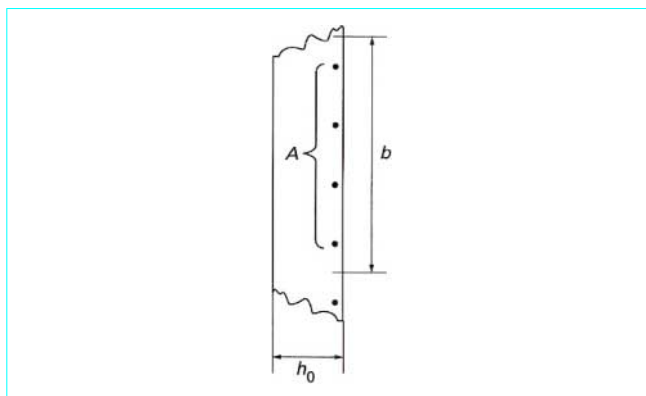


Figure 48 – Notations pour le calcul du pourcentage d'armatures

8.1.7.5 Dispositions constructives minimales

■ Épaisseur minimale des parois

Quel que soit le type de coffrage employé, la réalisation de paroi d'épaisseur inférieure à 15 cm exige des précautions et un soin particuliers.

■ Armatures

Quelle que soit la forme du silo, on prévoit normalement (impérativement pour les cellules de première catégorie) deux nappes d'armatures dans les parois, une près de chaque face.

Dans le cas de cellules circulaires, la nappe intérieure ne doit pas comporter plus de la moitié de la section totale des armatures horizontales.

● **Enrobage** : sauf cas spéciaux (par exemple stockage de produits abrasifs), l'enrobage minimal de toute armature est fixé à 2 cm.

● **Pourcentage minimal** : pour l'ensemble des faces, le pourcentage total d'armatures HA dans chaque direction doit être au moins égal à 0,2 % ; le rapport entre la section des armatures secondaires et celle des armatures principales ne peut être inférieur à 1/4.

● **Espacement maximal** des aciers verticaux : il est égal à :

$$\text{Max} [h_0 ; 20 \text{ cm}]$$

avec h_0 épaisseur de la paroi.

● **Recouvrements** : la proportion des barres en recouvrement dans une même section ne peut être supérieure à 1/2 ; cette valeur est réduite à 1/3 dans les sections soumises à la flexion composée avec traction, lorsque l'excentricité $e = M/N$ est telle que $e \leq 0,5 h_0$.

8.2 Magasins de stockage et silos-réservoirs

8.2.1 Magasins de stockage

Un magasin de stockage est un silo de type particulier, sans trémie inférieure (figure 49), caractérisé par :

$$H \leq r_h$$

$$h \approx H$$

$$h' \leq 0,4 H$$

(Pour la terminologie et les notations, voir paragraphes 8.1.1, 8.1.2 et 8.1.4).

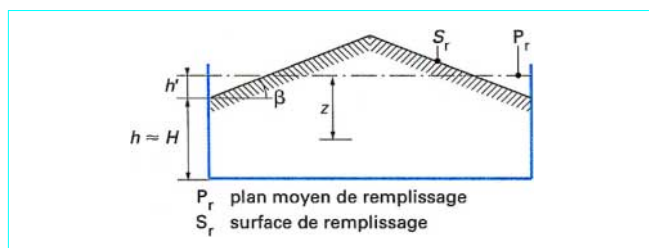


Figure 49 – Magasin de stockage

La vidange peut se faire soit par le haut, au moyen d'une benne, soit par le bas, par une galerie enterrée.

Étant donné leur faible élancement et leur souplesse relative, les silos de ce type sont plutôt assimilables à des murs de soutènement, et les formules données au paragraphe 8.1 ne leur sont donc pas applicables.

Lorsque la section en plan est polygonale ou curviligne, pour la détermination de l'action due à la matière stockée sur chaque tranche verticale de longueur unité, on néglige l'influence des actions sur les autres tranches. Dans le cas particulier d'une section en plan rectangulaire, pour la détermination de l'action sur une paroi quelconque, on néglige l'influence des trois autres parois.

8.2.1.1 Composante horizontale n sur la paroi

Dans ce qui suit, on conserve les désignations et les notations des Règles professionnelles (qui, en particulier, ne sont pas celles usuellement utilisées pour les coefficients de poussée). Les cotes de profondeur z sont comptées à partir du plan moyen de remplissage.

Deux états d'équilibre sont à considérer.

■ Premier état (état « 6 » selon les Règles professionnelles)

Le diagramme des pressions sur la hauteur $(h - h')$ se compose de deux droites (figure 50) :

— la première (droite I), définie à partir de la rive de remplissage (de cote $h - h'$) conduit à une pression horizontale :

$$n'_6 = \varpi'_6 \gamma (z - h')$$

avec ϖ'_6 coefficient de poussée active, pour un talus d'inclinaison β supposé infini, fonction de φ , δ (cf. § 8.1.1) et de β (cf. rubrique *Mécanique des sols* dans le présent traité) ;

— la seconde (droite II), définie à partir du plan moyen de remplissage, conduit à :

$$n''_6 = \varpi''_6 \gamma z$$

avec ϖ''_6 coefficient de poussée active sans talus ($\beta = 0$), fonction de φ et δ .

La valeur à retenir est : $n = \text{Min} [n'_6 ; n''_6]$.

■ Deuxième état (état « 7 » selon les Règles professionnelles)

Cet état n'est à considérer que pour le cas de vidange inférieure par galerie enterrée ; dans ce cas, les coefficients de poussée à considérer sont pris égaux à :

$$\varpi'_7 = \varpi'_6 + \frac{\varphi}{500} \text{ et } \varpi''_7 = \varpi''_6 + \frac{\varphi}{500}$$

où φ est exprimé en degrés.

Pour l'équilibre statique des parois latérales, chaque paroi peut être munie d'un talon arrière (côté intérieur) comme s'il s'agissait d'un mur de soutènement ou rendue autostable par tout autre procédé. Si l'on veut assurer l'équilibre par la paroi opposée, il faut

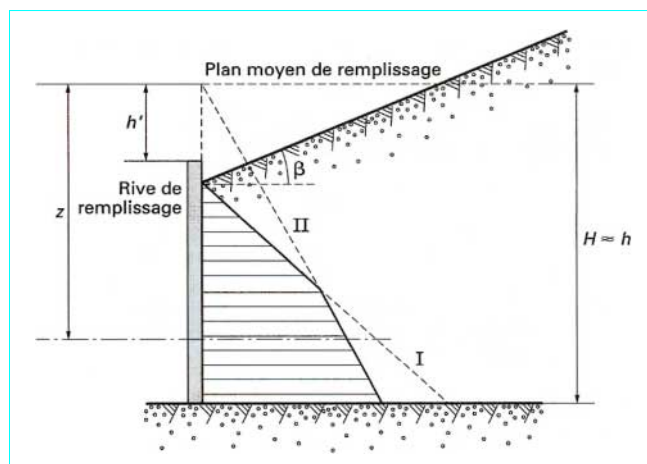


Figure 50 – Diagramme des pressions pour un magasin de stockage

envisager le cas où une des deux parois est dans l'état 6 et l'autre dans l'état 7, ou même déchargée.

L'équilibre des tirants inférieurs doit être étudié avec soin, surtout si le produit stocké repose directement sur un sol compressible.

Il faut alors considérer deux écrans différents :

- pour les sollicitations dans la paroi verticale : écran vertical avec δ voisin des valeurs indiquées au paragraphe 8.1.1 (tableaux 8 et 9) ;
- pour la vérification de l'équilibre de l'ensemble paroi-talon : écran incliné s'appuyant sur l'arête extrême supérieure de la paroi et l'arête supérieure du talon, avec $\delta = + \varphi$.

8.2.1.2 Composante verticale t sur la paroi

Elle est égale à :

$$t_i = n_i \tan \delta (i = 6 \text{ ou } 7)$$

8.2.1.3 Action sur le fond

z' étant la hauteur verticale de produit stocké au-dessus du point considéré : $v = \gamma z'$

Il faut éventuellement tenir compte des conditions de stockage de la matière ensilée (forme du talus après remplissage ; dissymétries éventuelles). Certaines matières, tels les nitrates, peuvent, dans des conditions particulières d'hygrométrie, perdre leur caractère pulvérulent. La poussée tend alors à s'annuler sans que la charge sur la fondation de la paroi (talon arrière) ne change, et il convient d'envisager cette hypothèse, le cas échéant, pour éviter des désordres.

■ D'utiles informations sur les magasins de stockage peuvent être trouvées en [207].

8.2.2 Silos-réservoirs

Un silo-réservoir (figure 51) est un ouvrage de stockage dont le développement relatif des parois latérales est plus important que celui du talus supérieur et de la trémie réunis et qui n'est ni un silo proprement dit, ni un magasin de stockage.

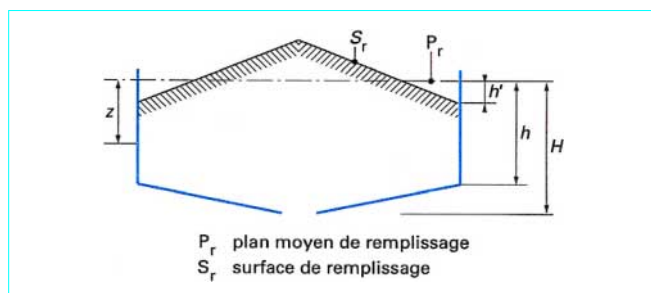


Figure 51 – Silo-réservoir

La méthode de calcul ci-après n'est applicable que si :

$$1,5 \leq \frac{H}{r_h} \leq 3,5$$

$$r_h \leq 7,5 \text{ m}$$

$$h - h' \geq 0,6 H$$

Dans ce qui suit, on suppose que le produit stocké rentre dans la catégorie « poudres, petits grains, gros grains », qu'il s'agit de parois de type A ou B, et on n'envisage que le cas d'une vidange normale.

La section horizontale du silo est soit un cercle, soit un polygone régulier, ou encore un rectangle. On suppose que l'effet de console verticale des parois encastrées dans le fond n'est pas prépondérant ; ce résultat peut être obtenu en organisant en anneau l'ensemble des parois latérales, ou en prévoyant des ceintures intermédiaires ou

supérieures, en sorte que ces structures fermées soient capables d'équilibrer au moins la moitié de l'action horizontale totale appliquée aux parois latérales.

Les actions v_c et t se calculent comme pour un silo « normal » (§ 8.1.4) et (§ 8.1.5), mais pour évaluer la pression horizontale $n_c(z)$, il faut substituer au coefficient 1,15 (§ 8.1.5) les coefficients :

$$k_{n_1} = 1 + 0,075 \left(\frac{H}{r_h} - 1,5 \right) \text{ pour l'état 1}$$

$$\text{et } k_{n_2} = k_{n_1} \left[0,85 + 0,075 \left(\frac{H}{r_h} - 1,5 \right) \right] \text{ pour l'état 2}$$

■ D'utiles informations sur les silos-réservoirs peuvent être trouvées en [207].

9. Ponts en béton armé

Le béton armé a permis de réaliser :

- de nombreux ouvrages courants de portée moyenne (jusqu'à 40 m environ), notamment du type *ponts à poutres sous chaussée*, dans lesquels la dalle sous chaussée sert de table de compression en travée aux poutres ;
- des ouvrages exceptionnels de types très divers (à poutres ou en arc).

Actuellement, le béton armé est essentiellement réservé à de petits ouvrages (ponts en cadre fermé ou en portique, ponts-dalles) ; dans les autres domaines, il est largement supplanté par le béton précontraint.

Béton armé : Règles BAEL

par **Jean PERCHAT**

Ingénieur des Arts et Manufactures

Professeur honoraire à l'École spéciale des travaux publics, du bâtiment et de l'industrie

Professeur honoraire au Centre des hautes études de la construction

Références bibliographiques

Traité généraux, formulaires et guides d'emploi

Traité généraux

Les cours de béton armé des écoles ENPC, ECP, ETP de même que le cours de béton armé de J. PERCHAT au CHEC ne sont pas en vente. Ces documents peuvent être consultés dans les bibliothèques spécialisées.

- [1] Cent ans de béton armé. 1949, Éd. Science et Industrie.
- [4] GUERRIN (A.) et LAFAUR (R.C.). – *Traité de béton armé. Tome I : Généralités. Propriétés générales. Mécanique expérimentale du béton armé.* 356 p., 16 × 25, 4^e éd., 1973, Dunod.
- [5] GUERRIN (A.). – *Traité de béton armé. Tome II : Le calcul du béton armé.* 1973, Dunod.
- [9] MONTOYA (P.J.), MESEGUER (A.G.) et MORAN CABRE (F.). – *Hormigon armado.* 1973, Gustavo Gili, Barcelone.
- [11] FAUCHART (J.). – *Initiation au calcul des structures. Béton et acier.* 312 p., 16 × 25, 433 fig., 3^e tirage, 1981, Eyrolles.

Formulaires et guides d'emploi

- [12] CHAMBAUD (R.) et LEBELLE (P.). – *Formulaire du béton armé. Tome I : 589 p., 17 × 25, 288 fig., 49 tabl., 72 abaques.* 3^e éd., 1967, Eyrolles (épuisé).
- [13] COURTAND (M.) et LEBELLE (P.). – *Formulaire du béton armé. Tome II : Application de la Résistance des Matériaux au calcul des structures en béton armé.* 760 p., 14 × 23, 223 fig., 102 tabl., 2^e éd. complétée et refondue par (W.A.) JALIL, 1976, Eyrolles (épuisé).
- [14] JALIL (W.A.), BOUTIN (J.P.) et MICHOT (S.). – *Application des Règles BAEL 91 au cas des bâtiments courants.* Ann. ITBTP, janv. 1992.
- [15] *Guide d'emploi du règlement français de béton armé aux états-limites. BAEL 83.* 1985, 21 × 29,7, 219 p. SETRA (ouvrage complété par un document de synthèse BAEL 91 – BPEL 91, 20 p., 21 × 29,7, 1993, SETRA).
- [16] CAPRA (A.) et DAVIDOVICI (V.). – *Guide pratique d'utilisation des Règles BAEL 80.* 272 p., 21,5 × 30,5, 99 fig., 38 tabl., 145 abaques, 2^e tirage, 1981, Eyrolles (épuisé).
- [17] ISSABRÉ (O.) et KALIPÉ (N.). – *Memento Règles BAEL. Calcul rapide du béton armé.* 160 p., 14,5 × 21, 1982, Éd. Moniteur.
- [18] GUERRIN (A.), LAFAUR (R.C.) et LECROQ (Ph.). – *Guide de béton armé.* 396 p., 16 × 25, 1970, Dunod.
- [19] *Beton Kalender.* Éd. annuelle, Verlag W. Ernst und Sohn.

- [20] DAVIDOVICI (V.). – *Aide-mémoire du béton armé.* 192 p., 13 × 18, 178 fig., 1974, Dunod.

Méthodes de calcul.

Règlements et recommandations

Méthode aux contraintes admissibles

Les références [21] [22] [23] [24] [25] [26] [27] [28] sont anciennes et ne sont citées que pour mémoire.

- [21] *Instructions relatives à l'emploi du béton armé.* Circulaire du 20 oct. 1906, Imprimerie Centrale Administrative.
 - [22] *Règlement sur les constructions en béton armé établi par la Commission d'Études Techniques de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France.* 1931, Gauthier-Villars.
 - [23] *Instructions relatives à l'emploi du béton armé dans les ouvrages dépendant du ministère des Travaux Publics et commentaires explicatifs.* Circulaire du 19 juil. 1934, Imprimerie Centrale Administrative.
 - [24] *Règles d'utilisation du béton armé applicables aux travaux dépendant du ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme et aux travaux privés. Règles BA 1945, modifiées en mars 1948.* Documentation Techn. Bât.
 - [25] *Règles d'utilisation des ronds crénelés et lisses pour béton armé de limite élastique supérieure ou égale à 40 kg/mm².* Règles 1948, ronds n^o 40-60. Inst. Techn. Bât.
 - [26] *Règles pour le calcul et l'exécution des constructions en béton armé* (Document Technique Unifié) Règles BA 1960. Documentation Techn. Bât. mars 1961.
 - [27] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (dites Règles CCBA 1968, révisées 1970).* 240 p., 16 × 25, 51 fig., 5^e tirage, 1975, Eyrolles.
 - [28] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.* Circulaire MEL n^o 70-115 du 27 oct. 1970. Fasc. 61 titre VI modifié du CPC. (Le texte de ce document est le même que celui des Règles CCBA 1968, il tient compte des modifications de juil. 1970). BOMET Fasc. Spéc. n^o 70-93 bis.
- Méthodes de calcul à la rupture**
- Ces méthodes n'ont jamais fait, en France, l'objet de textes réglementaires.
- [29] CHAMBAUD (R.). – *Le calcul du béton armé à la rupture.* 1965, Eyrolles (épuisé).
- Méthodes de calcul aux états-limites**
- [30] Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton. (Comité Européen du Béton et la Fédération

Internationale de la Précontrainte.) Tome I : *Principes et recommandations.* 91 p., 21 × 29,5, 1970 ; Tome II : *Fascicules annexes. Propositions.* 49 p. 21 × 29,5, 1970, Eyrolles (épuisé).

- [32] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états-limites (Règles BPEL 91).* 15,5 × 24, 328 p., 1993, Eyrolles (également CSTB, avr. 1992).
- [33] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites (Règles BAEL 91).* 15,5 × 24, 320 p., 1996, Eyrolles (également CSTB, mars 1992 et J.O. 1994).
- [33bis] *Eurocode 2 « Calcul des structures en béton »* et Document d'Application Nationale, Norme NF P 18-711-0 (ENV 1992-1-1), AFNOR 1992.

Matériaux

Béton

Se reporter à la bibliographie des articles de la rubrique Béton hydraulique.

Acier

- [34] *Armatures pour béton armé.* Titre I^{er} du fascicule 4 du CCTG n^o spécial 83-14 bis du BOUL T. et E.
- [35] Liste des armatures bénéficiant du droit d'usage de la marque NF « Armatures pour béton armé ». AFCAB.
- [36] Collection des normes A35-015 à A35-030 « Armatures pour béton armé » (pour connaître le titre et la dernière édition de chacune d'elles, se reporter au Catalogue des normes AFNOR, mis à jour chaque année).
- [36bis] Norme NF A 35-018 *Armatures pour béton armé – Aptitude au soudage*, AFNOR, juil. 1984.

Actions et sollicitations

- [37] *Instructions techniques sur les directives communes de 1979 relatives au calcul des constructions.* Circulaire n^o 79-25 du 13 mars 1979. BOMET Fasc. Spéc. 79-12 bis.
- [38] *Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, titres I et III du fascicule 61 du CPC.* Circulaire n^o 65 du 19 août 1960. Titre I : *Programmes de surcharges et épreuves des ponts rails.* Titre III : *Programme de charge et épreuve des ponts canaux.* BOMET Fasc. Spéc. n^o 60-17 bis.
- [39] *Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, titre II du fascicule 61 du CPC. (Programme de charges et épreuves des ponts routiers).* Circulaires n^o 71-155 du 29 déc. 1971 et n^o 75-156 du 30 déc. 1971. BOMET Fasc. Spéc. n^o 72-21 bis.

BÉTON ARMÉ : RÈGLES BAEL

- [39bis] Règles N 84 – Actions de la neige sur les constructions (DTU P06-006), août 1987. CSTB.
- [40] Bases de calcul des constructions – Charges d'exploitation des bâtiments. NF P06-001, AFNOR, juin 1986.
- [41] Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes (Règles NV 65 révisées), 15 × 24, 392 p., 1994, Eyrolles (contient aussi les Règles N 84 [39bis]).
- [42] Règles parasismiques 1969, révisées 1982 dites Règles PS 69/82 et annexes (janv. 1984), 15,5 × 24, 272 p., 1995, Eyrolles.
- [42bis] Règles PS applicables aux bâtiments (Règles PS 92), 17 × 24, 288 p., 1996, Eyrolles.

Solicitations normales

État-limite ultime de résistance

- [43] RÜSCH (H.), GRASSER (E.) et RAO (P.S.). – Principes de calcul du béton armé sous des états de contraintes monoaxiaux. Bull. Information CEB n° 36, juin 1962.
- [44] Manuel de calcul CEB-FIP Bending and Compression. 111 p., 21,5 × 30,5, nombreux abaques, 1982, Construction Press.
- [45] GRASSER (E.). – Bemessung der Stahlbetonbauteile, Beton-Kalender. 1975, Verlag W. Ernst und Sohn.
- [46] JALIL (W.A.), MORISSET (A.) et PERCHAT (J.). – Calcul du béton armé à l'état-limite ultime. Abaques en flexion simple et composée conformes aux Règles BAEL 412 p., 16 × 25, 305 fig., 22 tabl., 1976, Eyrolles (épuisé).
- [47] JALIL (W.A.) et PERCHAT (J.). – Calcul pratique du béton armé à l'état-limite ultime (BAEL). Ann. ITBTP, janv. 1977.

Voir également [147] [148] [149] et [167] [168].

État-limite ultime de stabilité de forme

- Voir également références [73] [74] [75] [76] [77] [78] [79] [80].
- [48] Manuel de calcul CEB-FIP Flambement-instabilité. Bull. Information CEB n° 103, juil. 1975.
- [49] MORISSET (A.). – Stabilité des piles et des pylônes. Ann. ITBTP, janv. 1976.

États-limites de service

- [50] Manuel de calcul CEB-FIP Fissuration et déformation. Bull. Information CEB n° 143, déc. 1981 (en anglais).
- [51] JACCOUD (J.P.) et FAVRE (R.). – Flèche des structures en béton armé. Vérification expérimentale d'une méthode de calcul. Ann. ITBTP, juil.-août 1982.
- Voir également [164].

Solicitations tangentées

Effort tranchant

- [52] Manuel de calcul CEB-FIP Effort tranchant-Torsion. Bull. Information CEB n° 92, juin 1973.
- Voir également [165] [166].

Torsion

- Voir également [52].
- [53] ROBINSON (J.R.). – Éléments constructifs spéciaux du béton armé. (Poutres soumises à la torsion, poutres-cloisons, consoles courtes, semelles de fondations, articulations). 1975, Eyrolles
- [54] FAUCHART (J.). – Rupture des poutres de section rectangulaire en béton armé ou précontraint, par torsion et flexion circulaire combinées. Ann. ITBTP, janv. 1973.

Solicitations d'adhérence

- [55] ROBINSON (J.R.), ZSUTTY (T.C.), GUIORGADZÉ (G.), LIMA (L.J.), HOANG LONG HUNG et VILLATOUX (J.P.). – La couture des jonctions par adhérence. Ann. ITBTP, juin 1974.

- [56] Bond action and bond behaviour of reinforcement. Bull. Information CEB n° 151, déc. 1981.
- [57] FAUCHART (J.) et HOANG LONG HUNG. – Ancrage des treillis soudés formés de fils bruts de tréfilage de forme cylindrique. Ann. ITBTP, avr. 1973.

Dispositions constructives

- [58] Manuel : Technology of reinforcement. Bull. Information CEB n° 140.

Voir également références [167] [168].

Ossatures des bâtiments

Ouvrages généraux

- [59] COIN (A.). – Ossatures des bâtiments. (Bases de la conception. Différentes catégories d'ouvrages élémentaires. Annexes sur l'isolation et la sécurité). 256 p., 15,4 × 24,3, nombreux abaques, tabl., fig., 4^e éd., 1981, Eyrolles (épuisé).
- [60] FUENTES (A.). – Béton armé. Calcul des ossatures (Torsion - Flambement - Oscillations - Déformations plastiques), 15,5 × 24, 232 p., 1987, Eyrolles.
- [61] GUERRIN (A.). – Traité de béton armé. Tome IV : Ossatures d'immeubles et d'usines. Planchers. Escaliers. Encorbellements. Ouvrages divers du bâtiment. 1973, Dunod.
- [62] FUENTES (A.). – Comportement post-élastique des structures en béton armé, 15,5 × 24, 136 p., 1988, Eyrolles.

Voir également [158].

Dalles

- [63] LHEUREUX (P.). – Calcul des plaques rectangulaires minces au moyen des abaques de M. l'Inspecteur Général Pigeaud. 1957, Gauthier-Villars.
- [64] PÜCHER (A.). – Einflussfelder elastischer Platten. 1973, Springer Verlag.
- [65] LEBELLE (P.). – Calcul à rupture des hourdis et plaques en béton armé. Ann. ITBTP, janv. 1955.
- [66] ALBIGÈS (M.) et FREDERIKSEN (M.). – Calcul à la rupture des dalles par la théorie de Johansen. Ann. ITBTP, janv. 1960.
- [67] BERNAERT (S.), HAAS (A.M.) et STEINMANN (G.A.). – Calcul des dalles et structures planes aux états-limites. Ann. ITBTP, mai 1969.
- [68] COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON. – Annexes aux recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton. Tome III. Annexe 5 : Dalles et structures planes. 1972, Eyrolles.

Poutres de planchers

- [69] REIMBERT (M. et A.). – Calcul rapide des poutres continues par la méthode de M. Caquot. Applications pratiques. Calculs d'avant-projets. Formulaire. 1960, Eyrolles.

Voir également [150].

Parois fléchies. Consoles courtes

- Voir également [53].
- [70] LEONHARDT (F.) et ALBIGÈS (M.). – Poutres-cloisons et recommandations internationales du CEB pour le calcul des poutres-cloisons. Ann. ITBTP, janv. 1970.
- [71] Recommandations provisoires du Bureau Securitatis concernant les parois fléchies, les consoles courtes, le pourcentage minimal des armatures longitudinales dans les éléments de béton armé extérieurs aux bâtiments. Ann. ITBTP, mai 1974.

Planchers-champignons et planchers-dalles

- [72] DAVIDOVICI (V.) et JALIL (W.A.). – Planchers-dalles. Étude comparative des diverses méthodes de calcul. Ann. ITBTP, déc. 1969.

Poteaux

- [73] ROBINSON (J.R.) et MODJABI (S.S.). – La prévision des charges de flambement des poteaux en béton armé par la méthode de M. P. Faessel. Ann. ITBTP, sept. 1968.

- [74] FAESSEL (P.), MORISSET (A.) et FOURÉ (B.). – Le flambement des poteaux en béton armé. Ann. ITBTP, mai 1973.

- [75] FAESSEL (P.), ROBINSON (J.R.) et MORISSET (A.). – Tables d'états-limites ultimes des poteaux en béton armé. 1971, Eyrolles (épuisé).

- [76] CAPRA (A.). – Flambement des poteaux en béton armé soumis à des forces horizontales. Abaques de calcul. Ann. ITBTP, janv. 1975.

- [77] ROBINSON (J.R.), FOURÉ (B.) et SAHEBDJEM (A.). – Flambement des poteaux carrés en béton chargés hors d'un plan de symétrie. Ann. ITBTP, avr. 1975.

- [78] ROBINSON (J.R.), FOURÉ (B.) et BOURGHLI (A.V.). – Le flambement des poteaux en béton armé chargés avec des excentricités différentes à leurs extrémités. Ann. ITBTP, nov. 1975.

- [79] COIN (A.). – États-limites ultimes de poteaux liés. Ann. ITBTP, oct. 1975.

- [80] HINDIÉ (N.). – Méthode pratique de calcul pour ordinateur de poche HP67 des états-limites ultimes au flambement des poteaux rectangulaires en béton armé d'après la méthode de Faessel. Ann. ITBTP, oct. 1977. (Le programme demanderait à être adapté aux outils modernes).

Murs et contreventements

- [81] DTU 23-1. – Parois et murs en béton banché, fév. 1990. CSTB.
- [82] ALBIGÈS (M.) et GOULET (J.). – Contreventement des bâtiments. Ann. ITBTP, mai 1960.
- [83] DECAUCHY (A.). – Contreventement des bâtiments. Ann. ITBTP, janv. 1964.
- [84] GRINDA (L.). – Calcul des voiles de contreventement des bâtiments à étages. Ann. ITBTP, juil.-août 1967.
- [85] COIN (A.), DECAUCHY (A.) et COLLIGNON (J.P.). – Murs de contreventement à ouvertures multiples. Ann. ITBTP, févr. 1971.
- [86] DESPEYROUX (J.) et GUILLOT (V.). – Problèmes de contreventement. Ann. ITBTP, févr. 1972.
- [87] COIN (A.). – États-limites ultimes des murs porteurs. Ann. ITBTP, janv. 1975.
- [88] BONVALET (C.), GIRARD (J.), ILANTZIS (A.) et WIANECKI (J.). – Influence des remplissages dans les bâtiments à ossature soumis aux efforts horizontaux dus au vent et aux séismes. Ann. ITBTP, déc. 1970.

Fondations

Voir également [53].

- [89] DTU 13-12. Règles pour le calcul des fondations superficielles, mars 1988 (et erratum, nov. 1988) [AFNOR, DTU P11-711]. CSTB.
- [90] DTU 13-2. Travaux de fondations profondes pour le bâtiment, 1991, CSTB.
- [91] Pieux en béton armé moulés d'avance. Ann. ITBTP, juin 1961.
- [92] LEBELLE (P.). – Semelles de béton armé. 1936, Mémoires Assoc. Intern. Ponts Charpentiers.
- [93] GUERRIN (A.). – Traité de béton armé. Tome III : Les fondations. 1974, Dunod.
- [94] BLÉVOT (J.) et FRÉMY (R.). – Semelles sur pieux. Méthodes de calcul. Compte rendu d'essais. Dispositions constructives. Ann. ITBTP, févr. 1967.
- [95] JALIL (W.A.). – Fondations annulaires et circulaires d'ouvrages de révolution. Ann. ITBTP, juin 1969.

Cuvelages

- [96] DTU 14-1. Travaux de cuvelage, oct. 1987 et juin 1988, CSTB.

Constructions particulières

Charpentes et couvertures

- [97] HAHN (J.). – Voiles minces réglés. Voiles cylindriques, coniques, conoïdes et conoï-

daux. Méthode de calcul simplifiée. 1966, Eyrolles.

- [98] DIVER (M.) et FARGETTE (F.). – *Étude des voiles plissées*. Ann. ITBTP, mars-avr. 1968.
- [99] GUERRIN (A.). – *Traité de béton armé*. Tome V : *Toitures, voûtes, coupoles*. 1970, Dunod.
- [100] PADUART (A.). – *Les voiles minces en béton armé*. 1969, Eyrolles.
- [101] COIN (A.) et JOURNET (H.). – *Cours de voiles minces*. 1971, Eyrolles.

Réservoirs, cuves, châteaux d'eau et piscines

- [102] *Réservoirs et cuves en béton armé*. Ann. ITBTP, févr. 1960.
- [103] *Recommandations professionnelles* (mai 1990) pour le calcul, la réalisation et l'étanchéité des réservoirs, cuves, bassins, châteaux d'eau enterrés, semi-enterrés, aériens, ouverts ou fermés. Ann. ITBTP, sept. 1990.
- [104] GUERRIN (A.). – *Traité de béton armé*. Tome VI : *Réservoirs, châteaux d'eau, piscines*. 1972, Dunod.
- [105] *Cahier des Charges applicable à la construction des bassins de piscine à structure en béton*. Ann. ITBTP, mai 1977 (en révision ; voir [179]).

Silos

- [106] *Règles professionnelles de conception et de calcul des silos en béton armé ou précontraint*. Ann. ITBTP, juil.-août 1986.
- [107] ALBIGES (M.) et LUMBROSO (A.). – *Silos à cellules principales circulaires et intermédiaires en as de carreau*. Ann. ITBTP, déc. 1964.
- [108] LUMBROSO (A.). – *Détermination numérique des sollicitations exercées par la matière ensilée dans les silos*. Ann. ITBTP, mars-avr. 1970.
- [109] REIMBERT (M. et A.). – *Silos. Traité théorique et pratique*. 1971, Eyrolles.
- [110] LUMBROSO (A.). – *Bases scientifiques du calcul des enceintes renfermant des massifs pulvérulents et du calcul des silos*. Ann. ITBTP, janv. 1977.
- [111] LEBÈGUE (Y.) et BOUDAKIAN (A.). – *Bases des règles « Silos » du SNBATI - Essais sur les produits et principes des formules « Silos »*. Ann. ITBTP, août-sept. 1989.

Soutènements

- [112] GUERRIN (A.). – *Traité de béton armé*. Tome VII : *Murs de soutènement et murs de quai*. 1972, Dunod.

Tours et cheminées

Voir également [121].

- [113] *Règles applicables à la construction des cheminées en béton armé*. Ann. ITBTP, avr. 1971.
- [114] *Règles applicables à la construction des tours en béton armé*. Ann. ITBTP, mai 1971.
- [115] DIVER (M.). – *Étude des cheminées en béton armé*. Ann. ITBTP, mai 1966.
- [116] DIVER (M.). – *Calcul pratique des cheminées en béton armé*. Ann. ITBTP, mai 1969.
- [117] JALIL (W.A.), LEJAY (J.), FERBECK (M.) et GROVALET (Y.). – *Problèmes spécifiques concernant le calcul des tours et cheminées en béton armé*. Ann. ITBTP, juin 1973.

Immeubles de grande hauteur

- Voir également [81] [82] [83] [84] [85] [86] [87] [88] et [127].
- [118] DAVIDOVICI (V.). – *Effets des variations linéaires dans les bâtiments de grande hauteur*. Ann. ITBTP, sept. 1967.
- [119] LAREDO (M.). – *Théorie générale du comportement des grandes structures spatiales*.

Application par les gros ordinateurs. Ann. ITBTP, févr. 1969.

- [120] DIVER (M.). – *Calcul pratique des tours en béton armé. Action du vent, bâtiments-tours, tours de section annulaire*. 1972, Dunod.
- [121] CMI. – *Congrès international sur la conception et l'étude des immeubles de grande hauteur*. Université de Lehigh (USA), 21-26 août 1972. (Traduit de l'anglais) (27 fascicules) 1972, Eyrolles.

Ponts

Voir également [63] [64] [65] [66] [67] [68].

- [122] THÉNOZ (M.). – *Calcul des dalles (hourdis des ponts à poutres)*. Bull. Techn. SETRA n° 1, mai 1972.
- [123] ROBINSON (J.R.). – *Piles, culées et cintres de ponts*. 1958, Dunod.

Autres constructions ou éléments de constructions

- [124] GUERRIN (A.). – *Traité de béton armé*. Tome IX : *Constructions diverses*. 1969, Dunod.
- [125] FAESSEL (P.). – *Le calcul des réfrigérants à tirage naturel*. Ann. ITBTP, avr. 1971.
- [126] DIVER (M.). – *Considérations sur le calcul des réfrigérants atmosphériques*. Ann. ITBTP, sept. 1977.

Résistance au feu

- [127] *Sécurité contre l'incendie* (Réglementation) Texte n° 1011. 1974. Direction des Journaux Officiels.
- [128] *Règles FB (DTU 92-701) Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton*, oct. 1987, CSTB.
- [129] COIN (A.). – *Rotules plastiques des dalles soumises au feu*. Ann. ITBTP, mars 1978.
- [130] COIN (A.). – *Calcul élastique d'une poutre en béton dans un champ de température*. Ann. ITBTP, juil.-août 1974.

Préfabrication

- [131] DTU 21.3 *Dalles et volées d'escalier préfabriquées, en béton armé, simplement posées sur appuis sensiblement horizontaux*, CSTB, oct. 1970.
- [132] CEB. – *Recommandations internationales pour les structures en panneaux*. 1969, Eyrolles.

Exécution des ouvrages

- [133] *Exécution des ouvrages de Génie Civil en béton armé ou précontraint*. Fascicule 65 du CCTG. Fascicule spécial n° 85-30 bis du BOMUL T et E.
- [134] *Recommandations pour la réalisation des étalements*. Ann. ITBTP, avr. 1974.
- [135] *Coffrages glissants*. Ann. ITBTP, juil.-août 1976.
- [136] DINESCO (T.). – *Les coffrages glissants*. Technique et utilisation. 1968, Eyrolles (épuisé).

Voir également [191] [192].

Pathologie

- [137] CHARON (P.). – *Comment éviter les erreurs dans les études de béton armé*. 1973, Eyrolles (épuisé).
- [138] BLÉVOT (J.). – *Pathologie des constructions en béton armé*. Ann. ITBTP, sept. 1974.
- [139] BLÉVOT (J.). – *Enseignements tirés de la pathologie des constructions en béton armé*. 1975, Eyrolles (épuisé).

Estimation des ouvrages

- [140] SNBATI. – *Nomenclature codifiée des ouvrages ou tâches élémentaires et temps moyens*. 172 p., 21 × 27.

- [141] MAUVERNAY (J.). – *La détermination des poids d'acier dans le béton armé. Méthode rapide et précise d'avant-métré*. 1973, Eyrolles.

Béton léger

- [142] *Recommandations provisoires pour l'utilisation des bétons de granulats légers*. Ann. ITBTP, mars 1976.
- [143] *Recommandations provisoires pour l'emploi du béton léger dans les ouvrages dépendant de la Direction des Routes et de la Circulation routière au ministère de l'Équipement*. SETRA-LCPC, déc. 1976.
- [144] BRACHET (M.), ADAM (M.), PERCHAT (J.) et VIRLOGEUX (M.). – *Bilan et perspective d'emploi des bétons légers de structure*. Ann. ITBTP, déc. 1976.
- [145] LEWICKI (B.). – *Dalles de planchers et de toitures en béton léger armé ou précontraint*. (Traduit du polonais), 1968, Eyrolles.

Voir également [186] et [205].

Liste complémentaire

- [146] *Système international de réglementation technique unifiée des structures*. Vol. I : *Règles unifiées communes aux différents types d'ouvrages et de matériaux* ; Vol. II : *Code Modèle CEB-FIP pour les structures en béton*. Bull. Information CEB n° 124/125-F, avr. 1978.
- [147] THONIER (H.). – *Détermination des quantités d'acier pour dalles, poutres, poteaux, semelles et escaliers en béton armé*. Ann. ITBTP, oct. 1985.
- [148] THONIER (H.). – *Portée de calcul des éléments fléchis en béton armé*. Ann. ITBTP, juin 1987.
- [149] THONIER (H.), HACHEMI-SAFI (V.) et RAHIMI-MIAN (M.). – *Béton armé aux états-limites*. Ann. ITBTP, mai 1979.
- [150] THONIER (H.). – *La redistribution des moments d'une poutre continue en béton armé*. Ann. ITBTP, févr. 1982.
- [151] DOUBRÈRE (J.C.). – *Cours pratique de béton armé* (Règles BAEL 83). 15,5 × 24, 168 p., 1988, Eyrolles.
- [152] BOUCHART (J.M.), CIBOIS (G.) et de HARO (G.). – *Initiation au béton armé* (Règles BAEL 83). Eyrolles.
- [153] ALBIGES (M.) et MINGASSON (M.). – *Théorie et pratique du béton armé aux états-limites*. 15,4 × 24,3, 344 p., 1981, Eyrolles (épuisé).
- [154] CHARON (P.). – *Calcul des ouvrages en béton armé suivant les Règles BAEL 83. Théorie et applications*. 15,4 × 24,3, 484 p., 1986, Eyrolles.
- [155] CHARON (P.). – *Exercices de béton armé avec leurs solutions selon les Règles BAEL 83*. 16 × 25, 304 p., 1985, Eyrolles.
- [156] FUENTES (A.). – *Le béton armé après fissuration* (État de service, état-limite ultime, ductilité. Mécanismes de rupture des structures hyperstatiques). 15,5 × 24, 136 p., 1987, Eyrolles.
- [157] FUENTES (A.), LACROIX (R.) et THONIER (H.). – *Traité de béton armé*. 16 × 25,4, 632 p., 1982, Eyrolles (additif Règles BAEL 83).
- [158] FUENTES (A.). – *Béton armé. Calcul des ossatures*. 1978, Eyrolles (épuisé).
- [159] PERCHAT (J.). – *Mémentos Eyrolles : Calcul du béton armé selon les Règles BAEL : BAEL 1. 20 p., 10 × 21, pliage accordéon, 1981, (épuisé) ; BAEL 2. 20 p., 10 × 21, pliage accordéon, 1981.*
- [160] ARTOPOEUS (J.), FOURÉ (B.), HUEBER (J.) et PERCHAT (J.). – *Manuel d'application des Règles BAEL*. 196 p., 15 × 23, 153 fig., 19 tabl.,

- 12 abaques, 1981, Syndicat Nat. Béton Armé et Techn. Industrialisées.
- [161] CAPRA (A.) et HAUTCEUR (M.). – *Calcul en flexion simple ou composée à l'état-limite ultime des sections rectangulaires en béton armé. Abaques d'optimisation*. Ann. ITBTP, sept. 1979.
- [162] ARIBERT (J.M.) et WATTECAMPS (C.). – *Méthode pratique commune de calcul élastique et aux états-limites ultimes des sections de béton armé en flexion simple, composée et déviée*. Ann. ITBTP, juil.-août 1979.
- [163] BLÉVOT (J.). – *Les annexes F des Règles BAEI 80*. Ann. ITBTP, mars 1981.
- [164] FAVRE (R.), KOPRINA (M.) et RADOJICIC (A.). – *Effets différés. Fissuration et déformations des structures en béton*. 191 p., 16,1 x 24, nombreux fig. et abaques, 1980, Georgi Éd.
- [165] *Shear and torsion*. Bull. Information CEB n° 126, juin 1978.
- [166] *Shear, torsion and punching*. Bull. Information CEB n° 146, janv. 1982.
- [167] *Industrialization of reinforcement*. Bull. Information CEB n° 152.
- [168] *Detailing of concrete structures*. Bull. Information CEB n° 150.
- [169] MOUGIN (J.P.). – *Abaques pour le calcul des dalles rectangulaires articulées sur leur contour*. Ann. ITBTP, juil.-août 1985.
- [170] MOUGIN (J.P.). – *Abaques pour la détermination rapide des sections d'armatures dans les sections rectangulaires soumises à la flexion simple*. Ann. ITBTP, nov. 1985.
- [171] MOUGIN (J.P.). – *Béton Armé (BAEI 91 et DTU associés)* 17 x 24, 296 p., 1995, Eyrolles.
- [172] MOUGIN (J.P.). – *Cours de béton armé BAEI 91. Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments*. 17 x 24, 288 p., 1992, Eyrolles.
- [173] MOUGIN (J.P.) et PERROTIN (P.). – *Formules simples pour le prédimensionnement des sections de poutres en béton armé compte tenu du règlement BAEI 91*. Ann. ITBTP, nov. 1994.
- [174] NICOT (R.) et RIAUX (H.). – *Abaques et détermination de la longueur des armatures placées « en chapeau » sur les appuis des poutres et des dalles en béton armé*. Ann. ITBTP, janv. 1989.
- [175] BOUTIN (J.P.). – *Pratique du calcul de la résistance au feu des structures*. 14,5 x 21,5, 128 p., 1983, Eyrolles.
- [176] CPT Planchers. – Titre II : *Dalles pleines confectionnées à partir de prédalles préfabriquées et de béton coulé en œuvre*. CSTB.

- [177] *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil*, fascicule 62, titre V du CCTG, N° 93-3, TO du BOMELT.
- [178] *Travaux de dallage. Règles professionnelles*. Ann. ITBTP, mars-avr. 1990.
- [179] *Construction des châteaux d'eau en béton armé, en béton précontraint ou en maçonnerie, et des ouvrages annexes*. CCTG, fascicule 74, n° spécial 83-14 sexes du BOUL T et E.
- [180] *Cahier des charges applicable à la construction des cuves à vin en béton armé*. Ann. ITBTP, oct. 1980 (en révision ; voir [179] chapitre D).
- [181] *Ouvrages de soutènement*. Mur 73. Dossier pilote. 21 x 29,7, 285 p., 1988, SETRA, Bagneux.
- [182] *Guide pour l'étude et la réalisation des soutènements*. 15 x 21, 89 p., sept. 1981, SEDIMA.
- [183] *Règles de calcul des soutènements (projet de norme, établi par le BNTEC, 1992, non publié)*.
- [184] LOGEAS (L.). – *Pathologie des murs de soutènement*, Éditions du Moniteur, 1982.
- [185] *Règles professionnelles applicables à la construction des réfrigérants atmosphériques en béton armé* (SNBATI, 1986 ; non publiées).
- [186] *Constructions en béton léger*. AITEC Rome, 1974, CEMBUREAU.
- [187] *CEB-FIP Model Code 1990. Design code*. 21 x 29,7, 437 p., 1993, Thomas Telford Ltd.
- [188] ADETS. – *Le treillis soudé. Calcul et utilisation conformément aux Règles BAEI 91*. 21 x 29,7, 405 p., GIE TS Promotion 1992.
- [189] *Exécution des ouvrages de Génie Civil en béton armé ou précontraint*. Fascicule 65A du CCTG, n°s spéciaux 92-8 et 93-2, TO du BOMELT.
- [190] DTU 21. – *Exécution des travaux en béton (norme NF P18-201) et additif n° 1 relatif aux marches préfabriquées indépendantes en béton armé, pour escaliers*, CSTB, mai 1993.
- [191] PIERRE (F.). – *Les coffrages pour le béton armé*. 15,4 x 24,3, 196 p., 1980, Eyrolles (épuisé).
- [192] *Manuel de technologie « Coffrage »*. Publication 85, CIB (Conseil International du Bâtiment), 1985.
- [193] LORRAIN (M.) et HIMINIZ (A.). – *Incidence de défauts d'exécution sur la résistance et la stabilité d'éléments de structures en béton armé*. Ann. ITBTP, fév. 1982.
- [194] *Renforcement et réparation des structures*. Ann. ITBTP, janv.-fév. 1983.
- [195] *Techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en béton* (AFPC-SNBATI-

- STRRES) : 7 fascicules 15 x 21 : 1. *Guide Général* ; 2. *Reprise du béton dégradé* ; 3. *Béton projeté* ; 4. *Traitement des fissures et protection du béton* ; 5. *Précontrainte additionnelle* ; 6. *Armatures passives additionnelles* ; 7. *Réparations et renforcements en fondation*, SEDIMA, 1985.
- [196] POINEAU (D.), THEILLOUT (J.) et CUSIN (F.). – *Réparation et renforcement des structures de bâtiment et d'ouvrages d'art. Application des techniques de tôles collées et de précontrainte additionnelle*, Ann. ITBTP, fév. 1992.
- [197] KAVYRCHINE (M.). – *Quelques aspects du comportement du béton de structure lié à l'influence des zones tendues ou fissurées*. Ann. ITBTP, mai 1980.
- [198] CHARIF (H.) et JACCOUD (J.P.). – *Calcul des déformations des structures en béton et étude de leur réduction grâce à l'utilisation des BHP*. Ann. ITBTP, fév. 1993.
- [199] PERCHAT (J.). – *Règlements étrangers de béton armé. Étude comparative des Codes CEB - BSI - DIN - ACI*. 1982, Eyrolles (épuisé).
- [200] PERCHAT (J.) et ROUX (J.). – *Pratique du BAEI 91*. 17 x 24, 416 p., 1998, Eyrolles.
- [201] PERCHAT (J.) et ROUX (J.). – *Maîtrise du BAEI 91 et des DTU associés*. 17 x 24, 408 p., 1998, Eyrolles.
- [202] SOCOTEC. – *Logiciels de calculs de béton armé (disquette plus manuel d'utilisation) : section rectangulaire ou en T, flèche*. 14,5 x 20, 88 p., 1987, Eyrolles.
- [203] *Présentation et discussion du projet d'Eurocode 2 : Constructions en béton*. Ann. ITBTP, déc. 1990 et janv. 1991.
- [204] LEVI (F.), MARRO (P.) et THONIER (H.). – *La vérification des contraintes tangentielles suivant l'Eurocode 2*, Ann. ITBTP, nov. 1992 (comparaisons) et mars-avr. 1994 (compléments).
- [205] *Bétons de granulats légers. Manuel CEB-FIP*. Ann. ITBTP, janv., mai et déc. 1980.
- [206] *CEB-FIP Model Code 90. Selected justification notes*. 21 x 29,7, 248 p., Bulletin d'information n° 217 du Comité Euro-international du Béton, 1993.
- [207] LUMBROSO (A.). – *Étude d'ensemble des enceintes de stockage renfermant des masses pulvérulentes et calcul des halles et magasins de stockage*, Ann. ITBTP, déc. 1989.
- [208] TRINH (J.). – *Résistances du béton aux forces concentrées. Première partie : cas du béton non armé*, Ann. ITBTP, nov. 1985.
- [209] TOFANI (R.). – *Calcul et contrôle des prix dans les entreprises de bâtiment et de travaux publics*, Éd. du Moniteur, 1980.

Organismes

France

Association française pour la certification des armatures.
Association française pour la construction AFC.
Association française de normalisation AFNOR.
Association technique pour le développement de l'emploi du treillis soudé ADETS.
Bureau Veritas.
Centre expérimental de recherches et d'études du bâtiment et des travaux publics CEBTP.
Centre scientifique et technique du bâtiment CSTB.
Institut technique du bâtiment (ex. ITBTP).
Laboratoire central des ponts et chaussées LCPC.
Service d'études techniques des routes et autoroutes SETRA.
Syndicat national du béton armé et des techniques industrialisées SNBATI.
Société de contrôle technique SOCOTEC.

Allemagne (République Fédérale d')

Bundesverband Deutsche Beton- und Fertigteilindustrie e.V.
Deutscher Betonverein e.V. DBV.

Deutsches Institut für Normung e.V. DIN.
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau.

Belgique

Fédération de l'industrie cimentière FIC.
Fédération nationale belge du bâtiment et des travaux publics FNBTP.
Institut belge de normalisation/Belgisch instituut voor normalisatie IBN/BIN.

États-Unis

American Concrete Institute ACI.
Prestressed Concrete Institute PCI.

Grande-Bretagne

British Standards Institution BSI.
Cement and Concrete Association CCA.

Organismes internationaux

Association internationale des ponts et charpentes AIPC.
Fédération internationale du béton FIB (fusion du Comité euro-international du béton, CEB, et de la Fédération internationale de la précontrainte, FIP).