

Remplace norme SIA 262, édition 2003

Betonbau
Costruzioni di calcestruzzo
Concrete Structures

Construction en béton

**Merci de prendre connaissance du correctif dans l' annexe.**

Numéro de référence
SN 505262:2013 fr

Valable dès: 2013-01-01

Editeur
Société suisse des ingénieurs
et des architectes
Case postale, CH-8027 Zurich

Nombre de pages: 102

Copyright © 2013 by SIA Zurich

Groupe de prix: 54

262
i Norm Li cense by SIA EPFL Bibli ot hèque | 02.02.2018

TABLE DES MATIÈRES

	Page
Avant-propos	4
0 Domaine d'application	5
0.1 Délimitation	5
0.2 Conditions générales pour la construction	5
0.3 Références normatives	5
0.4 Dérogations	6
1 Terminologie	7
1.1 Termes techniques	7
1.2 Notations	12
1.2.1 Majuscules latines	12
1.2.2 Minuscules latines	13
1.2.3 Lettres grecques	17
1.2.4 Notations particulières	20
2 Principes	21
2.1 Généralités	21
2.2 Matériaux	21
2.3 Analyse structurale et dimensionnement	21
2.3.1 Généralités	21
2.3.2 Etats-limite ultimes	21
2.3.3 Etats-limite de service	22
2.3.4 Interaction sol-structure	22
2.4 Durabilité	22
2.4.1 Généralités	22
2.4.2 Exposition	23
2.4.3 Mesures	23
3 Matériaux	25
3.1 Béton	25
3.1.1 Définitions	25
3.1.2 Propriétés	27
3.1.3 Assurance qualité	32
3.2 Acier d'armature passive	32
3.2.1 Définitions	32
3.2.2 Propriétés	33
3.2.3 Assurance qualité	35
3.3 Acier de précontrainte	36
3.3.1 Définitions	36
3.3.2 Propriétés	36
3.3.3 Assurance qualité	39
3.4 Systèmes de précontrainte	39
3.4.1 Généralités	39
3.4.2 Durabilité	40
3.4.3 Ancrages et coupleurs	40



Merci de prendre connaissance du correctif dans l' annexe.

Les corrections et commentaires éventuels concernant la présente publication sont disponibles sous www.sia.ch/correctif.

La SIA décline toute responsabilité en cas de dommages qui pourraient survenir du fait de l'utilisation ou de l'application de la présente publication.

	Page		Page		
3.4.4	Gaines	40	5.5	Eléments de construction	81
3.4.5	Matériau d'injection	40	5.5.1	Eléments de construction en béton non armé	81
3.4.6	Eléments de déviation	41	5.5.2	Poutres de section rectangulaire ou en T	81
3.4.7	Assurance qualité	41	5.5.3	Dalles	82
4	Analyse structurale et dimensionnement	42	5.5.4	Eléments comprimés	84
4.1	Analyse structurale	42	5.5.5	Eléments préfabriqués ou clavés	85
4.1.1	Généralités	42	5.6	Particularités concernant les structures soumises à la fatigue	85
4.1.2	Déformations imposées et entravées	42	5.7	Particularités concernant le dimensionnement au risque sismique	86
4.1.3	Modèle de la structure	42	5.7.1	Parois porteuses	86
4.1.4	Méthodes de calcul	44	5.7.2	Cadres	87
4.1.5	Structures précontraintes	45	5.7.3	Ancrages et joints	88
4.2	Valeurs de calcul	47	5.8	Protections de surface	89
4.2.1	Béton	47	5.9	Incorporés	89
4.2.2	Acier d'armature passive	50	6	Exécution	90
4.2.3	Acier de précontrainte	51	6.1	Coffrage et étayage	90
4.3	Vérification de la sécurité structurale	51	6.2	Mise en œuvre de l'armature passive	90
4.3.1	Généralités	51	6.3	Mise en œuvre d'acier et d'unités de précontrainte	91
4.3.2	Flexion simple et flexion composée	52	6.4	Mise en œuvre du béton	92
4.3.3	Effort tranchant	52	6.4.1	Prévention des fissures dues à des déformations entravées	92
4.3.4	Forces de cisaillement	55	6.4.2	Confection d'un béton d'enrobage compact	92
4.3.5	Torsion pure et sollicitations combinées	56	6.4.3	Mesures à prendre avant le bétonnage	92
4.3.6	Poinçonnement	57	6.4.4	Programme de bétonnage et joints de reprise	92
4.3.7	Eléments comprimés	63	6.4.5	Transport, mise en place et compactage du béton	93
4.3.8	Fatigue	65	6.4.6	Cure du béton	93
4.3.9	Situation de projet séisme	67	6.4.7	Propriétés des surfaces devant recevoir une étanchéité	95
4.3.10	Situation de projet incendie	69	6.5	Précontrainte	95
4.4	Vérification de l'aptitude au service	71	6.5.1	Mise en tension	95
4.4.1	Généralités	71	6.5.2	Injection des unités de précontrainte avec adhérence	95
4.4.2	Fissures	71	6.6	Décoffrage et enlèvement de l'étayage	95
4.4.3	Déformations	73	6.7	Sol de fondation	96
4.4.4	Vibrations	74			
4.4.5	Etanchéité	74	Annexe		
5	Dispositions constructives	75	A	Tolérances dimensionnelles (normative)	97
5.1	Principes	75			
5.2	Disposition de l'armature	75			
5.2.1	Généralités	75			
5.2.2	Enrobage de l'armature	75			
5.2.3	Espacements minimaux	76			
5.2.4	Façonnage et pliage	76			
5.2.5	Ancrage	77			
5.2.6	Recouvrements d'armatures	78			
5.2.7	Déviation et courbures	79			
5.3	Structures précontraintes	80			
5.4	Appuis et joints	81			

AVANT-PROPOS

La présente norme SIA 262 s'adresse aux projeteurs. Elle concerne également les maîtres d'ouvrage, la direction des travaux ainsi que les entrepreneurs.

La norme SIA 262 fait partie des normes des structures porteuses de la SIA. Elle s'appuie sur la norme européenne *Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings* et intègre les principes fondamentaux contenus dans la SN EN 206-1 *Béton – Partie 1: Spécification, performances, production et conformité*.

Les normes des structures porteuses de la SIA comprennent les normes suivantes :

- Norme SIA 260 Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses
- Norme SIA 261 Actions sur les structures porteuses
- Norme SIA 262 Construction en béton
- Norme SIA 263 Construction en acier
- Norme SIA 264 Construction mixte acier-béton
- Norme SIA 265 Construction en bois
- Norme SIA 266 Construction en maçonnerie
- Norme SIA 267 Géotechnique.

Les normes des structures porteuses nommées ci-dessus sont valables pour les nouvelles constructions. Pour la maintenance des structures porteuses existantes, la série de normes SIA 269 fait foi. Dans cette série, la norme SIA 269/2 traite des structures en béton.

La présente révision partielle de la norme SIA 262 comble les lacunes et améliore les points d'interaction avec les domaines de la géotechnique et des travaux souterrains. Les cahiers techniques SIA nouvellement parus sur les aciers d'armature inoxydables et sur la prévention contre la RAG sont pris en compte et intégrés dans les dispositions de la norme. La norme SIA 262 a été adaptée à la norme européenne EN 1992-1-1 pour ce qui concerne les déformations dues au retrait, et distingue maintenant entre le retrait endogène et le retrait de dessiccation. La palette des aciers d'armature et de précontrainte utilisables est élargie en tenant compte des produits conformes à la prEN 10138. Les règles de dimensionnement au poinçonnement et contre l'effondrement considèrent les nouvelles connaissances de la pratique et de la recherche. Les dispositions concernant la cure du béton sont adaptées aux indications de la EN 13670:2009. La révision partielle de la norme SIA 262 corrige en même temps des erreurs de la version 2003.

Commission SIA 262

0 DOMAINE D'APPLICATION

0.1 Délimitation

- 0.1.1 La norme SIA 262 régit l'élaboration des projets de nouvelles structures porteuses en béton armé, en béton précontraint et en béton non armé. Pour la maintenance des structures porteuses existantes en béton la norme SIA 269/2 *Maintenance des structures porteuses – Structures en béton* s'applique.
- 0.1.2 La présente norme s'applique en relation avec les normes suivantes:
- Norme SIA 260 Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses
 - Norme SIA 261 Actions sur les structures porteuses
 - Norme SIA 261/1 Actions sur les structures porteuses – Spécifications complémentaires
 - Norme SIA 262/1 Construction en béton – Spécifications complémentaires
 - Norme SIA 267 Géotechnique.
- 0.1.3 La production, la mise en place et les essais des matériaux sont traités dans la mesure où ils sont nécessaires à l'établissement des exigences de qualité.
- 0.1.4 Les dispositions constructives (chapitre 5) et l'exécution (chapitre 6) sont traitées uniquement dans le but d'assurer la communication entre les participants concernés et de garantir une réalisation correspondant aux conditions admises lors de l'élaboration du projet.
- 0.1.5 Les prescriptions de la présente norme seront appliquées avec d'autant plus de rigueur que l'importance du projet et son degré de difficulté seront élevés.
- 0.1.6 En règle générale, les exigences de qualité et les prescriptions d'exécution mentionnées dans cette norme seront considérées comme des exigences minimales.
- 0.1.7 La norme SIA 262 s'applique également aux structures porteuses provisoires et permanentes du domaine de la géotechnique ainsi qu'à tous les types de fondations en béton.
- 0.1.8 La norme SIA 262 s'applique également aux structures porteuses permanentes en béton armé des constructions souterraines. Pour les constructions souterraines en béton non armé la norme SIA 197 fait foi.

0.2 Conditions générales pour la construction

Les conditions générales spécifiques à la présente norme sont contenues dans la norme SIA 118/262 *Conditions générales pour la construction en béton*.

0.3 Références normatives

Cette norme renvoie également aux normes et aux recommandations énumérées ci-après, dont les dispositions s'appliquent en tout ou en partie dans le sens du renvoi:

- Norme SIA 197 Projets de tunnels – Bases générales
- Norme SIA 198 Constructions souterraines – Exécution
- Norme SIA 269/2 Maintenance des structures porteuses – Structures en béton
- Recommandation SIA 162/6 Béton renforcé de fibres métalliques
- Norme SIA 263 Construction en acier
- Norme SIA 271 Etanchéité des bâtiments
- Norme SIA 272 Etanchéités et drainages d'ouvrages enterrés et souterrains
- Norme SIA 273 Etanchéité des surfaces carrossables des bâtiments
- Norme SIA 414 Tolérances dimensionnelles dans la construction
- Recommandation SIA 414/10 Tolérances dimensionnelles dans les bâtiments
- Cahier technique 2029 Acier d'armature inoxydable
- Cahier technique 2030 Béton de recyclage



- Cahier technique 2042 Prévention des désordres dus à la réaction alcali-granulats (RAG) dans les ouvrages en béton
- SN 640450 Systèmes d'étanchéité et couches bitumineuses sur ponts en béton
- SN EN 206-1 Béton – Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité
- SN EN 206-9 Béton – Partie 9 : Règles complémentaires pour le béton autoplaçant
- SN EN 13670 Exécution des structures en béton
- SN EN ISO 17660-1 Soudage – Soudage des aciers d'armature – Partie 1 : Assemblages transmettant des efforts
- Cahier technique CT01 Erosion du béton dans les bassins biologiques des stations d'épuration cernsuisse
- Recommandations SEV 4113 Mise à terre de fondations (en langue allemande seulement).

0.4 Dérogations

- 0.4.1 Des dérogations à la présente norme sont admissibles, si elles sont suffisamment justifiées par des théories ou par des essais, ou si de nouveaux développements ou de nouvelles connaissances dans le domaine en question permettent une telle démarche.
- 0.4.2 Pour les situations non traitées par cette norme, la procédure à suivre doit être convenue entre les responsables du projet et le maître de l'ouvrage, ainsi que toutes les instances concernées. La procédure choisie sera décrite par étapes dans la convention d'utilisation et dans la base du projet.

1 TERMINOLOGIE

1.1 Termes techniques

La présente norme utilise les termes techniques et spécifiques définis ci-dessous. Les termes plus généraux sont définis dans les normes SIA 260 et SIA 261.

Acier d'armature passive

Betonstahl

acciaio d'armatura

reinforcing steel

Acier apte à être utilisé comme armature passive.

Acier de précontrainte

Spannstahl

acciaio di precompressione

prestressing steel

Acier sous forme de fils, de torons ou de barres, apte à être utilisé dans des unités de précontrainte ou en précontrainte par fils adhérents.

Adjuvant

Zusatzmittel

additivo

admixture

Substance ajoutée au béton ou au matériau d'injection pendant le malaxage en quantité relativement petite par rapport au dosage en ciment, afin de changer certaines qualités du béton frais ou du béton durci, respectivement du matériau d'injection frais ou durci.

Addition

Zusatzstoff

aggiuntivo

addition

Matériau minéral finement divisé utilisé dans le béton afin d'améliorer certaines propriétés ou pour lui conférer des propriétés particulières. Cette norme traite deux types d'additions minérales :
– les additions quasiment inertes (de Type I) ; et
– les additions à caractère pouzzolanique ou hydraulique latent (de Type II).

Ancrage de précontrainte

Spannverankerung

testa d'ancoraggio

prestressing anchorage

Elément constructif permettant d'introduire et d'ancrer la force de précontrainte.

Armature

Bewehrung

armatura

reinforcement

Incorporés du béton, généralement en acier d'armature passive ou en acier de précontrainte.

Armature de peau

Überdeckungsbewehrung

armatura di pelle

cover reinforcement

Armature supplémentaire située dans le béton d'enrobage.

Béton

Beton

calcestruzzo

concrete

Matériau formé par mélange de ciment, de sable, de gravillons et d'eau, et éventuellement d'adjuvants et d'additions, et dont les propriétés se développent par hydratation du ciment.

Béton à composition prescrite

Beton nach Zusammensetzung

calcestruzzo a composizione

prescribed concrete

Béton pour lequel la composition du béton et les constituants à utiliser sont spécifiés au producteur qui est responsable de fournir un béton respectant cette composition prescrite.

Béton à propriétés spécifiées

Beton nach Eigenschaften

calcestruzzo a prestazione garantita

designed concrete

Béton pour lequel les propriétés requises et les caractéristiques supplémentaires sont spécifiées au producteur qui est responsable de fournir un béton qui satisfait à ces propriétés requises et à ces caractéristiques supplémentaires.

Béton armé

Stahlbeton

calcestruzzo armato

reinforced concrete

Béton dont l'armature est constituée d'acier d'armature passive.

Béton autoplaçant BAP

Selbstverdichtender Beton (SVB)
calcestruzzo autocompattante
self-compacting concrete (SCC)

Le béton frais est appelé autoplaçant (BAP) lorsqu'il se compacte suffisamment grâce à son poids propre tout en ne présentant pas de ségrégation.

Béton d'enrobage

Überdeckungsбетon
calcestruzzo di copriferro
cover concrete

Couche de béton située entre l'armature et le nu du béton.

Béton durci

Festбетon
calcestruzzo indurito
hardened concrete

Béton à l'état solide ayant acquis une résistance notable.

Béton frais

Frischбетon
calcestruzzo fresco
fresh concrete

Béton entièrement mélangé et encore dans un état permettant de le compacter avec la méthode choisie.

Béton léger

Leichtбетon
calcestruzzo leggero
light-weight concrete

Béton dont la masse volumique après séchage à l'étuve est supérieure ou égale à 800 kg/m³ mais inférieure ou égale à 2000 kg/m³. Il est produit entièrement ou partiellement à partir de granulats légers.

Béton lourd

Schwerбетon
calcestruzzo pesante
heavy-weight concrete

Béton dont la masse volumique après séchage à l'étuve est supérieure à 2600 kg/m³.

Béton de masse volumique normale

Normalбетon
calcestruzzo normale
normal-weight concrete

Béton dont la masse volumique après séchage à l'étuve est supérieure à 2000 kg/m³ mais inférieure ou égale à 2600 kg/m³.

Béton précontraint

Spannбетon
calcestruzzo precompresso
prestressed concrete

Béton dont l'armature est partiellement constituée d'acier de précontrainte tendu. L'acier de précontrainte peut être incorporé par précontrainte par fils adhérents ou sous forme d'unités de précontrainte avec ou sans adhésion (post-tension).

Béton projeté

Spritzбетon
calcestruzzo spruzzato
shotcrete

Béton mis en place et compacté par application de couches projetées selon des procédés opérant par voie sèche ou par voie humide.

Béton renforcé de fibres

Faserбетon
calcestruzzo fibrinforzato
fibre reinforced concrete

Béton pourvu d'une armature constituée par ajout de fibres métalliques, non métalliques, minérales ou organiques de très faible section, dont la longueur avoisine le diamètre maximal du granulats.

Béton renforcé de fibres métalliques

Stahlfaserбетon
calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio
steel fibre reinforced concrete

Béton dont l'armature est constituée de fibres métalliques.

Bielle de compression

Druckstrebe
biella compressa
strut

Champ de compression à fuseau étroit soumis à des contraintes de forte intensité.

Champ de compression

Druckfeld
campo compresso
compression field

Champ de contraintes de compression uniaxiales, parallèles et d'intensité constante.

Champ de contrainte

Spannungsfeld
campo di tensioni
stress field

Représentation du flux des forces dans un élément de construction ou dans une structure porteuse, modélisée par des nœuds, des champs de compression, des éventails et des éléments tendus.

Classe d'exposition

Expositionsklasse
classe d'esposizione
exposure class

Courbe de résistance à la fatigue

Betriebsfestigkeitskurve
curva della resistenza alla fatica
fatigue strength curve

Distance au nu de l'armature

Randabstand der Bewehrung
distanza armatura-superficie
edge distance of reinforcement

Élément de déviation

Umlenkelement
elemento di deviazione
deviator

Élément préfabriqué

Betonfertigteil
elemento prefabbricato
precast concrete element

Enrobage de l'armature

Bewehrungsüberdeckung
copriferro
cover of reinforcement

Équipement

Ausrüstung
infrastruttura
equipment

Espacement des barres

Stababstand
interasse delle barre
bar spacing

Eventail

Fächer
ventaglio
fan

Fluage

Kriechen
viscosità
creep

Force de précontrainte

Spannkraft
forza di precompressione
prestressing force

Gaine

Hüllrohr
guaina
duct

Granulat

Gesteinskörnung
aggregati
aggregate

Groupement de barres

Stabbündel
fascio di barre
bar bundle

Catégorie affectée aux éléments de construction décrivant les actions dues à l'environnement et les risques qui en résultent sur le plan de la durabilité.

Représentation, sur un graphique à double échelle logarithmique, de la résistance à la fatigue en fonction du nombre de cycles de chargement.

Distance comprise entre l'axe de l'armature et le nu du béton.

Élément constructif destiné à infléchir localement le cheminement des unités de précontrainte.

Élément de construction en béton armé ou précontraint, fabriqué en usine ou sur le chantier et monté ultérieurement à son emplacement définitif.

Distance entre la surface de l'armature et le nu du béton qui lui est le plus proche.

Parties d'une construction qui font généralement l'objet d'un montage ultérieur, comme les joints de chaussée, les appuis, les évacuations des eaux, les glissières, etc.

Distance entre axes de barres d'armature parallèles.

Champ de contraintes en forme d'éventail, à sollicitations uniaxiales d'intensité variable.

Augmentation de déformation sous sollicitation constante.

Effort de traction introduit dans l'acier de précontrainte pour imposer une précontrainte.

Tube métallique ou en matière synthétique servant d'enveloppe aux unités de précontrainte.

Mélange de matériaux minéraux granulaires, dont la granulométrie est appropriée, apte à être utilisé dans la confection de béton ou de mortier. Le granulat peut être naturel, artificiel ou recyclé à partir de matériaux précédemment utilisés en construction.

Groupe de deux ou trois barres d'armature parallèles au contact l'une de l'autre.

Hauteur statique <i>Statische Höhe</i> <i>altezza statica</i> <i>effective depth</i>	Distance entre le centre de gravité de l'armature de traction et le bord de la section comprimée.
Limite de fatigue <i>Dauerfestigkeit</i> <i>limite di fatica</i> <i>endurance limit</i>	Résistance à la fatigue pour un nombre illimité de cycles de chargement.
Longueur d'ancrage <i>Verankerungslänge</i> <i>lunghezza d'ancoraggio</i> <i>development length</i>	Longueur d'introduction nécessaire à la reprise des sollicitations de l'armature par le béton.
Matériau d'injection <i>Füllgut</i> <i>materiale d'iniezione</i> <i>grout</i>	Matériau destiné au remplissage des gaines de précontrainte.
Mortier <i>Mörtel</i> <i>malta</i> <i>mortar</i>	Matériau de construction confectionné à l'aide de ciment, de granulat (d'un diamètre maximal n'excédant pas 4 mm) et d'eau, avec adjonction possible d'additions et d'adjuvants.
Nœud <i>Knoten</i> <i>nodo</i> <i>node</i>	Zone d'un champ de contraintes soumis à des sollicitations multiaxiales de grande intensité.
Précontrainte <i>Vorspannung</i> <i>precompressione</i> <i>prestress</i>	Effet des forces introduites de manière contrôlée dans une structure porteuse ou dans un élément de construction au moyen d'unités de précontrainte ou par la précontrainte par fils adhérents.
Précontrainte par fils adhérents <i>Spannbettverfahren</i> <i>pre-tensione</i> <i>pretensioning</i>	Procédé selon lequel l'acier de précontrainte est mis en tension avant le bétonnage.
Redistribution des sollicitations <i>Schnittgrössenumlagerung</i> <i>ridistribuzione degli sforzi</i> <i>stress redistribution</i>	Modification des sollicitations d'un système hyperstatique calculées avec l'hypothèse d'un comportement linéaire et élastique du matériau, par superposition d'un état d'autocontraintes.
Relaxation <i>Relaxation</i> <i>rilassamento</i> <i>relaxation</i>	Diminution des contraintes dans l'acier de précontrainte soumis à un allongement donné.
Résistance à la fatigue <i>Zeitfestigkeit</i> <i>resistenza alla fatica</i> <i>finite fatigue life</i>	Résistance à la fatigue pour un nombre limité de cycles de chargement.
Retrait <i>Schwinden</i> <i>ritiro</i> <i>shrinkage</i>	Diminution de volume du béton sous l'effet de la dessiccation (retrait de dessiccation) ainsi que, pour des faibles rapports eau/ciment, de l'hydratation du ciment (retrait endogène).
Retrait de dessiccation <i>Trockenschwinden</i> <i>ritiro di essicamento</i> <i>drying shrinkage</i>	Diminution du volume du béton causée par le séchage du béton.
Retrait endogène <i>Autogenes Schwinden</i> <i>ritiro autogeno</i> <i>autogenous shrinkage</i>	Diminution du volume du béton sous l'effet de l'hydratation du ciment (auto-dessiccation).

Revêtement <i>Verkleidung</i> <i>rivestimento</i> <i>lining</i>	Dans le domaine des travaux souterrains, interventions réalisées indépendamment ou en complément des mesures de sécurisation du massif, qui donnent à la structure porteuse (voûte) les propriétés (résistance, forme, esthétique, etc.) nécessaires.
Section de contrôle <i>Nachweisschnitt</i> <i>sezione di verifica</i> <i>verification section</i>	Section définie nominalement pour laquelle on vérifie la résistance à l'effort tranchant ou au poinçonnement.
Surbéton <i>Überbeton</i> <i>soprastrato di calcestruzzo</i> <i>concrete overlay</i>	Couche de béton coulé sur un élément de construction existant.
Surface relative projetée des nervures <i>Bezogene Rippenfläche</i> <i>superficie relativa delle nervature</i> <i>relative rib area</i>	Rapport entre l'aire de la projection des nervures en direction des barres et la surface enveloppante des barres d'armature passive.
Surrésistance <i>Überfestigkeit</i> <i>sovrarresistenza</i> <i>overstrength</i>	Différence entre la valeur caractéristique de la résistance et la résistance admise sous l'action sismique.
Système de précontrainte <i>Spannsystem</i> <i>sistema di precompressione</i> <i>prestressing system</i>	Unités de précontrainte et éléments de déviation ainsi que leur outillage spécifique comme les vérins et le matériel de mise en tension.
Unité de précontrainte <i>Spannglied</i> <i>cavo di precompressione</i> <i>prestressing tendon</i>	Elément d'armature constitué d'acier de précontrainte tendu, d'ancrages, de gaine et de matériau d'injection.
Volume de pâte de ciment <i>Zementleimvolumen</i> <i>Volume di pasta di cemento</i> <i>cement paste volume</i>	Volume du ciment, des additions, de l'air occlus et de l'eau.
Voussoir préfabriqué <i>Tübbing</i> <i>concio prefabbricato</i> <i>segment</i>	Elément préfabriqué en béton, acier ou fonte pour le soutènement ou le revêtement de galeries percées au tunnelier. Peut aussi être utilisé uniquement comme élément du radier.
Zone d'ancrage <i>Ankerzone</i> <i>zona d'ancoraggio</i> <i>anchorage zone</i>	Zone hautement sollicitée à proximité immédiate d'un ancrage de précontrainte.
Zone de bord <i>Randelement</i> <i>elemento di bordo</i> <i>boundary element</i>	Zone renforcée en bordure d'une paroi ou d'une plaque.
Zone de diffusion des forces <i>Kraftausbreitungszone</i> <i>zona di diffusione delle forze</i> <i>force spreading zone</i>	Zone adjacente à la zone d'ancrage permettant la diffusion de la force de précontrainte dans l'élément de construction.

1.2 Notations

1.2.1 Majuscules latines

A	classe de ductilité, limitation des contraintes dans le domaine de la fissuration
A_c	aire de la section du béton
A_{c0}	aire partielle sous charge
A_{c1}	aire totale avec le même centre de gravité que A_{c0}
A_k	aire de la section participante entourée et délimitée par l'armature longitudinale
A_p	aire de la section d'acier de précontrainte
A_{p1}	aire de la section d'une unité de précontrainte isolée
A_s	aire de la section d'acier d'armature passive
A_{sc}	aire de la section des étriers pour des sections circulaires (rapportée à l'aire $d \cdot s_c$)
A_{sw}	aire de la section des étriers
A_{sy}, A_{sz}	aire de la section des étriers dans la direction y, resp. z (rapportée à l'aire $a s_c$ resp. $b \cdot s_c$)
B	acier d'armature passive, classe de ductilité, limitation des contraintes dans le domaine de la fissuration
C	béton, classe de consistance (indice de serrage), classe de ductilité, limitation des contraintes dans le domaine de la fissuration, étiré à froid (acier de précontrainte)
CI	classe de teneur en chlorures
D	classe de masse volumique du béton léger
D_{max}	diamètre maximal du granulat
E_{cd}	valeur de calcul du module d'élasticité du béton
E_{cm}	valeur moyenne du module d'élasticité du béton
E_{lcm}	valeur moyenne du module d'élasticité du béton léger
E_p	valeur moyenne du module d'élasticité de l'acier de précontrainte
E_s	valeur moyenne du module d'élasticité de l'acier d'armature passive
F	classe de consistance (étalement)
F_c	effort dans la zone de compression par flexion
F_{cw}	effort de compression dans le béton de l'âme
F_p	effort dans l'acier de précontrainte
F_{pRd}	valeur de calcul de la résistance de l'acier de précontrainte
F_t	effort de traction dans l'acier d'armature passive
F_{tVd}	effort longitudinal de traction induit par l'effort tranchant
H	laminé à chaud (acier de précontrainte)
LC	béton léger
M_d	valeur de calcul du moment de flexion
M_{1d}	valeur de calcul du moment de flexion de 1 ^{er} ordre
M_r	moment de flexion à l'apparition de la première fissure
M_{Rd}	résistance à la flexion
M_{Rd}^+	résistance maximale à la flexion
$M_{Rd,1}^+$	résistance maximale à la flexion en tête de colonne



$M_{Rd,2}^+$	résistance maximale à la flexion en pied de colonne
N	nombre de cycles d'effort
N_d	valeur de calcul de l'effort normal
N_D	$5 \cdot 10^6$ cycles de chargement
N_{fat}	$2 \cdot 10^6$ cycles de chargement
P	force de précontrainte
P_d	valeur de calcul de la force de précontrainte
P_k	valeur caractéristique de la force de précontrainte
P_{max}	force maximale dans l'acier de précontrainte pendant la mise en tension
P_∞	force de précontrainte à $t = \infty$
Q_{fat}	sollicitation de fatigue
R	classe de résistance au feu
R	résistance ultime
R_d	valeur de calcul de la résistance ultime
RH	humidité relative
S	classe de consistance (affaissement)
$S7$	toron à sept fils
T	température
T_C	paramètre pour la détermination du spectre de réponse élastique
T_d	valeur de calcul du moment de torsion
T_1	période d'oscillation fondamentale
V_d	valeur de calcul de l'effort tranchant
$V_{d,i}$	valeur de calcul de l'effort tranchant dans la plaque i
$V_{d,s}$	valeur de calcul de l'effort tranchant pour le dimensionnement de l'armature de poinçonnement
V_d^+	effort tranchant accru
V_{Rd}	valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant
$V_{Rd,c}$	valeur de calcul de la résistance du béton d'un champ de compression
$V_{Rd,s}$	valeur de calcul de la résistance des étriers d'armature
$X \dots$	classe d'exposition (X0, XC, XD, XS, XF, XA)
Y	acier de précontrainte

1.2.2

Minuscules latines

a	dimension
a_c	dimension des étriers de frettage
a_d	valeur de calcul d'une grandeur géométrique
a_{min}	plus petite dimension d'une section
a_1, a_2	largeur de l'aire A_{c0} resp. A_{c1}
b	dimension
b_c	dimension des étriers de frettage
b_{eff}	largeur de participation d'une dalle

$b_{eff,i}$	partie de la largeur de participation d'une dalle
b_i	demi-espacement de deux âmes voisines, espacement entre barres d'armatures longitudinales situées le long du périmètre délimitant la zone frettée et tenues par des étriers ou des crochets de frettage ($i = 1 \dots 6$ dans la figure 43)
b_s	largeur représentative de la bande d'appui
b_{sr}	limite supérieure de la largeur représentative de la bande d'appui des planchers-dalles dans la direction perpendiculaire au bord de la dalle
b_u	largeur de participation pour la reprise des forces de déviation par le béton d'enrobage
b_w	épaisseur de l'âme, de l'élément de bord
$b_{w,nom}$	valeur nominale de l'épaisseur de l'âme
$b_{w,0}$	épaisseur de la paroi porteuse
b_0	largeur de la zone de frettage
b_1, b_2	longueur de l'aire A_{c0} resp. A_{c1}
c	constante d'intégration
c_{nom}	enrobage nominal de l'armature, à déclarer dans les plans
c_v	distance entre le point d'ancrage de l'armature de poinçonnement et la surface du béton du côté comprimé
d	hauteur statique, hauteur statique moyenne dans le cas de plusieurs nappes d'armature, diamètre
d'	distance entre le centre de gravité de l'armature de compression et le bord comprimé de la section
d_c	diamètre de la spirale de frettage
d_i	diamètre des mandrins de pliage
d_{int}	hauteur statique lors de la vérification de l'armature pour la prévention contre l'effondrement en cas de poinçonnement
d_k	diamètre du plus grand cercle qui peut être inscrit dans la surface A_k
d_v	hauteur statique efficace pour la reprise de l'effort tranchant
e	excentricité
e_d	valeur de calcul de l'excentricité des charges
e_u	excentricité de la résultante de la force d'appui
$e_{u,i}$	excentricité de la résultante de la force d'appui en direction i
e_{0d}	excentricité initiale due aux imperfections géométriques
e_{1d}	excentricité de l'action
e_{2d}	excentricité due à la déformation
f_{bd}	valeur de calcul de la contrainte d'adhérence
$f_{bd}(t)$	valeur de calcul de la contrainte d'adhérence au temps t
f_{cd}	valeur de calcul de la résistance à la compression du béton
f_{ck}	valeur caractéristique de la résistance à la compression sur cylindre (valeur fractile 5%)
$f_{ck,cube}$	valeur caractéristique de la résistance à la compression sur cube
f_{cm}	valeur moyenne de la résistance à la compression sur cylindre
f_{ctd}	valeur de calcul de la résistance à la traction du béton
$f_{ctk 0,05}$	fractile 5% de la résistance à la traction du béton

$f_{ctk\ 0,95}$	fractile 95% de la résistance à la traction du béton
f_{ctm}	valeur moyenne de la résistance à la traction du béton
f_{lctm}	valeur moyenne de la résistance à la traction du béton léger
f_p	résistance à la traction de l'acier de précontrainte
f_{pd}	valeur de calcul de la limite d'écoulement de l'acier de précontrainte
f_{pk}	valeur caractéristique de la résistance à la traction de l'acier de précontrainte
$f_{p0,1}$	contrainte limite d'élasticité à 0,1% de l'acier de précontrainte
$f_{p0,1k}$	valeur caractéristique de la limite d'élasticité à 0,1% de l'acier de précontrainte
f_R	surface relative projetée des nervures
f_s	limite d'écoulement de l'acier d'armature passive
f_{sd}	valeur de calcul de la limite d'écoulement de l'acier d'armature passive
f_{sk}	valeur caractéristique de la limite d'écoulement de l'acier d'armature passive
$f_{s0,2}$	contrainte limite d'élasticité à 0,2% de l'acier d'armature passive
$f_{s0,2k}$	valeur caractéristique de la limite d'élasticité à 0,2% de l'acier d'armature passive
f_t	résistance à la traction de l'acier d'armature passive
f_{tk}	valeur caractéristique de la résistance à la traction de l'acier d'armature passive
$(f_t/f_s)_k$	valeur caractéristique du rapport (f_t/f_s)
h	hauteur, hauteur d'un élément de construction
h_{pl}	hauteur de la zone plastique
h_s	hauteur d'étage
h_w	hauteur d'une paroi porteuse
h_0	hauteur relative d'un élément de construction = $2 A_c/u$, longueur de la zone de fretage
k_c	coefficient pour la détermination de la résistance du béton
$k_{c\sigma}$	coefficient pour la diminution de la contrainte axiale
$k_{c\tau}$	coefficient pour la diminution de la limite de contrainte de cisaillement
k_d	coefficient pour la détermination de la résistance au cisaillement des dalles
k_E	coefficient pour la détermination du module d'élasticité du béton
k_e	coefficient pour la diminution de longueur de la section de contrôle
k_f	coefficient pour la diminution de la limite d'écoulement pour l'acier d'armature passive traversant les joints
k_g	coefficient pour la prise en compte du diamètre maximal des granulats lors de la vérification de l'effort tranchant et du poinçonnement
k_H	coefficient pour la détermination de la valeur nominale de l'épaisseur d'âme
k_r	coefficient pour la détermination de la résistance au poinçonnement des dalles
k_s	coefficient d'écrouissage de l'acier d'armature passive
k_T	coefficient pour la prise en compte de la température
k_t	coefficient pour la prise en compte des dimensions de l'élément de construction
k_β	coefficient pour la prise en compte de l'armature relevée pour la prévention contre l'effondrement
k_σ	coefficient pour le calcul du diagramme contrainte—déformation du béton

k_{ξ}	facteur de majoration des contraintes dans l'acier d'armature passive
$k_{\emptyset}$	coefficient pour la diminution de la résistance à la fatigue des barres d'armature pliées
l	longueur
l_{bd}	longueur d'ancrage
$l_{bd,0}$	valeur de base de la longueur d'ancrage pour l'acier de précontrainte dans le cas de la précontrainte par fils adhérents
$l_{bd,net}$	valeur de base de la longueur d'ancrage
l_c	longueur de l'élément de bord
l_{cr}	longueur de flambage d'un élément comprimé
l_i	portée i
l_{min}	portée minimale en direction x ou y
l_w	longueur d'une paroi porteuse
l_x, l_y	portée dans la direction x, resp. y
l_0	distance entre les points de moment nul
m	pente de la courbe de résistance à la fatigue, nombre d'éléments comprimés
m_d	valeur de calcul du moment de flexion par unité de longueur
m_{Dd}	valeur de calcul du moment de décompression
m_{Pd}	valeur de calcul du moment de flexion induit par la précontrainte dans la bande d'appui
m_{Rd}	valeur de calcul de la résistance à la flexion par unité de longueur (sans l'influence du moment de torsion de la dalle)
m_{sd}	valeur de calcul de la valeur moyenne des moments de flexion dans la bande d'appui avec prise en compte du moment de torsion de la dalle
m_{xd}, m_{yd}	valeur de calcul du moment de flexion de la dalle en direction x ou y
m_{xyd}	valeur de calcul du moment de torsion de la dalle relatif aux directions x et y
m_{xRd}, m_{yRd}	valeur de calcul de la résistance à la flexion de dalles pour des moments positifs en direction x resp. y (sans l'influence du moment de torsion de la dalle)
m'_{xRd}, m'_{yRd}	valeur de calcul de la résistance à la flexion de dalles pour des moments négatifs en direction x resp. y (sans l'influence du moment de torsion de la dalle)
n	nombre, nombre d'étages, nombre de barres longitudinales d'armature tenues par des étriers ou des crochets de fretage ($n = 6$ dans la figure 43)
q	coefficient de comportement pour les structures porteuses soumises à l'action sismique
r	rayon, rapport de la résistance moyenne à la compression du béton
r_s	distance entre l'axe des colonnes et le point de moment nul en direction radiale
r_{sx}, r_{sy}	distance entre l'axe des colonnes et le point de moment nul en direction x resp. y
s	espacement des barres d'armature
s_c	distance entre les étriers de fretage
s_{int}	somme des espacements des barres d'armature pour la prévention contre l'effondrement en cas de poinçonnement
s_0	distance de la première unité d'armature de poinçonnement au bord de la surface d'appui
s_1	espacement radial des unités d'armature de poinçonnement
t	temps, durée, âge, dimension
t_k	épaisseur participante des parois

t_L	âge du béton au moment de l'application de l'action déterminante
t_P	âge du béton au moment de l'essai de résistance à la compression
t_s	âge du béton au début du séchage resp. du retrait
t_0	âge du béton au début de l'action
u	périmètre, périmètre de la section de contrôle, force de déviation
u_{int}	périmètre de la section de contrôle après poinçonnement, au moment de l'activation de l'armature pour la prévention contre l'effondrement total
v_d	valeur de calcul de l'effort tranchant par unité de longueur
$v_{d,max}$	effort tranchant maximal par unité de longueur sous l'effet des actions permanentes et de la fatigue
$v_{d,min}$	effort tranchant minimal par unité de longueur sous l'effet des actions permanentes et de la fatigue
v_{Rd}	valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant ou au poinçonnement par unité de longueur
w	flèche
w_c	flèche élastique, calculée dans l'état non fissuré
$w_{c\varphi}$	flèche calculée dans l'état non fissuré, en tenant compte du fluage du béton
w_R	flèche maximale admise pour atteindre la résistance ultime
x	hauteur de la zone de compression par flexion, coordonnée
y	coordonnée
z	bras de levier des forces internes, coordonnée
z_i	bras de levier des forces longitudinales dans la plaque i



1.2.3 Lettres grecques

α	inclinaison du champ de compression
α_f	inclinaison du champ de compression dans l'aile d'une poutre
α_{fat}	inclinaison du champ de compression sous sollicitation de fatigue
α_i	inclinaison du pied des éléments comprimés
α_{im}	angle d'inclinaison moyen de groupes d'éléments comprimés
α_n, α_s	coefficient pour la prise en compte de l'efficacité de l'armature de fretage
$\alpha_{inf}, \alpha_{sup}$	inclinaison du champ de compression dans des dalles soumises à la torsion, mesurée par rapport à l'armature en direction x sur le côté inférieur resp. supérieur de la dalle
α_{min}	inclinaison minimale du champ de compression
α_T	coefficient de dilatation thermique
β	inclinaison des étriers ou de l'armature longitudinale relevée
$\beta(t_0)$	coefficient pour la prise en compte de l'âge du béton lors de la mise en charge
$\beta(t-t_0)$	coefficient pour la prise en compte de la durée d'application de la charge
$\beta(t-t_s)$	coefficient pour la prise en compte du début du retrait
β_{fc}	coefficient pour la prise en compte de la résistance du béton
β_p	inclinaison des unités de précontrainte par rapport à l'axe de référence
β_{sc}	coefficient pour la prise en compte du niveau de sollicitation sur le fluage
γ_c	coefficient de résistance pour le béton
γ_{cE}	facteur partiel pour le module d'élasticité du béton

γ_P	coefficient de charge pour une action induite par la précontrainte
γ_s	coefficient de résistance pour l'acier d'armature passive et l'acier de précontrainte
$\Delta\sigma$	accroissement de contrainte
$\Delta\sigma_{ed}$	différence de contrainte équivalente ($= \lambda \Delta\sigma_{sd}$)
$\Delta\sigma_p$	accroissement de contrainte dans l'acier de précontrainte
$\Delta\sigma_{p,D}$	limite de fatigue de l'acier de précontrainte
$\Delta\sigma_{pd,D}$	valeur de calcul de la limite de fatigue de l'acier de précontrainte
$\Delta\sigma_{pd,fat}$	valeur de calcul de la résistance à la fatigue de l'acier de précontrainte
$\Delta\sigma_{p,fat}$	résistance nominale à la fatigue de l'acier de précontrainte
$\Delta\sigma_{pr}$	diminution de contrainte due à la relaxation de l'acier de précontrainte
$\Delta\sigma_{sd}$	valeur absolue de la différence entre les contraintes maximale et minimale sous sollicitation de fatigue
$\Delta\sigma_{s,D}$	limite de fatigue de l'acier d'armature passive
$\Delta\sigma_{sd,D}$	valeur de calcul de la limite de fatigue de l'acier d'armature passive
$\Delta\sigma_{sd,fat}$	valeur de calcul de la résistance à la fatigue de l'acier d'armature passive
$\Delta\sigma_{sd,i}$	différence de contrainte dans un cycle de fatigue isolé
$\Delta\sigma_{s,fat}$	résistance nominale à la fatigue de l'acier d'armature passive
$\Delta\varphi$	imperfections angulaires par unité de longueur
$\Delta V_{Rd,p}$	composante verticale de la force dans une unité de précontrainte inclinée
ε	facteur de majoration, déformation spécifique
ε_c	déformation spécifique du béton
ε_{ca}	retrait spécifique endogène
ε_{cc}	déformation spécifique de fluage du béton
ε_{cd}	retrait spécifique de dessiccation du béton
$\varepsilon_{cd,\infty}$	valeur finale du retrait spécifique de dessiccation du béton
$\varepsilon_{c,el}$	déformation spécifique élastique du béton
ε_{cs}	retrait spécifique
$\varepsilon_{cs,\infty}$	valeur finale du retrait spécifique de dessiccation et du retrait endogène
ε_{c1d}	valeur de calcul de la déformation spécifique du béton lorsque f_{cd} est atteint
ε_{c2d}	valeur de calcul de la déformation spécifique de rupture du béton
$\varepsilon_{c\infty}$	déformation spécifique irréversible
ε_{sd}	valeur de calcul de l'allongement spécifique de l'armature
ε'_{sd}	valeur de calcul de la déformation spécifique de l'armature en zone comprimée
ε_{ud}	valeur de calcul de l'allongement spécifique de rupture de l'acier d'armature passive ou de précontrainte
ε_{uk}	valeur caractéristique de l'allongement spécifique de rupture de l'acier d'armature passive ou de l'allongement spécifique sous la charge maximale de l'acier de précontrainte
ε_v	déformation spécifique nominale de l'armature de traction pour la détermination de la résistance à l'effort tranchant des éléments de construction sans armature d'effort tranchant
ε_x	déformation spécifique longitudinale au centre de l'âme

ε_1	première déformation spécifique principale au centre de l'âme
ξ	rapport des déformations spécifiques du béton
η_{fc}	facteur de correction pour la prise en compte du comportement plus fragile des bétons à résistance élevée
η_i	facteur de correction pour la résistance interne des fondations sur pieux
η_l	facteur de correction pour la résistance à la traction du béton léger
η_{IE}	facteur de correction pour le module d'élasticité du béton léger
η_t	facteur de correction pour les résistances du béton pour la prise en compte de la durée de l'action et de l'âge du béton
ϑ	angle compris entre l'armature principale et la direction principale de l'effort tranchant
κ	facteur de majoration pour la prise en compte des modes propres de vibrations d'ordre supérieur
λ	facteur de correction des charges de fatigue
μ	coefficient de frottement
$\mu_\emptyset$	ductilité de courbure requise
ν_c	coefficient de Poisson
ξ	rapport des résistances d'adhérence
ρ	masse volumique, taux géométrique d'armature de la zone tendue de la largeur de participation de la dalle
ρ'	taux géométrique d'armature de la zone comprimée
ρ_w	taux géométrique d'armature d'effort tranchant
σ	contrainte
σ_c	contrainte dans le béton
$\sigma_{cd,max}$	contrainte de compression maximale dans le béton sous l'effet des actions permanentes et de fatigue
$\sigma_{cd,min}$	contrainte de compression minimale dans le béton sous l'effet des actions permanentes et de fatigue
σ_d	valeur de calcul d'une contrainte axiale
σ_p	contrainte dans l'acier de précontrainte
σ_{pd}	valeur de calcul de la contrainte dans l'acier de précontrainte, qui doit être ancrée dans le cas de la précontrainte par fils adhérents
σ_{pi}	valeur initiale de la contrainte dans l'acier de précontrainte
$\sigma_{p,max}$	contrainte maximale dans l'acier de précontrainte
σ_{p0}	contrainte dans l'acier de précontrainte au temps $t = 0$
$\sigma_{p\infty}$	contrainte dans l'acier de précontrainte après déduction de toutes les pertes
$\sigma_{s,adm}$	contrainte limite dans le domaine de la fissuration
σ_{sd}	valeur de calcul de la contrainte dans l'armature
σ_1	contrainte de confinement par frettage
τ_{cd}	valeur de calcul de la contrainte limite de cisaillement
$\tau_{cd,red}$	valeur de calcul de la contrainte de cisaillement dans un joint
$\varphi(t, t_0)$	coefficient de fluage
φ_{RH}	coefficient pour la prise en compte de l'humidité relative



φ_x	somme des angles de déviation théoriques jusqu'à l'endroit x
χ_d	valeur de calcul de la courbure maximale
$\chi_{irr,d}$	part irréversible de la courbure
ψ	rotation de la dalle
ω_c	taux mécanique d'armature de frettage
ω_v	taux mécanique d'armature de l'âme
ω_{wd}	taux mécanique volumétrique de l'armature de frettage (séisme)
ω_y, ω_z	taux mécanique d'armature de frettage dans la direction y, resp. z

1.2.4 Notations particulières

$\emptyset$	diamètre
$\emptyset_H$	diamètre extérieur d'une gaine
$\emptyset_{min}$	diamètre de la plus petite barre d'armature
$\emptyset_p$	diamètre équivalent d'une unité de précontrainte
$\emptyset_s$	diamètre d'une barre d'armature
$\emptyset_{sl}$	diamètre des barres de l'armature longitudinale
$\emptyset_{sw}$	diamètre des barres de l'armature transversale ou des barres de l'armature de poinçonnement
$\emptyset_{sl, max}$	diamètre de la plus grosse barre d'armature longitudinale
$\{...\}$	fonction des valeurs de dimensionnement figurant entre les accolades; selon le type de vérification, une ou plusieurs de ces valeurs peuvent tomber

2 PRINCIPES

2.1 Généralités

- 2.1.1 Les bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses sont définies dans la norme SIA 260.
- 2.1.2 Les actions sur les structures porteuses sont définies dans la norme SIA 261. Les actions qui résultent de l'interaction avec le sol sont définies dans les normes SIA 267, SIA 197 et SIA 198.
- 2.1.3 Au-delà des conditions cadres du projet, répertoriées dans la norme SIA 260, certains aspects complémentaires doivent être pris en considération, par exemple :
- l'emplacement et l'importance de la construction
 - la compatibilité de l'ouvrage avec son environnement
 - les exigences relatives à l'aspect des surfaces de béton
 - les mesures concernant les étapes et les états intermédiaires de construction
 - les conditions cadres pour la mise en place, le compactage et la cure du béton
 - les possibilités en matière de modelage des formes et de façonnage de l'armature
 - l'action conjointe d'éléments de construction constitués de plusieurs matériaux
 - l'exposition de la structure aux actions dues à l'environnement
 - les exigences à l'égard de la résistance au feu
 - les exigences concernant l'isolation thermique et acoustique
 - l'accessibilité des éléments de construction nécessitant un entretien
 - la capacité de déformation des éléments de construction et des dispositifs d'assemblage
 - la prise en compte des incertitudes dans le recensement des actions du sol de fondation
 - les conditions de réalisation spécifiques aux travaux souterrains ou de génie civil.

2.2 Matériaux

- 2.2.1 Le choix des matériaux doit être fait en fonction des exigences de la conception et des possibilités de fabrication. Les propriétés requises doivent être consignées dans la base du projet.
- 2.2.2 La norme SIA 262/1 contient des indications sur les exigences et essais relatifs aux produits et aux matériaux de construction.

2.3 Analyse structurale et dimensionnement

2.3.1 Généralités

L'analyse structurale et le dimensionnement doivent être effectués selon la norme SIA 260.

2.3.2 Etats-limite ultimes

- 2.3.2.1 La valeur de calcul de la résistance ultime est déterminée par :

$$R_d = R\{f_{cd}, \tau_{cd}, f_{sd}, f_{pd}, a_d\} \quad (1)$$

- 2.3.2.2 La valeur de calcul de la résistance ultime peut aussi être déduite d'essais, dans la mesure où ceux-ci sont représentatifs et interprétés à l'aide de modèles théoriques. Cette manière de procéder doit toutefois permettre d'atteindre la même fiabilité que l'utilisation de la présente norme.

2.3.2.3 La valeur de calcul de la résistance du béton à la compression est donnée par :

$$f_{cd} = \frac{\eta_{fc} \eta_t f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2)$$

où les facteurs η_{fc} et η_t sont déterminés selon les chiffres 4.2.1.2 et 4.2.1.3.

2.3.2.4 La valeur de calcul de la contrainte limite de cisaillement est donnée par :

$$\tau_{cd} = \frac{0,3 \eta_t \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (3)$$

2.3.2.5 La valeur de calcul de la limite d'écoulement de l'acier d'armature passive est donnée par :

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (4)$$

Pour l'acier de précontrainte, cette relation devient :

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \quad (5)$$

2.3.2.6 Pour la vérification de la sécurité structurale, on prendra $\gamma_c = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$. Pour les situations de projet séisme et incendie, il faut tenir compte des chiffres 4.3.9 et 4.3.10.

2.3.2.7 Pour autant que des essais l'aient démontré de manière satisfaisante, on peut utiliser des valeurs plus faibles pour γ_c et γ_s . L'utilisation de valeurs plus élevées est indiquée dans les cas où l'expérience est insuffisante et lors de l'utilisation de nouveaux produits ou de nouveaux matériaux.

2.3.2.8 La réduction de la résistance interne des éléments géotechniques porteurs subséquente à l'exécution est prise en compte par le facteur de conversion η_i selon la norme SIA 267.

2.3.3 Etats-limite de service

Des limites à l'état de service comme les valeurs admissibles pour les flèches, l'ouverture des fissures ou les vibrations doivent être définies dans la base du projet.

2.3.4 Interaction sol-structure

Les structures dont le comportement structural dépend étroitement du sol de fondation (ouvrages de soutènement, tranchées couvertes, travaux souterrains, etc.) doivent faire l'objet d'une attention particulière en ce qui concerne les contrôles d'exécution et la surveillance. On se référera aux chiffres 2.3 et 2.5 de la norme SIA 267. Les mesures spécifiques suivantes sont notamment requises :

- élaboration d'un programme de suivi des déformations défini dans le plan de contrôle
- élaboration d'un programme de suivi des déformations, défini dans le plan de surveillance
- spécification des seuils d'avertissement et des seuils d'alarme.

2.4 Durabilité

2.4.1 Généralités

2.4.1.1 On spécifiera les mesures propres à assurer la durabilité dans la base du projet et dans le plan de maintenance.

2.4.1.2 La qualité du béton d'enrobage (cf. chiffre 6.4.2), l'enrobage de l'armature (cf. chiffre 5.2.2) ainsi que la durée de service de l'ouvrage revêtent une importance primordiale pour la durabilité.

2.4.2 Exposition

- 2.4.2.1 En règle générale, on affectera aux divers éléments du projet les classes d'exposition relatives aux actions dues à l'environnement, selon le tableau 1. On prendra les mesures appropriées en fonction des classes d'exposition ainsi déterminées (cf. chiffre 2.4.3 ainsi que la SN EN 206-1).
- 2.4.2.2 Lorsqu'aucune classe d'exposition ne convient (par exemple dans le cas d'une sollicitation de nature abrasive de la surface du béton), les actions et les effets d'action prévisibles sont à étudier attentivement.
- 2.4.2.3 Les éléments de construction de la classe d'exposition X0 ne requièrent aucune exigence particulière en matière de durabilité.
- 2.4.2.4 La classe d'exposition XA ne concerne que les attaques chimiques par le terrain naturel ou les eaux souterraines (cf. tableau 1 ainsi que la norme SIA 262/1). Concernant les attaques chimiques par les eaux usées dans les bassins biologiques des stations d'épuration, il faut tenir compte du cahier technique de cemsuisse *Erosion du béton dans les bassins biologiques des stations d'épuration*. Tous les autres types d'attaques chimiques doivent en principe faire l'objet d'un examen particulier.
- 2.4.2.5 On accordera une attention particulière à l'effet combiné de deux ou de plusieurs actions dues à l'environnement.
- 2.4.2.6 Les classes d'exposition à la réaction alcali-granulats (RAG) seront prises en compte selon les principes du cahier technique SIA 2042.

2.4.3 Mesures

- 2.4.3.1 En vue d'assurer la durabilité, il convient en règle générale de prendre diverses mesures en rapport avec les classes d'exposition considérées et l'utilisation de l'ouvrage, par exemple :
- utilisation de constituants permettant de produire une qualité de béton constante et satisfaisante
 - confection d'un béton pourvu d'une résistance suffisante contre la pénétration des liquides et des matières agressives
 - exécution d'un béton d'enrobage compact selon le chiffre 6.4.2
 - respect d'un enrobage suffisant de l'armature selon le chiffre 5.2.2
 - évacuation efficace de l'eau en contact avec le béton
 - précontrainte de la structure porteuse
 - mesures destinées à éviter les fissures selon le chiffre 6.4.1
 - limitation de l'ouverture des fissures selon le chiffre 4.4.2
 - application d'une protection de surface selon le chiffre 5.8
 - étanchéification des joints de reprise des éléments en contact avec le sol
 - utilisation d'une armature à résistance accrue contre la corrosion
 - mise en place d'une protection cathodique contre la corrosion.
- 2.4.3.2 Il peut arriver qu'il faille s'écarter des mesures recommandées ci-dessus, par exemple pour des durées de service prévues très brèves, très longues ou pour des actions extraordinaires.
- 2.4.3.3 Il peut arriver qu'il faille choisir des structures particulièrement robustes :
- pour couvrir les incertitudes relatives aux actions du sol de fondation
 - si les possibilités de surveillance, de maintenance et de réparation sont inexistantes.

Tableau 1: Classes d'exposition

Classe d'exposition ¹⁾	Actions dues à l'environnement	Exemples
1) aucune dégradation		
X0	très faible humidité de l'air, pas de cycles gel/dégel, pas d'attaque chimique	béton non armé, béton armé, en cas d'humidité de l'air très faible
2) corrosion de l'armature dans le béton carbonaté		
XC1	sec ou mouillé en permanence	intérieur de bâtiments à faible taux d'humidité
XC2	mouillé, rarement sec	surfaces mouillées pendant de longues périodes
XC3	modérément humide	intérieur de bâtiments à taux d'humidité modéré à élevé (par exemple buanderies), surfaces extérieures à l'abri de la pluie
XC4	alternativement mouillé et sec	surfaces mouillées n'appartenant pas à la classe XC2
3) corrosion de l'armature induite par les chlorures (par exemple par les sels de déverglaçage)		
XD1	modérément humide	éléments exposés à des chlorures transportés par brouillard salin au voisinage des chaussées
XD2a	mouillé, rarement sec	piscines d'eau douce
XD2b	mouillé, rarement sec teneur en chlorures > 0,5 g/l	piscines d'eau saline, éléments au contact d'eaux industrielles contenant des chlorures, évacuation et traitement des eaux de chaussée (SETEC)
XD3	alternativement mouillé et sec	éléments de pont, dalles de parking ou murs de soutènement exposés à des projections d'eau chargée de chlorures
4) corrosion de l'armature induite par l'eau de mer		
XS1	air contenant du sel	surfaces extérieures à proximité des côtes
XS2	immergé en permanence	éléments de construction situés en permanence sous l'eau
XS3	alternativement mouillé et sec	éléments de construction situés dans des zones à niveau d'eau variable
5) dégradations de la matrice cimentaire dues aux cycles de gel, avec ou sans sels de déverglaçage		
XF1	saturation en eau modérée, sans sels de déverglaçage	surfaces verticales exposées à la pluie et au gel
XF2	saturation en eau modérée, avec sels de déverglaçage	surfaces verticales exposées au brouillard salin de sels de déverglaçage
XF3	saturation en eau élevée, sans sels de déverglaçage	surfaces horizontales exposées à la pluie et au gel
XF4	saturation en eau élevée, avec sels de déverglaçage	tabliers de ponts exposés aux sels de déverglaçage; surfaces exposées au brouillard salin ou à des projections d'eau et au gel
6) attaque chimique par le terrain naturel ou les eaux souterraines ²⁾		
XA1	faible agressivité	voir SN EN 206-1
XA2	agressivité modérée	voir SN EN 206-1
XA3	forte agressivité	voir SN EN 206-1
¹⁾ Selon SN EN 206-1, l'abréviation du pays (CH pour la Suisse) doit suivre la désignation de la classe d'exposition; par exemple XD2(CH). ²⁾ Voir SN EN 206-1.		

3 MATÉRIAUX

3.1 Béton

3.1.1 Définitions

3.1.1.1 Généralités

3.1.1.1.1 Les chiffres qui suivent s'appliquent au béton de masse volumique normal, au béton lourd et au béton léger selon SN EN 206-1. On accordera une attention particulière aux dispositions complémentaires pour le béton autoplaçant selon SN EN 206-9.

3.1.1.1.2 En règle générale, on prescrira l'utilisation d'un « béton à propriétés spécifiées ».

3.1.1.1.3 Dans des cas particuliers, on pourra prescrire l'utilisation d'un « béton à composition prescrite ».

3.1.1.1.4 Les prescriptions de la présente norme s'appliquent par analogie aux bétons spéciaux comme le béton projeté ou fibré, ainsi qu'aux applications particulières comme les chaussées en béton ou les barrages.

3.1.1.1.5 Il peut être nécessaire de recourir à des essais afin de vérifier la résistance à l'abrasion des éléments de construction fortement soumis à ce type de sollicitation. Dans ce cas, il convient de distinguer entre l'usure par frottement de celle résultant d'impacts.

3.1.1.1.6 Pour les bétons de recyclage, le cahier technique SIA 2030 fait foi.

3.1.1.2 Béton à propriétés spécifiées

3.1.1.2.1 L'utilisation de « béton à propriétés spécifiées » implique l'indication des exigences essentielles relatives à :

- la classe de résistance à la compression (tableau 3)
- les classes d'exposition (tableau 1)
- la valeur nominale du diamètre maximal du granulat (D_{max})
- la classe de teneur en chlorures (tableau 2)
- la classe de consistance ou la valeur de consistance visée (tableau 2)
- la classe de masse volumique ou la masse volumique visée pour le béton léger et le béton lourd (tableau 2).

3.1.1.2.2 Des exigences complémentaires (avec des méthodes d'essais correspondantes) pourront faire l'objet de spécifications, notamment en ce qui concerne :

- des sortes ou des classes particulières de ciment
- des sortes ou des classes particulières de granulats
- la résistance aux effets du gel et des sels de déverglaçage
- la température du béton frais
- la montée en résistance
- l'évolution de la température pendant l'hydratation
- le retardement de la prise
- la résistance à la pénétration des liquides et des matières agressives
- la résistance à l'érosion chimique
- la résistance à la pénétration de l'eau
- la résistance à la réaction alcali-granulats (résistance à la RAG)
- la résistance à l'abrasion
- la résistance à la traction par fendage
- d'autres critères, concernant par exemple la mise en place ou les propriétés de la surface.

3.1.1.2.3 La désignation des sortes de béton aura la forme suivante (voir tableaux 1, 2 et 3) :

Béton selon SN EN 206-1

C 20/25

XC4(CH), XD3(CH), XF4(CH)

D_{max} 32

Cl 0,10

C2

résistance

classe d'exposition

diamètre maximal du granulat

classe de teneur en chlorures

consistance

Béton léger selon SN EN 206-1

LC 30/33

XC4(CH), XA1(CH), XF1(CH)

D_{max} 16

Cl 0,20

F4

D 1,8

résistance

classe d'exposition

diamètre maximal du granulat

classe de teneur en chlorures

consistance

masse volumique



3.1.1.3 Béton à composition prescrite

3.1.1.3.1 La spécification du «béton à composition prescrite» doit faire état des exigences essentielles en matière de :

- dosage en ciment
- type et classe de résistance du ciment
- rapport eau/ciment ou consistance
- sorte, catégorie et teneur maximale en chlorure du granulat
- valeur nominale du diamètre maximal du granulat
- valeurs limites de la répartition granulométrique
- type et dosage des adjuvants et des additions
- masse volumique maximale du granulat dans le cas du béton léger et minimale dans le cas du béton lourd.

3.1.1.3.2 Selon le type d'action, il faudra accorder une attention particulière aux aspects suivants :

- teneur en granulat gélif
- teneur en air du béton frais
- provenance des constituants
- propriétés des constituants
- température du béton frais.

Tableau 2 : Classes de teneur en chlorures, de consistance et de masse volumique du béton

Teneur en chlorures ¹⁾						
Classe		Utilisation		Teneur en chlorures maximale admissible [% de la masse du ciment]		
CI 1,0		béton non armé		1,0		
CI 0,20		béton armé		0,20		
CI 0,10		béton précontraint		0,10		
Consistance (non valable pour le béton autoplaçant ²⁾)						
Affaissement ³⁾		Indice de serrage (Walz) ³⁾		Diamètre d'étalement ³⁾		
Classe	[mm]	Classe	[-]	Classe	[mm]	
S1	10 ... 40	C0	≥ 1,46	F1	≤ 340	
S2	50 ... 90	C1	1,45 ... 1,26	F2	350 ... 410	
S3	100 ... 150	C2	1,25 ... 1,11	F3	420 ... 480	
S4	160 ... 210	C3	1,10 ... 1,04	F4	490 ... 550	
S5	≥ 220			F5	560 ... 620	
				F6	≥ 630	
Classes de masse volumique du béton léger						
Classe	D 1,0	D 1,2	D 1,4	D 1,6	D 1,8	D 2,0
Plage de masse volumique [kg/m³]	> 800 ≤ 1000	> 1000 ≤ 1200	> 1200 ≤ 1400	> 1400 ≤ 1600	> 1600 ≤ 1800	> 1800 ≤ 2000
1) Voir SN EN 206-1 2) Pour le béton autoplaçant, SN EN 206-9 fait foi 3) Les domaines d'application recommandés ci-dessous résultent du manque de sensibilité des méthodes d'essai dans certains domaines de consistance (voir SN EN 206-1): – affaissement ≥ 10 mm et ≤ 210 mm – indice de serrage ≥ 1,04 et < 1,46 – diamètre d'étalement > 340 mm et ≤ 620 mm						

3.1.2 Propriétés

3.1.2.1 Généralités

3.1.2.1.1 Le béton est caractérisé par les propriétés suivantes :

- résistance à la compression sur cylindre (f_{ck})
- résistance à la traction (f_{ctm})
- module d'élasticité (E_{cm})
- coefficient de Poisson (ν_c)
- coefficient de dilatation thermique (α_T)
- coefficient de fluage ($\varphi(t, t_0)$)
- retrait spécifique (ε_{cs}).

3.1.2.1.2 La classification du « béton à propriétés spécifiées » s'effectue à partir des valeurs caractéristiques de la résistance à la compression sur cylindre ou sur cube.

3.1.2.1.3 Un grand nombre de facteurs influent sur les propriétés du béton et peuvent les faire varier dans une large mesure, en fonction de la nature des constituants et de sa composition.

3.1.2.1.4 Les valeurs des relations entre les diverses propriétés du béton mentionnées aux chiffres 3.1.2.2 et 3.1.2.3 sont indicatives et ne sont valables que pour des constituants et des compositions de béton usuels dans le cadre d'applications courantes. Lorsqu'il manque des données systématiques au sujet des constituants ou que l'une des propriétés du béton revêt une importance déterminante, il faut procéder à des essais complémentaires.

3.1.2.2 Résistance

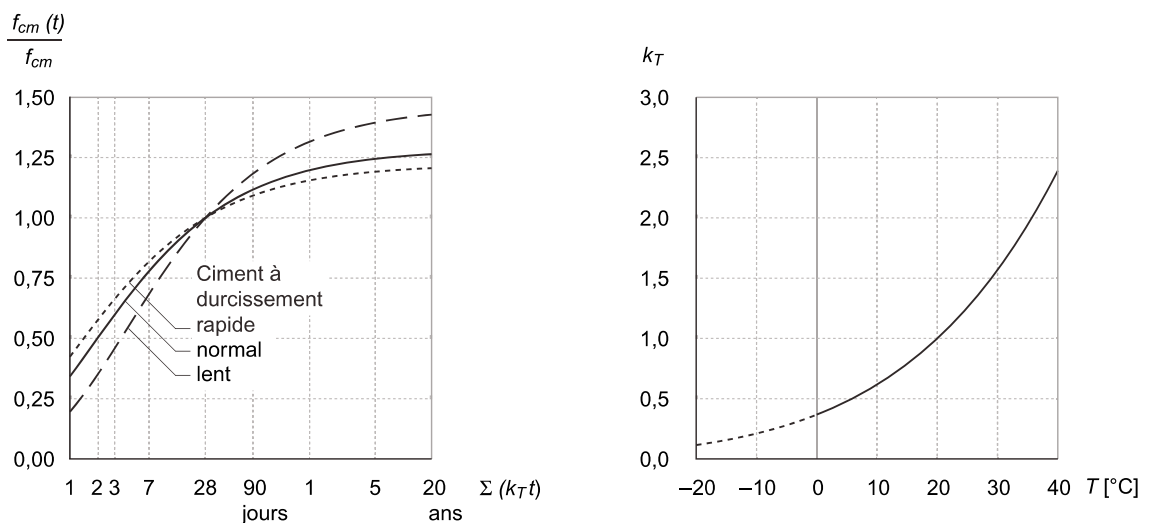
3.1.2.2.1 Les valeurs caractéristiques de la résistance à la compression sur cylindre f_{ck} et sur cube $f_{ck, cube}$ (fractile 5%) sont déterminées sur le béton âgé de 28 jours. La classification s'effectue selon les indications figurant au tableau 3.

3.1.2.2.2 Si un calcul est basé sur la valeur moyenne de la résistance à la compression sur cylindre, celle-ci peut être estimée à partir de la valeur caractéristique en tenant compte d'un écart type d'environ 4,8 N/mm²:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad f_{cm} \text{ en N/mm}^2 \quad (6)$$

3.1.2.2.3 L'évolution de la résistance à la compression en fonction du temps dépend de nombreux facteurs, comme la composition du béton, le type et la classe de résistance du ciment, les adjuvants, les additions, les conditions de production et de durcissement ainsi que le type de cure. La figure 1 donne des valeurs indicatives de l'évolution de la résistance à la compression au cours du temps.

Figure 1 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps



Sans investigation détaillée, les différents types de ciments peuvent être classés de la manière suivante :

- ciment à durcissement rapide (classe R) : CEM 42,5 R, CEM 52,5 N et CEM 52,5 R
- ciment à durcissement normal (classe N) : CEM 32,5 R, CEM 42,5 N
- ciment à durcissement lent (classe S) : CEM 32,5 N.

3.1.2.2.4 L'état de contrainte, la géométrie de l'élément considéré et les conditions climatiques environnantes exercent une influence sur la résistance du béton à la traction. Le tableau 3 donne des valeurs indicatives destinées aux applications courantes, au cas où la résistance à la traction du béton n'est pas déterminée par des essais.

3.1.2.2.5 Lorsque la résistance à la traction du béton est estimée sur la base de la résistance à la compression du béton, les valeurs caractéristiques de la résistance à la traction (fractile 5% et fractile 95%) peuvent être estimées par les relations suivantes :

$$f_{ctk 0,05} = 0,7 f_{ctm} \quad (7)$$

$$f_{ctk 0,95} = 1,3 f_{ctm} \quad (8)$$

3.1.2.2.6 L'évolution de la résistance à la traction en fonction du temps est soumise aux influences citées au chiffre 3.1.2.2.3. La figure 1 donne une approximation grossière de l'évolution dans le temps de la résistance à la traction pour un béton âgé de moins de 28 jours.

3.1.2.2.7 Lorsque la résistance à la traction d'un béton léger f_{lctm} est estimée sur la base de la résistance à la compression, la valeur moyenne f_{ctm} définie dans le tableau 3 doit être diminuée par le facteur :

$$\eta_l = 0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200} \quad \rho \text{ en kg/m}^3 \quad (9)$$

Tableau 3: Sortes de béton et valeurs caractéristiques des résistances du béton

Sorte de béton										
C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60	.../...
LC	12/13	16/18	20/22	25/28	30/33	35/38	40/44	45/50	50/55	.../...
Valeur caractéristique de la résistance à la compression sur cylindre f_{ck} [N/mm ²]										
C/LC	12	16	20	25	30	35	40	45	50	> 50
Valeur caractéristique de la résistance à la compression sur cube $f_{ck,cube}$ [N/mm ²]										
C	15	20	25	30	37	45	50	55	60	> 60
LC	13	18	22	28	33	38	44	50	55	> 55
Valeur moyenne de la résistance à la compression sur cylindre f_{cm} [N/mm ²]										
C/LC	20	24	28	33	38	43	48	53	58	$f_{ck}+8$
Valeur moyenne de la résistance à la traction du béton f_{ctm} [N/mm ²]										
C	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	> 4,1
LC	chiffre 3.1.2.2.7									

3.1.2.3 Déformations élastiques

3.1.2.3.1 Les déformations élastiques du béton dépendent essentiellement des propriétés du granulat et de sa proportion rapportée au volume de béton. Le granulat utilisé et la formulation du béton influent dans une large mesure sur les propriétés relatives à la déformabilité.

3.1.2.3.2 Lorsque les déformations revêtent une grande importance pour la structure porteuse (par ex. pour les constructions en encorbellement ou les éléments comprimés élancés), des essais approfondis peuvent s'avérer indispensables selon les cas.

3.1.2.3.3 La valeur moyenne du module d'élasticité E_{cm} du béton normal peut être estimée au moyen de :

$$E_{cm} = k_E \sqrt[3]{f_{cm}} \quad E_{cm} \text{ en N/mm}^2 \quad (10)$$

Le coefficient k_E dépend du granulat. Il se situe entre 10 000 et 12 000 pour les graviers alluvionnaires, entre 8000 et 10 000 pour le calcaire concassé et entre 6000 et 8000 pour les roches micacées. Selon la composition utilisée, on pourra observer des écarts significatifs par rapport à ces valeurs (en particulier pour le béton autoplaçant) ; le cas échéant, E_{cm} sera déterminé par des essais. Pour le béton de recyclage, le cahier technique SIA 2030 fait foi.

- 3.1.2.3.4 La valeur moyenne du module d'élasticité E_{lcm} du béton léger peut faire l'objet d'une approximation grossière à partir de la valeur E_{cm} diminuée par le facteur :

$$\eta_{IE} = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad \rho \text{ en kg/m}^3 \quad (11)$$

- 3.1.2.3.5 Lorsque l'effet de la déformation transversale du béton ne peut pas être négligé, on peut utiliser en première approximation, dans le domaine élastique, un coefficient de Poisson de $\nu_c = 0,20$.

3.1.2.4 Dilatation thermique

- 3.1.2.4.1 Le coefficient de dilatation thermique α_T varie entre environ $6 \cdot 10^{-6}$ et $15 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ et dépend de la composition et de l'humidité du béton ainsi que du type de granulat. En règle générale, on peut admettre une valeur de $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour l'analyse structurale.

- 3.1.2.4.2 Pour le béton léger, le coefficient de dilatation thermique vaut environ $8 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

3.1.2.5 Fluage et retrait

- 3.1.2.5.1 Le fluage et le retrait dépendent essentiellement de l'humidité environnante, de la composition du béton, des dimensions de l'élément considéré et de la résistance du béton. Le degré d'hydratation du ciment lors de la première mise en charge ainsi que la durée et l'intensité de la charge exercent une influence supplémentaire sur le fluage. Ces paramètres seront pris en compte lors de l'estimation du coefficient de fluage $\varphi(t, t_0)$ et du retrait spécifique ε_{cs} .

- 3.1.2.5.2 Les dispositions suivantes peuvent être utilisées pour estimer approximativement le fluage et le retrait ainsi que leur évolution au cours du temps. Les résultats usuels d'essais présentent une variation de $\pm 30\%$ par rapport à la méthode d'estimation proposée. Dans le cas d'une structure sensible aux effets du fluage et/ou du retrait nécessitant une meilleure précision, ces valeurs, ainsi que leur évolution en fonction du temps, doivent être déterminées par des essais.

3.1.2.6 Fluage

- 3.1.2.6.1 On peut déterminer la déformation spécifique due au fluage du béton à partir de la déformation élastique spécifique multipliée par le coefficient de fluage :

$$\varepsilon_{cc}(t) = \varphi(t, t_0) \varepsilon_{c,el} \quad (12)$$

- 3.1.2.6.2 Tant que les sollicitations demeurent principalement constantes ou progressives et qu'aucune décharge significative n'intervient, le coefficient de fluage peut être estimé de la manière suivante :

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{RH} \beta_{fc} \beta(t_0) \beta(t - t_0) \quad (13)$$

Les valeurs de β_{fc} , φ_{RH} , $\beta(t_0)$ et $\beta(t - t_0)$ sont définies dans le tableau 4 et sur la figure 2. On peut tenir compte de l'influence d'un écart de la température par rapport à 20°C sur les valeurs de $\beta(t_0)$ au moyen du produit $k_T t_0$ défini à la figure 2, en déterminant k_T à l'aide de la figure 1.

Tableau 4: Coefficient β_{fc} tenant compte de la résistance du béton dans le calcul du coefficient de fluage

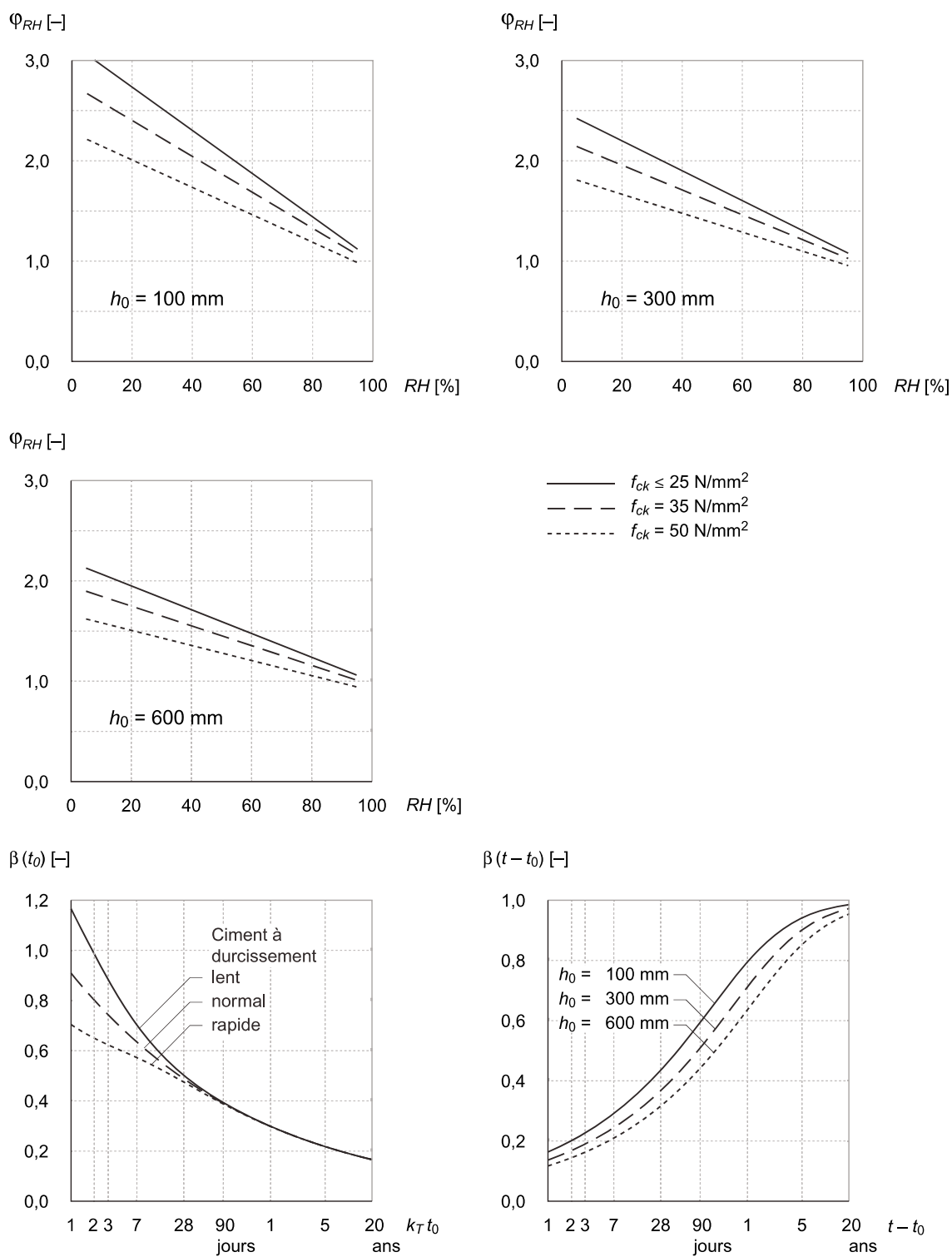
Béton	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60	C .../...
β_{fc} [-]	3,8	3,4	3,2	2,9	2,7	2,6	2,4	2,3	2,2	< 2,2

- 3.1.2.6.3 Dès que le béton subit un état de contrainte $\sigma_c > 0,45 f_{ck}$ il faut tenir compte de l'influence du niveau de sollicitation sur le fluage. A cet effet, on majore le coefficient de fluage par le facteur suivant :

$$\beta_{\sigma c} = e^{1,5(\sigma_c/f_{ck}-0,45)} \quad (14)$$

- 3.1.2.6.4 Pour le béton léger, on peut estimer les effets du fluage selon le chiffre 3.1.2.6.2, en multipliant cependant le coefficient de fluage $\varphi(t, t_0)$ ainsi obtenu par le facteur η_{IE} . Pour le béton de recyclage, le cahier technique SIA 2030 fait foi.

Figure 2: Coefficients pour la détermination du coefficient de fluage du béton



3.1.2.7 Retrait

3.1.2.7.1 Le retrait de dessiccation et le retrait endogène dépendent de paramètres de la technologie du béton tels que le volume de pâte de ciment, le rapport eau/ciment et le type de ciment.

3.1.2.7.2 Le retrait spécifique ε_{cs} augmente si le module d'élasticité du granulat diminue.

3.1.2.7.3 Le retrait de dessiccation dépend principalement du volume de la pâte de ciment et de l'humidité ambiante. Les variations du dosage en eau ont une plus grande influence sur le volume de la pâte de ciment et par conséquent sur le retrait de dessiccation, que les variations du dosage en ciment. Pour un volume de pâte de ciment constant, le retrait spécifique tend à diminuer avec la diminution du rapport eau/ciment respectivement avec l'augmentation de la résistance du béton.

3.1.2.7.4 Le retrait endogène peut jouer un rôle non négligeable dans les bétons avec un rapport eau/ciment bas ($\leq 0,45$) et il débute quelques heures après le malaxage du béton.

3.1.2.7.5 Les valeurs indicatives du retrait spécifique déterminées selon le chiffre 3.1.2.7.6 sont valables dans des conditions constantes de température et d'humidité. Des variations considérables de ces valeurs peuvent se produire suivant les conditions météorologiques, l'exposition et la cure du béton.

3.1.2.7.6 Le retrait spécifique ε_{cs} du béton normal se compose du retrait spécifique de dessiccation ε_{cd} et du retrait spécifique endogène ε_{ca} :

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad (15)$$

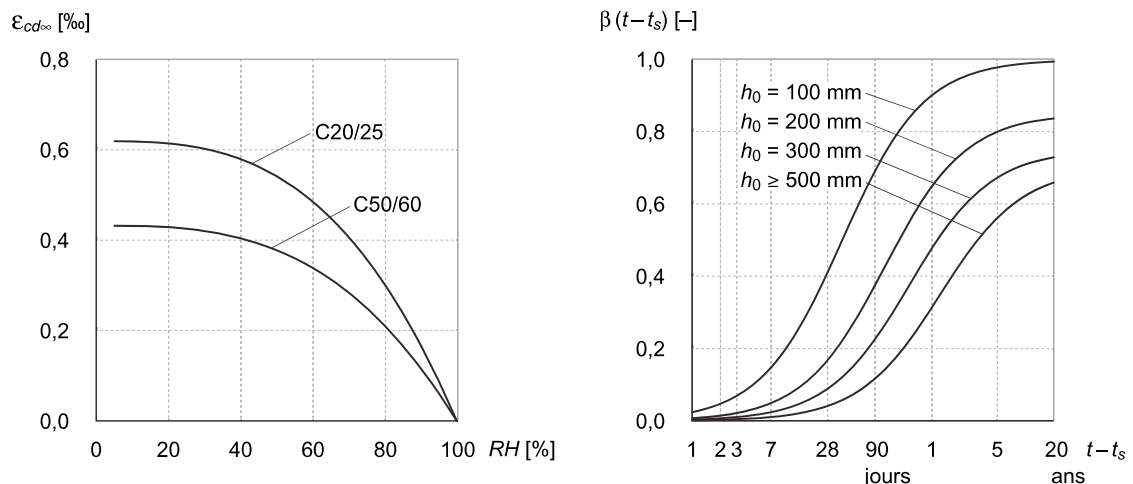
Des valeurs indicatives du retrait spécifique de dessiccation ε_{cd} et du retrait spécifique endogène ε_{ca} peuvent être déterminées selon les chiffres 3.1.2.7.7 à 3.1.2.7.11. Pour le béton de recyclage, le cahier technique SIA 2030 fait foi.

3.1.2.7.7 On peut estimer le retrait spécifique de dessiccation ε_{cd} d'un béton de masse volumique normale à l'aide de la relation suivante:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta(t-t_s) \varepsilon_{cd,\infty} \quad (16)$$

Des valeurs indicatives de $\varepsilon_{cd,\infty}$ et $\beta(t-t_s)$ sont données à la figure 3. Pour le béton de recyclage, le cahier technique SIA 2030 fait foi.

Figure 3: Coefficients (valeurs indicatives) pour le calcul du retrait spécifique de dessiccation du béton



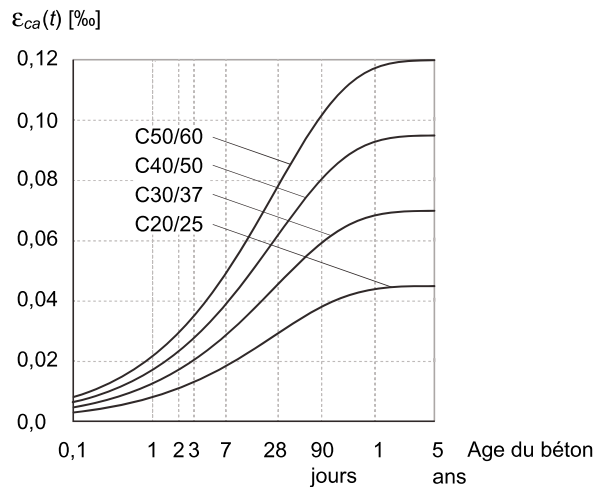
3.1.2.7.8 Pour une durée $(t-t_s)$ de plus de 30 ans, on donnera au coefficient $\beta(t-t_s)$ les valeurs suivantes:

- 1,0 pour $h_0 = 100$ mm
- 0,85 pour $h_0 = 200$ mm
- 0,75 pour $h_0 = 300$ mm
- 0,7 pour $h_0 \geq 500$ mm.

3.1.2.7.9 La valeur du retrait spécifique de dessiccation $\varepsilon_{cd,\infty}$ du béton léger des classes LC 12/13 et LC 16/18 est 50% plus haute que celle du béton de masse volumique normale. A partir de la classe LC 20/22 cette augmentation est de 20%.

- 3.1.2.7.10 Des valeurs indicatives du retrait spécifique endogène $\varepsilon_{ca}(t)$ sont données à la figure 4. Le retrait spécifique endogène ε_{ca} est indépendant du coefficient $\beta(t-t_s)$.

Figure 4: Valeurs indicatives du retrait spécifique endogène du béton



- 3.1.2.7.11 Le retrait spécifique peut être réduit par l'emploi d'adjuvants réducteurs du retrait (cf. norme SIA 262/1). Cette réduction ne peut être prise en compte dans les calculs que si les preuves d'efficacité sont fournies.
- 3.1.2.7.12 Lorsque les effets du retrait revêtent une grande importance pour la structure porteuse, des investigations et/ou des essais doivent être mis en œuvre préalablement.

3.1.3 Assurance qualité

- 3.1.3.1 Les dispositions de la SN EN 206-1 sont applicables en matière de conformité du béton et de contrôle de production.
- 3.1.3.2 L'adéquation de la composition du béton utilisé doit être vérifiée par des essais initiaux en conformité avec l'annexe A de la SN EN 206-1 ou s'appuyer sur une expérience de longue date bien documentée.
- 3.1.3.3 Dans le cas du « béton à propriétés spécifiées », les auteurs du projet sont responsables de la spécification des propriétés du béton frais et durci. Le programme de contrôle doit prévoir les essais correspondants aptes à vérifier si cette spécification a été respectée. La vérification de la conformité requiert la déclaration de conformité ainsi que le certificat de contrôle de production du producteur (TPU).
- 3.1.3.4 Dans le cas du « béton à composition prescrite », les auteurs du projet sont entre autres responsables de :
- la spécification des constituants
 - la spécification de la composition du béton
 - la spécification et le contrôle de conformité des propriétés du béton frais et durci.

3.2 Acier d'armature passive

3.2.1 Définitions

- 3.2.1.1 Les chiffres qui suivent s'appliquent à l'acier d'armature passive tel qu'il est défini dans la norme SIA 262/1. Les exigences s'appliquent au produit mis en place.
- 3.2.1.2 L'acier d'armature passive est utilisé sous forme de barres, de torches redressées et de treillis soudés.
- 3.2.1.3 Les spécifications de la présente norme en matière de sécurité structurale, d'aptitude au service et de dispositions constructives s'appliquent à l'acier d'armature passive avec une valeur caractéristique de la

limite d'écoulement $f_{sk} \leq 550 \text{ N/mm}^2$. Elles s'appliquent par analogie à des aciers jusqu'à une valeur f_{sk} maximale de 750 N/mm^2 si toutes leurs autres propriétés satisfont aux exigences de cette norme.

3.2.1.4 Pour les aciers d'armature inoxydables, le cahier technique SIA 2029 doit aussi être considéré.

3.2.2 Propriétés

3.2.2.1 Généralités

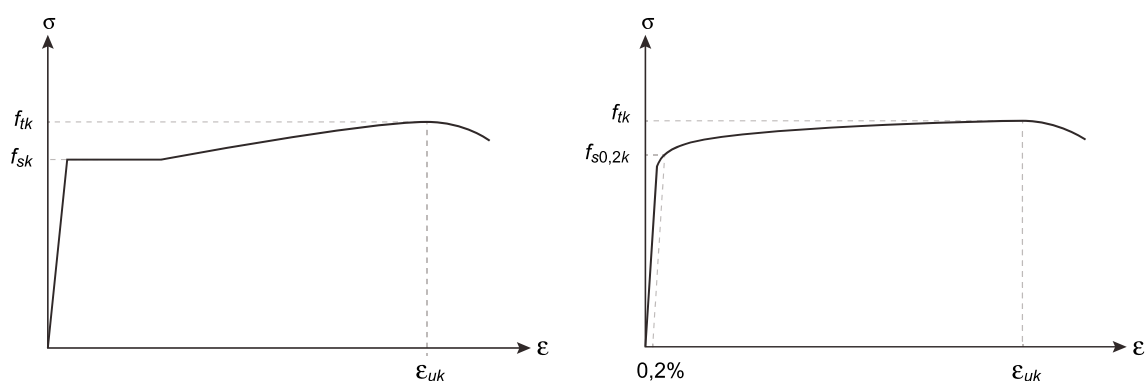
3.2.2.1.1 L'acier d'armature passive est caractérisé par les propriétés suivantes :

- limite d'écoulement (f_{sk})
- résistance à la traction (f_{tk})
- ductilité (ϵ_{uk} et $(f_t/f_s)_k$)
- aptitude au pliage
- surface relative projetée des nervures (f_R)
- diamètre et écarts par rapport aux dimensions nominales
- résistance à la fatigue ($\Delta\sigma_{s,fat}$)
- aptitude au soudage.

3.2.2.1.2 On distingue trois classes de ductilité, désignées par A, B et C.

3.2.2.1.3 Les propriétés relatives à la résistance et aux déformations mentionnées au chiffre 3.2.2 sont valables dans une plage de température comprise entre -40°C et $+100^\circ\text{C}$.

Figure 5: Diagrammes contrainte-déformation spécifiques typiques de l'acier d'armature passive



3.2.2.2 Résistance

L'essai de résistance permet de mesurer la limite d'écoulement f_s , comme contrainte supérieure d'écoulement ou comme contrainte limite d'élasticité à 0,2 % ($f_{s0,2}$), ainsi que la résistance à la traction f_t (figure 5). Elles résultent de la division de la charge de traction correspondante par la section nominale de la barre. Les valeurs caractéristiques figurent au tableau 5.

3.2.2.3 Ductilité

Les propriétés de l'acier d'armature passive en matière de ductilité doivent satisfaire aux exigences du tableau 5. En cas d'utilisation d'un acier d'armature passive ne correspondant pas à la classification de cette norme, on contrôlera par des essais la conformité de ses propriétés en matière de ductilité.

Tableau 5: Propriétés de l'acier d'armature passive

Acier d'armature passive	B500A	B500B	B500C	B700B	Fractile ¹⁾
Produit	Torches, treillis soudés	Barres, torches, treillis soudés	Barres, torches, treillis soudés	Barres, torches, treillis soudés	
Classe de ductilité	A	B	C	B	
Limite d'écoulement f_{sk} [N/mm ²] ^{2) 3)}	500	500	500	700	5%
Rapport $(f_t/f_s)_k$	$\geq 1,05$ ⁴⁾	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $\leq 1,35$	$\geq 1,08$	10%
Allongement sous charge ultime ε_{uk} [%]	$\geq 2,5$ ⁴⁾	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 5,0$	10%
Essai de fatigue Contrainte supérieure [N/mm ²] Amplitude de charge [N/mm ²]	300 Barres, torches : 150 ⁵⁾ ; treillis soudés : 100				10%
Essai de cisaillement pour les treillis, force [kN]	$A_s \cdot 150 \text{ N/mm}^2$				5%
Ecart maximal par rapport aux dimensions nominales [%]	$\pm 4,5$ pour $\varnothing > 8 \text{ mm}$ $\pm 6,0$ pour $\varnothing \leq 8 \text{ mm}$				
Surface	nervurée à ailettes				
Surface projetée relative des nervures f_R [-] 5 mm < $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$ 6,5 mm < $\varnothing \leq 12 \text{ mm}$ $\varnothing > 12 \text{ mm}$	0,035 0,040 0,056				

¹⁾ Fractiles pour un seuil de confiance de 90%

²⁾ La valeur maximale déterminée par des essais ne doit pas être supérieure à $1,3 f_{sk}$

³⁾ Les aciers d'armature passive avec des résistances plus hautes sont déclarés dans le Registre des aciers d'armature passive conformes aux normes

⁴⁾ Pour les barres $\varnothing < 6 \text{ mm}$ il faut: $(f_t/f_s)_k \geq 1,03$ et $\varepsilon_{uk} \geq 2,0\%$

⁵⁾ Pour les barres $20 \text{ mm} < \varnothing \leq 40 \text{ mm}$: 135 N/mm^2

3.2.2.4 Déformations élastiques

La valeur moyenne du module d'élasticité de l'acier d'armature passive vaut approximativement $E_s = 205 \text{ kN/mm}^2$.

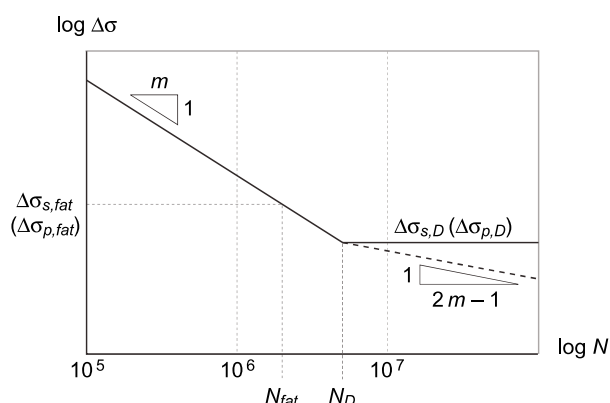
3.2.2.5 Dilatation thermique

Pour l'analyse structurale et le dimensionnement, on peut admettre un coefficient de dilatation thermique de $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$.

3.2.2.6 Résistance à la fatigue

Le comportement à la fatigue de l'acier d'armature passive est décrit au moyen de courbes de résistance à la fatigue (figure 6). Le domaine de la résistance à la fatigue est caractérisé par une droite de pente $m = 4$ dans une représentation à double échelle logarithmique. La résistance nominale à la fatigue $\Delta\sigma_{s,fat}$ est définie comme la différence de contrainte pour $N_{fat} = 2 \cdot 10^6$ cycles de charge, alors que la limite de fatigue $\Delta\sigma_{s,D}$ est définie comme la différence de contrainte pour $N_D = 5 \cdot 10^6$ cycles de charge.

Figure 6: Courbes de résistance à la fatigue pour l'acier d'armature passive et l'acier de précontrainte



3.2.2.7 Adhérence

3.2.2.7.1 Le profil nervuré des barres d'armature passive doit permettre une adhérence suffisante au béton.

3.2.2.7.2 L'acier d'armature passive qui répond aux critères du tableau 5 en ce qui concerne la surface projetée relative des nervures peut être considéré comme acier à haute adhérence.

3.2.2.8 Aptitude au soudage

3.2.2.8.1 En raison de leur composition chimique, les aciers figurant dans la classification de la présente norme sont aptes au soudage.

3.2.2.8.2 Les procédés usuels de soudage ainsi que leurs applications figurent dans le tableau 6.

3.2.3 Assurance qualité

3.2.3.1 Les dispositions de la norme SIA 262/1 sont applicables en ce qui concerne la conformité des propriétés de l'acier d'armature passive.

3.2.3.2 Les contrôles ainsi que les essais initiaux et périodiques suivants doivent être effectués :

- essai initial par un office accrédité pour son exécution
- assurance de la qualité par les producteurs et les manufacturiers (autocontrôle)
- essais par sondages chez les producteurs et les manufacturiers, réglés contractuellement et exécutés par un office accrédité pour l'évaluation de la conformité (contrôle extérieur)
- contrôles par les fournisseurs d'acier, la direction des travaux ou l'entrepreneur.

3.2.3.3 Les exigences quant aux propriétés sont réputées satisfaites lorsque l'acier est inscrit au Registre des aciers d'armature passive ou des treillis d'armatures conformes aux normes, et dans le cas des torches lorsqu'il est inscrit au Registre des manufacturiers d'aciers d'armature produits à partir de fils en torche. Les aciers d'armature passive appartenant à une classe de ductilité d'un niveau supérieur remplissent automatiquement toutes les exigences des classes de ductilité inférieures.

3.2.3.4 L'état actuel du Registre est périodiquement publié par la SIA.

Tableau 6: Procédés de soudage admissibles et exemples d'application

	Type d'action			
	Essentiellement statique		Pas essentiellement statique	
	Sollicitation en traction	Sollicitation en compression	Sollicitation en traction	Sollicitation en compression
Soudage par point	Joint bout à bout			
Soudage à l'arc	Prolongement, recouvrement, joint de croisement et liaison avec d'autres éléments en acier		–	Joint bout à bout pour $\varnothing \geq 14$ mm
Soudage sous flux de gaz actif (MAG)	Prolongement, recouvrement, joint de croisement et liaison avec d'autres éléments en acier		–	Joint bout à bout pour $\varnothing \geq 14$ mm
	–	Joint bout à bout pour $\varnothing \geq 20$ mm	–	–
Soudage par résistance sur site industriel (automate de soudage par points) pour les treillis	Recouvrement pour $\varnothing \leq 16$ mm, joint de croisement			
Soudage par friction	Joint bout à bout et liaison avec d'autres éléments de la structure porteuse		–	–

3.3 Acier de précontrainte

3.3.1 Définitions

- 3.3.1.1 Les chiffres qui suivent s'appliquent à l'acier de précontrainte tel qu'il est défini dans la norme SIA 262/1. Les exigences s'appliquent au produit en place dans sa situation définitive.
- 3.3.1.2 L'acier de précontrainte est produit sous forme de fils, de torons et de barres.
- 3.3.1.3 Lorsqu'un acier de précontrainte ne figurant pas au tableau 7 doit être utilisé, on en vérifiera les propriétés selon la norme SIA 262/1, tout en contrôlant le respect des dispositions du chiffre 3.3.3.

3.3.2 Propriétés

3.3.2.1 Généralités

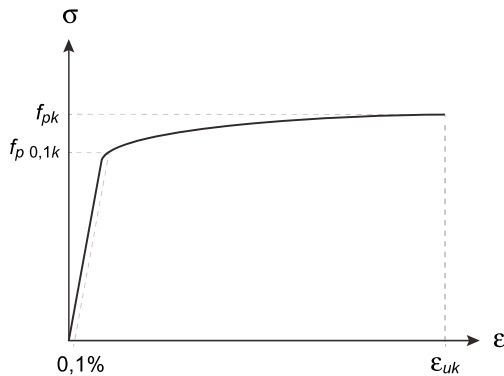
3.3.2.1.1 L'acier de précontrainte est caractérisé par les propriétés suivantes:

- résistance à la traction (f_{pk})
- limite d'écoulement, définie comme contrainte limite d'élasticité à 0,1% ($f_{p0,1k}$)
- allongement spécifique sous charge ultime (ε_{uk})
- relaxation [%]
- diamètre et section
- nature de la surface.

3.3.2.1.2 Les propriétés relatives à la résistance et aux déformations mentionnées au chiffre 3.3.2 sont valables dans une plage de température comprise entre -40°C et $+100^\circ\text{C}$.

- 3.3.2.1.3 L'acier de précontrainte doit être exempt de tout défaut pouvant affecter son comportement. Il ne doit présenter aucune piqure de rouille ni aucun point de soudure. Les fils constituant les torons peuvent présenter des points de soudure dans la mesure où ceux-ci sont décalés par rapport aux autres fils et qu'ils ont été exécutés avant l'étirage à froid.
- 3.3.2.1.4 La résistance de l'acier de précontrainte à la corrosion sous tension doit satisfaire aux exigences de la norme SIA 262/1.
- 3.3.2.1.5 La nature de la surface (profilage) de l'acier de précontrainte doit satisfaire aux exigences de la norme SIA 262/1.

Figure 7: Diagramme contrainte-allongement spécifique de l'acier de précontrainte



3.3.2.2 Résistance

L'essai de résistance permet de déterminer la contrainte limite d'élasticité à 0,1% ($f_{p0,1}$) et la résistance à la traction f_p (figure 7). Elles résultent de la division de la charge de traction correspondante par la section nominale de l'acier de précontrainte. Les valeurs caractéristiques, arrondies à 10 N/mm² figurent dans le tableau 7.

3.3.2.3 Ductilité

Les propriétés de l'acier de précontrainte en matière de ductilité doivent satisfaire aux exigences de la norme SIA 262/1.

3.3.2.4 Déformations élastiques

3.3.2.4.1 La valeur moyenne du module d'élasticité des fils et des barres de précontrainte est approximativement de $E_p = 205$ kN/mm². La valeur effective peut être tirée du certificat d'usine.

3.3.2.4.2 La valeur moyenne du module d'élasticité des torons de précontrainte est approximativement de $E_p = 195$ kN/mm². La valeur effective peut être tirée du certificat d'usine.

3.3.2.5 Dilatation thermique

Pour l'analyse structurale et le dimensionnement, on peut admettre un coefficient de dilatation thermique α_T de $10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

3.3.2.6 Résistance à la fatigue

Le comportement à la fatigue de l'acier de précontrainte est décrit au moyen des courbes de résistance à la fatigue (figure 6). Le domaine de la résistance à la fatigue est caractérisé par une droite de pente $m = 4$ dans une représentation à double échelle logarithmique. La résistance nominale à la fatigue $\Delta\sigma_{p,fat}$ est définie comme la différence de contrainte pour $N_{fat} = 2 \cdot 10^6$ cycles de charge alors que la limite de fatigue $\Delta\sigma_{p,D}$ est définie comme la différence de contrainte pour $N_D = 5 \cdot 10^6$ cycles de charge.

Tableau 7: Propriétés de l'acier de précontrainte

Produit	Diamètre $\varnothing$ [mm]	Section A_p [mm ²]	Résistance à la traction f_{pk} [N/mm ²]	Limite d'écoulement $f_{p0,1k}$ [N/mm ²]	Désignation
Fils	3,0	7,1	1860	1600	Y1860C-3,0
	4,0	12,6	1860	1600	Y1860C-4,0
	5,0	19,6	1860	1600	Y1860C-5,0
	6,0	28,3	1770	1520	Y1770C-6,0
	7,0	38,5	1670	1440	Y1670C-7,0
	8,0	50,3	1670	1440	Y1670C-8,0
	10,0	78,5	1570	1300	Y1570C-10,0
Torons	12,9	100	1860	1600	Y1860S7-12,9
	15,3	140	1770	1520	Y1770S7-15,3
			1860	1600	Y1860S7-15,3
	15,7	150	1770	1520	Y1770S7-15,7
			1860	1600	Y1860S7-15,7
Barres (lisses ou nervurées)	20,0	314	1100	900	Y1100H-20,0
	26,0	531	1030	830	Y1030H-26,0
			1050	950	Y1050H-26,0
			1230	1080	Y1230H-26,0
	26,5	552	1030	830	Y1030H-26,5
			1050	950	Y1050H-26,5
			1230	1080	Y1230H-26,5
	32,0	804	1030	830	Y1030H-32,0
			1050	950	Y1050H-32,0
			1230	1080	Y1230H-32,0
	36,0	1018	1030	830	Y1030H-36,0
			1050	950	Y1050H-36,0
			1230	1080	Y1230H-36,0

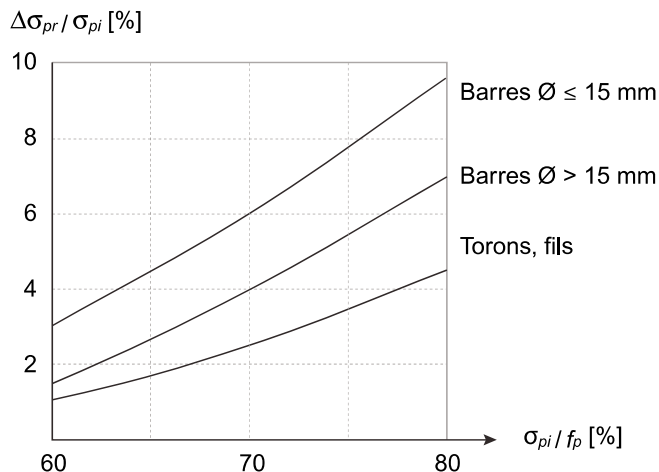
La désignation des produits peut être complétée selon les besoins avec les lettres I pour les fils profilés, R pour les barres nervurées et autres propriétés selon les normes de produits spécifiées dans la norme SIA 262/1. Des données détaillées sur les désignations des produits utilisés se trouvent dans l'agrément du système de précontrainte selon chiffre 3.4.1.2.

3.3.2.7 Relaxation

3.3.2.7.1 Les valeurs de calcul des pertes de précontrainte dues à la relaxation de l'acier après 1000 h seront relevées sur la figure 8 ou tirées de la norme SIA 262/1. On peut estimer les valeurs des pertes de précontrainte à long terme en multipliant les valeurs à 1000 h par un facteur 3.

3.3.2.7.2 Les pertes dues à la relaxation dépendent fortement de la température de l'acier de précontrainte. Les valeurs indiquées sur la figure 8 sont valables jusqu'à des températures de + 40 °C.

Figure 8: Pertes de précontrainte par relaxation des aciers après 1000 h à une température moyenne de 20 °C



Par simplification, f_{pk} peut être utilisé dans la figure 8 au lieu de f_p .

3.3.3 Assurance qualité

- 3.3.3.1 Les dispositions de la norme SIA 262/1 sont applicables en ce qui concerne la conformité des propriétés de l'acier de précontrainte.
- 3.3.3.2 Les contrôles ainsi que les essais initiaux et périodiques suivants doivent être effectués :
- essai initial par un office accrédité pour son exécution
 - assurance de la qualité par les producteurs (autocontrôle)
 - surveillance contractuellement réglée de la qualité par un office accrédité pour l'évaluation de la conformité (contrôle extérieur)
 - contrôles par les fournisseurs de l'acier de précontrainte et par la direction des travaux ou l'entreprise.
- 3.3.3.3 Les fournisseurs de l'acier de précontrainte doivent être en mesure d'établir la traçabilité de toutes les livraisons qui leur parviennent, en général par un certificat d'usine joint à l'expédition.
- 3.3.3.4 Les fournisseurs de l'acier de précontrainte tiennent à jour, aux fins d'assurance de la qualité, une documentation permettant de s'enquérir sur les contrôles et la manufacture de leur produits.

3.4 Systèmes de précontrainte

3.4.1 Généralités

- 3.4.1.1 Cette norme est applicable aux systèmes de précontrainte constitués :
- d'acier de précontrainte noyé dans le béton et mis en œuvre selon le procédé de précontrainte par fils adhérents
 - d'unités de précontrainte avec ou sans adhérence disposées à l'intérieur de la section de béton
 - d'unités de précontrainte disposées à l'extérieur de la section de béton.
- 3.4.1.2 Seuls des systèmes de précontrainte dont la qualification est attestée par un agrément technique et une évaluation de la conformité selon les indications de la norme SIA 262/1 peuvent être mis en œuvre. Ces systèmes possèdent un Agrément Technique Suisse (ATS) ou un Agrément Technique Européen (ATE) avec Agrément d'Application Suisse (SA).
- 3.4.1.3 La qualification des systèmes de précontrainte pour lesquels il n'existe pas de guide référentiel pour l'agrément technique sera effectuée par analogie avec le chiffre 3.4.1.2.



- 3.4.1.4 Les dispositions contenues dans l'Agrément Technique Suisse (ATS) ou l'Agrément Technique Européen (ATE) avec Agrément d'Application Suisse (SA) pour le système de précontrainte utilisé doivent être prises en considération pour l'élaboration du projet et pour la mise en œuvre, soit par exemple :
- type et propriétés de l'acier de précontrainte
 - formes d'utilisation des unités de précontrainte
 - type et dimensions des gaines, des ancrages et des coupleurs
 - tables des forces de précontrainte
 - disposition et détails constructifs relatifs aux supports de précontrainte
 - distances minimales admissibles entre les axes respectivement entre l'axe et le bord, en fonction de la résistance du béton
 - rayons de courbure minimaux admissibles
 - coefficients de frottement
 - mesures de protection contre la corrosion.

3.4.2 Durabilité

- 3.4.2.1 Les mesures de protection contre la corrosion doivent être adaptées au type et à la durée de service prévue, à l'exposition de la structure ainsi qu'à l'intensité des actions environnementales.
- 3.4.2.2 Les unités de précontrainte par adhérence se répartissent en trois catégories selon leur mode de protection contre la corrosion (cf. norme SIA 262/1) :
- catégorie a : unités avec gaine métallique selon le chiffre 3.4.4
 - catégorie b : unités avec gaine en matière synthétique selon le chiffre 3.4.4
 - catégorie c : unités isolées électriquement, c'est-à-dire pourvues de gaines en matière synthétique, d'ancrages et de coupleurs assurant une isolation durable face aux phénomènes électriques environnants et permettant de surveiller la protection de l'acier contre la corrosion.
- 3.4.2.3 On appliquera aux unités de précontrainte sans adhérence et aux unités de précontrainte extérieures les indications de la norme SIA 262/1 en matière de protection contre la corrosion.
- 3.4.2.4 Les têtes des ancrages doivent être pourvues d'un couvercle de protection. Les couvercles de protection noyés dans le béton seront enrobés d'au moins 60 mm par un béton de cachetage qui devra assurer une imperméabilité élevée, un faible retrait et une bonne adhérence.
- 3.4.2.5 Les couvercles de protection et les parties exposées des ancrages non cachetés seront conçus en fonction des exigences de durabilité.

3.4.3 Ancrages et coupleurs

Les ancrages et les coupleurs doivent satisfaire aux exigences de la norme SIA 262/1.

3.4.4 Gaines

- 3.4.4.1 Les gaines suivantes sont couramment utilisées :
- gaines ondulées confectionnées à partir de bandes d'acier pour précontrainte avec adhérence
 - gaines ondulées en matière synthétique pour précontrainte avec adhérence
 - gaines lisses en matière synthétique pour précontrainte sans adhérence (par exemple monotorons)
 - gaines lisses en matière synthétique ou en acier pour précontrainte extérieure.
- 3.4.4.2 La norme SIA 262/1 donne des indications sur les exigences et les méthodes d'essais.

3.4.5 Matériau d'injection

- 3.4.5.1 Le matériau d'injection destiné aux unités de précontrainte avec adhérence doit être un coulis à base de ciment, constitué généralement de ciment Portland, d'eau et d'adjuvants. Ce coulis peut aussi être utilisé pour des unités de précontrainte extérieures. La norme SIA 262/1 donne des indications sur les exigences et les méthodes d'essai.



- 3.4.5.2 Le matériau d'injection destiné aux unités de précontrainte sans adhérence et, selon les exigences, aux unités de précontrainte extérieures est constitué de graisses ou de cires appropriées. La norme SIA 262/1 donne des indications sur les exigences et les méthodes d'essai.
- 3.4.5.3 Le matériau d'injection ne peut contenir qu'en quantités inoffensives des chlorures et autres agents susceptibles de favoriser la corrosion de l'acier de précontrainte (cf. norme SIA 262/1).

3.4.6 **Éléments de déviation**

- 3.4.6.1 On s'assurera que les éléments de déviation destinés aux câbles de précontrainte extérieures garantissent:
- la reprise des efforts des unités de précontrainte et leur transmission à la structure porteuse, selon le chiffre 4.1.5.5
 - la liaison entre les éléments de déviation et les segments de câble rectilignes, sans pliure ponctuelle inadmissible.
- 3.4.6.2 Les éléments de déviation peuvent être constitués d'acier, de béton ou de matière synthétique. On s'assurera que les éléments en matière synthétique résistent durablement et sans altération de leur fonctionnalité à la pression radiale et aux déplacements longitudinaux des câbles.
- 3.4.6.3 Les rayons de courbure minimaux applicables aux éléments de déviation se trouvent dans l'agrément du système de précontrainte selon chiffre 3.4.1.2.



3.4.7 **Assurance qualité**

- 3.4.7.1 Les éléments du système de précontrainte doivent être contrôlés en permanence selon un plan de contrôle (autocontrôle). Les essais effectués seront consignés dans un protocole tenu à disposition de l'organe extérieur de contrôle pour consultation.
- 3.4.7.2 La surveillance périodique de la qualité du système de précontrainte est réglée par contrat entre les fournisseurs d'acier et un office accrédité pour l'évaluation de la conformité (contrôle extérieur). Cette surveillance est fondée sur un plan de contrôle élaboré en fonction du type de système de précontrainte. Les contrôles ont lieu au minimum une fois par année, et les fournisseurs d'acier de précontrainte doivent tenir à disposition, pour consultation, les rapports d'essai et de surveillance élaborés lors de ces contrôles.

4 ANALYSE STRUCTURALE ET DIMENSIONNEMENT

4.1 Analyse structurale

4.1.1 Généralités

- 4.1.1.1 L'analyse structurale permet, par l'établissement d'un modèle de la structure porteuse, d'effectuer le calcul des effets d'action tels que les sollicitations, les réactions d'appui, les déformations et la fissuration. En règle générale, la structure porteuse peut être modélisée au moyen de barres, de dalles, de voiles ou de coques.
- 4.1.1.2 Pour la détermination des cas de charge, on se reportera à la norme SIA 260. En cas d'interaction avec le sol on considérera aussi les normes SIA 197, SIA 198 et SIA 267.
- 4.1.1.3 Le calcul des sollicitations dans les systèmes hyperstatiques peut être fondé sur :
 - la théorie linéaire de l'élasticité (chiffre 4.1.4.1)
 - la théorie de la plasticité (chiffre 4.1.4.2)
 - des méthodes non linéaires (chiffre 4.1.4.3).
- 4.1.1.4 Si les actions sur l'ouvrage et celles du sol de fondation ne peuvent être quantifiées de manière assez précise, on assurera un comportement ductile de la structure par des mesures constructives. Ces mesures peuvent comprendre entre autres des étriers et des armatures ou spirales de frettage.
- 4.1.1.5 En règle générale, on tiendra compte des effets du fluage et du retrait du béton lors de la vérification de l'aptitude au service.

4.1.2 Déformations imposées et entravées

- 4.1.2.1 Les déformations imposées ou entravées, induites par exemple par des différences de température, des tassements différentiels ou des déformations dues au retrait, provoquent l'apparition de sollicitations dans les systèmes hyperstatiques.
- 4.1.2.2 Lors de la vérification de la sécurité structurale, on pourra négliger les sollicitations dues aux déformations imposées ou entravées lorsque tous les éléments de la structure disposent d'une capacité de déformation suffisante et si une défaillance par instabilité peut être exclue. Les effets des déformations imposées par le sol de fondation sont à considérer de manière appropriée.
- 4.1.2.3 La fissuration et le fluage peuvent être pris en considération de manière appropriée pour la détermination des sollicitations dues aux déformations imposées ou entravées lors de la vérification de la sécurité structurale et de l'aptitude au service.

4.1.3 Modèle de la structure

4.1.3.1 Généralités

- 4.1.3.1.1 Lors de la modélisation et de la définition du système, on accordera une attention particulière aux conditions de bord géométriques et statiques, ainsi qu'à la diffusion des réactions d'appui.
- 4.1.3.1.2 L'interaction entre le sol de fondation et l'ouvrage sera traitée de manière appropriée et respectera les dispositions des normes SIA 197, SIA 198 et SIA 267.

4.1.3.2 Imperfections géométriques

- 4.1.3.2.1 L'analyse structurale tiendra compte des écarts géométriques possibles par rapport aux plans ou par rapport à la position des charges. On tiendra notamment compte des tolérances dimensionnelles indiquées à l'annexe A.
- 4.1.3.2.2 Dans la mesure où leur importance est significative, les vérifications tiendront compte des imperfections géométriques définies aux chiffres qui suivent. Le calcul des éléments comprimés élancés tiendra compte des effets du second ordre ainsi que de ceux du fluage du béton (cf. chiffre 4.3.7).

- 4.1.3.2.3 A défaut d'autres dispositions dans la base du projet, la rotation théorique du pied des éléments verticaux comprimés vaut:

$$\frac{1}{200} \geq \alpha_i = \frac{0,01}{\sqrt{l}} \geq \frac{1}{300} \quad l \text{ en m} \quad (17)$$

où l désigne soit la hauteur de l'élément comprimé, soit celle des éléments comprimés superposés.

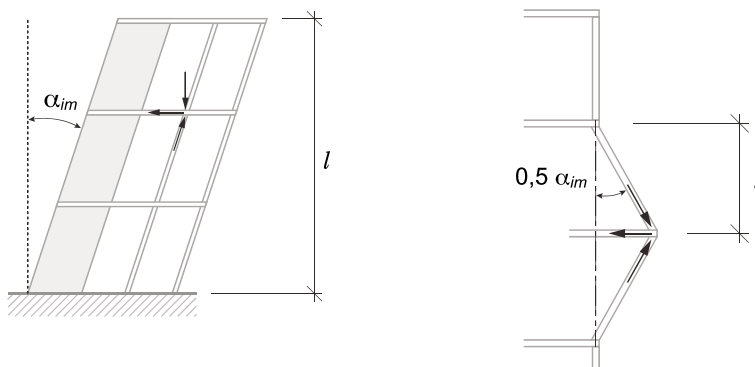
- 4.1.3.2.4 L'inclinaison résultant de la rotation du pied de piles de pont ou de colonnes de bâtiments fortement sollicitées peut revêtir de l'importance dans le dimensionnement des éléments raidisseurs de la structure (par exemple dalle d'étage, contreventement de bâtiment, appui de pont). L'effet de cette inclinaison sera estimé et, le cas échéant, pris en compte dans les calculs.

- 4.1.3.2.5 Pour les bâtiments, on pourra estimer l'inclinaison moyenne d'un groupe d'éléments verticaux comprimés α_{im} de la manière suivante:

$$\alpha_{im} = \alpha_i \sqrt{0,5 \left(1,0 + \frac{1,0}{m}\right)} \quad (18)$$

où m désigne le nombre d'éléments comprimés pris en compte dans le calcul des effets de l'inclinaison (figure 9).

Figure 9: Imperfections géométriques



- 4.1.3.3 Géométrie des structures porteuses

- 4.1.3.3.1 Les structures porteuses seront idéalisées par des modèles appropriés, par exemple des cadres plans ou spatiaux, des poutres, des parois porteuses, des grilles de poutres croisées, etc.

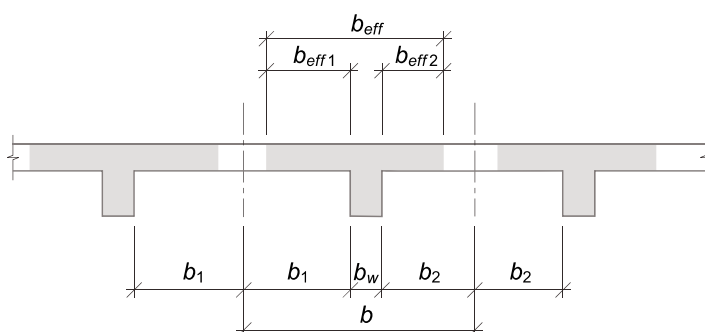
- 4.1.3.3.2 Dans les poutres à T, la largeur de participation de la table de compression dépend des dimensions de l'âme et de la membrure, du type d'action, de la portée et des conditions d'appui ainsi que de l'armature transversale. On pourra estimer la largeur de participation de la table de compression de la manière suivante (figure 10):

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (19)$$

où

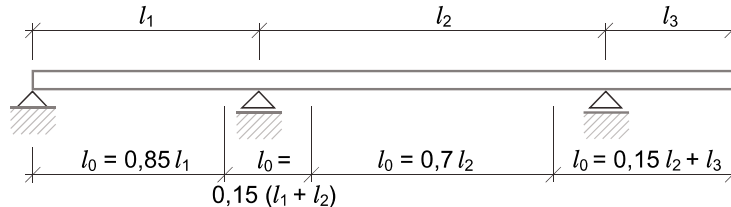
$$b_{eff,i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0 \quad (20)$$

Figure 10: Largeur de participation de la table de compression



- 4.1.3.3.3 Dans les cas courants, la portée déterminante l_0 (correspondant à la distance entre les points de moment nul) pourra être déterminée selon les indications de la figure 11, laquelle admet les hypothèses suivantes :
- la longueur du porte-à-faux est inférieure à la moitié de celle de la travée adjacente
 - le rapport des portées de travées adjacentes est compris entre 1 et 1,5.

Figure 11: Portées déterminantes l_0 pour le calcul de la largeur de participation de la table de compression



4.1.4 Méthodes de calcul

4.1.4.1 Théorie de l'élasticité linéaire

4.1.4.1.1 Les méthodes de calcul fondées sur la théorie de l'élasticité linéaire sont applicables au calcul des sollicitations à l'état-limite de service et à l'état-limite ultime.

4.1.4.1.2 Si la fissuration et le fluage du béton exercent une influence non négligeable sur la répartition des sollicitations, ils peuvent être considérés dans un calcul simplifié mené selon la théorie linéaire de l'élasticité par le biais des rigidités sécantes, tirées du diagramme contrainte-déformation correspondant.

4.1.4.1.3 En règle générale, l'analyse structurale sera fondée sur les caractéristiques des sections à l'état non fissuré. Des réductions de rigidité dues à la fissuration et au fluage sont admises pour autant que leur estimation ait fait l'objet d'un examen. Il faut prendre en considération que la diminution de la rigidité peut avoir un impact positif ou négatif selon la situation.

4.1.4.1.4 Le calcul des contraintes dans l'état non fissuré est fondé sur l'hypothèse que l'acier et le béton ont un comportement élastique linéaire et qu'ils sont liés rigidement. Dans l'état fissuré, on admettra que le béton de la section fissurée ne reprend aucune contrainte de traction.

4.1.4.2 Méthodes fondées sur la théorie de la plasticité

4.1.4.2.1 Les méthodes de calcul fondées sur la théorie de la plasticité sont appropriées au calcul des sollicitations à l'état-limite ultime.

4.1.4.2.2 En général, l'analyse structurale sera effectuée selon le principe de la borne inférieure de la théorie de la plasticité (méthode statique). A cet effet, on procèdera à partir d'un état d'équilibre statiquement admissible ne violant nulle part les conditions de plasticité. L'application de la théorie de la plasticité aux structures en interaction avec le sol requiert la vérification complémentaire de la résistance du terrain selon la norme SIA 267.

4.1.4.2.3 Un calcul selon le principe de la borne supérieure de la théorie de la plasticité (méthode cinématique) est admissible dans la mesure où l'expérience a démontré que la rupture se produit effectivement selon le mécanisme envisagé.

4.1.4.2.4 On assurera un comportement ductile par des mesures constructives (par exemple des étriers dans les zones de compression par flexion), par le choix des matériaux et par la mise en place d'une armature minimale.

4.1.4.2.5 Sous réserve du maintien des conditions d'équilibre et de l'observation du chiffre 4.1.4.2.4, on pourra, sans vérification de la capacité de déformation, opérer une redistribution des sollicitations de nature hyperstatique dans les structures soumises principalement à la flexion déterminées selon le chiffre 4.1.4.1 pour autant que :

- le rapport entre la hauteur de la zone comprimée et la hauteur statique ne dépasse pas $x/d = 0,35 \cdot 435/f_{sd}$
- la rotation de la dalle ψ selon (59) pour des planchers-dalles soit plus grande que 0,020
- l'acier d'armature passive soit de la classe de ductilité B ou C et que la classe de résistance du béton soit $\leq C 50/60$.

La hauteur x de la zone comprimée sera calculée selon le chiffre 4.2.1 ; la présence éventuelle d'une armature de compression peut être prise en compte.

4.1.4.2.6 Lorsque les conditions énoncées au chiffre 4.1.4.2.5 ne sont pas remplies, la capacité de déformation plastique sera vérifiée par le calcul. On évitera dans la mesure du possible les valeurs $x/d > 0,5 \cdot 435/f_{sd}$ pour les zones de compression par flexion et les valeurs de $\psi < 0,008$ dans les planchers-dalles.

4.1.4.3 Méthodes non linéaires

Les méthodes non linéaires sont applicables au calcul des sollicitations et des déformations à l'état-limite de service et à l'état-limite ultime, dans la mesure où leur utilisation se fonde sur une expérience ou des essais suffisants.

4.1.5 Structures précontraintes

4.1.5.1 Généralités

4.1.5.1.1 La précontrainte peut être considérée comme l'effet des actions des forces d'ancrage, de déviation et de frottement.

4.1.5.1.2 La précontrainte crée dans la structure porteuse un état d'auto-contraintes qui induit des déformations. Dans les systèmes hyperstatiques, ces déformations sont généralement entravées et entraînent des sollicitations.

4.1.5.1.3 Pour l'état-limite de service, on prendra en considération les sollicitations dues aux déformations entravées, tout en tenant compte des pertes de précontrainte.

4.1.5.1.4 A l'état-limite ultime, la prise en considération des sollicitations dues à des déformations entravées conduit en règle générale à une bonne disposition de l'armature.

4.1.5.1.5 Dans le cas de la précontrainte avec adhérence, le calcul des contraintes dans l'acier tiendra compte de son allongement préalable.

4.1.5.1.6 Dans le cas de la précontrainte sans adhérence, et dans la mesure où l'on a effectué une étude approfondie, on peut prendre en compte l'augmentation de la force de précontrainte lors de la vérification de la sécurité structurale. En l'absence d'étude approfondie, on ne tiendra compte que de la force de précontrainte après déduction de toutes les pertes.

4.1.5.1.7 Les zones d'ancrage des unités de précontrainte sont subdivisées en zones d'ancrage et en zones de diffusion. Les zones de diffusion seront dimensionnées pour l'introduction de la force de précontrainte dans la structure porteuse. Les dispositions constructives nécessitées par les zones d'ancrage font partie intégrante du système de précontrainte utilisé.

4.1.5.2 Contraintes dans l'acier de précontrainte

4.1.5.2.1 Lors de la mise en tension, la sollicitation de l'acier de précontrainte sera limitée à :

$$\sigma_{p,max} \leq 0,75 f_{pk} \quad (21)$$

4.1.5.2.2 Immédiatement après la mise en tension (précontrainte avec ou sans adhérence) ou après la libération des ancrages d'extrémité (précontrainte par fils adhérents), la sollicitation dans l'acier de précontrainte sera limitée à :

$$\sigma_p \leq 0,70 f_{pk} \quad (22)$$

4.1.5.2.3 Après déduction de toutes les pertes selon le chiffre 4.1.5.3, la contrainte finale dans l'acier de précontrainte devra atteindre au minimum la valeur de $0,45 f_{pk}$.

4.1.5.2.4 Lors de la mise en tension et immédiatement après, la contrainte maximale de compression dans le béton n'excédera en aucun point de la structure en dehors des zones d'ancrage la valeur ci-dessous :

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t) \quad (23)$$

La figure 1 permet d'estimer la valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton au moment t de la mise en tension; celle-ci ne sera toutefois pas inférieure à la limite suivante: $f_{ck}(t) > 0,3 f_{ck}$.

4.1.5.2.5 Les contraintes de compression dans le béton des zones d'ancrage seront limitées conformément aux indications données dans l'agrément technique du système de précontrainte selon chiffre 3.4.1.2.



4.1.5.3 Pertes de force de précontrainte

4.1.5.3.1 Le calcul au temps t_0 de la force de précontrainte le long de l'unité de précontrainte tiendra compte des pertes par frottement dans la gaine et dans l'ancrage, de la perte par glissement dans le dispositif d'ancrage et, si elle n'est pas négligeable, de la perte due à la déformation élastique de la structure porteuse. Les indications concernant la perte par glissement dans le dispositif d'ancrage sont données dans l'agrément technique du système de précontrainte selon chiffre 3.4.1.2.

4.1.5.3.2 La détermination de la force de précontrainte au temps $t > t_0$ tiendra compte de l'effet du retrait et du fluage du béton ainsi que de la relaxation de l'acier de précontrainte.

4.1.5.3.3 On pourra estimer la variation de la force de précontrainte le long du câble par suite du frottement dans la gaine à l'aide de l'équation suivante :

$$P(x) = P_{max} e^{-\mu(\varphi_x + \Delta\varphi x)} \quad (24)$$

Les valeurs de μ et $\Delta\varphi$ sont données dans l'agrément technique du système de précontrainte selon chiffre 3.4.1.2.

4.1.5.3.4 Les pertes de force de précontrainte dépendant du temps, dues au fluage et au retrait du béton ainsi qu'à la relaxation de l'acier de précontrainte, seront calculées sur la base des indications des chiffres 3.1.2.5 à 3.1.2.7 et 3.3.2.7.

4.1.5.4 Force de précontrainte à l'état-limite de service

Si un écart entre la force de précontrainte effective P_k et sa valeur théorique influence de manière significative le comportement de la structure porteuse, il faudra approfondir l'étude des forces de précontrainte minimales et maximales possibles. Les écarts possibles seront spécifiés pour chaque projet.

4.1.5.5 Force de précontrainte à l'état-limite ultime

4.1.5.5.1 Lors de la vérification de la sécurité structurale, on peut en général considérer la force de traction dans l'acier de précontrainte comme un apport à la résistance ultime.

4.1.5.5.2 On considérera la force de précontrainte $P_d = \gamma_p P_k$ comme action prépondérante pour le contrôle de la précontrainte au moment de l'introduction de la force de précontrainte, ainsi que pour la vérification des zones de la structure pourvues d'ancrages de précontrainte ou soumises à des déviations de la force de précontrainte. La force de précontrainte P_k d'unités de précontrainte isolées sera majorée de $\gamma_p = 1,5$, celle de plusieurs unités de précontrainte de $\gamma_p = 1,2$, la valeur la plus grande étant déterminante.

4.1.5.6 Dalles à précontrainte sans adhérence

4.1.5.6.1 On calculera la résistance à la flexion des dalles à précontrainte sans adhérence de manière simplifiée en négligeant les efforts membranaires.

4.1.5.6.2 On considère que la résistance ultime est atteinte lorsque la condition suivante est remplie :

$$w_R = \frac{l}{40} \quad (25)$$

L'accroissement de la force dans l'acier de précontrainte est déterminé par l'allongement de l'unité de précontrainte entre ses ancrages. On obtient la valeur de calcul de la résistance de l'acier de précontrainte F_{pRd} en diminuant la force totale de précontrainte au moyen du coefficient de résistance γ_s .

4.2 Valeurs de calcul

4.2.1 Béton

4.2.1.1 Les valeurs de calcul de la résistance du béton à la compression et de la contrainte limite de cisaillement sont déterminées sur la base du chiffre 2.3.2.

4.2.1.2 Le facteur η_{fc} est donné par :

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1,0 \quad (26)$$

4.2.1.3 Le facteur η_t dans les équations (2) et (3) prend en compte l'effet de la durée de l'action sur la résistance du béton. La réduction de la résistance sous charges permanentes est normalement compensée par son augmentation liée à l'âge du béton, ce qui permet en général d'admettre $\eta_t = 1,0$. Autrement, les cas suivants sont valables :

- $\eta_t = 0,85$ pour les charges permanentes si la part de l'effet des charges permanentes au niveau de dimensionnement dépasse 90% des effets totaux des actions
- $\eta_t = 1,0$ pour une durée de charge < 1 heure et pour les charges permanentes si la part de l'effet des charges permanentes au niveau de dimensionnement ne dépasse pas 90% des effets totaux des actions
- $\eta_t = 1,2$ pour des charges par à-coup, comme par ex. choc et explosion.

Si toutefois la résistance du béton est déterminée pour $t_p > 28$, ou si la charge permanente agit déjà sur le béton au jeune âge, le facteur η_t vaut :

$$\eta_t = 0,85 \frac{f_{cm}(t_L)}{f_{cm}(t_p)} \leq 1,0 \quad (27)$$

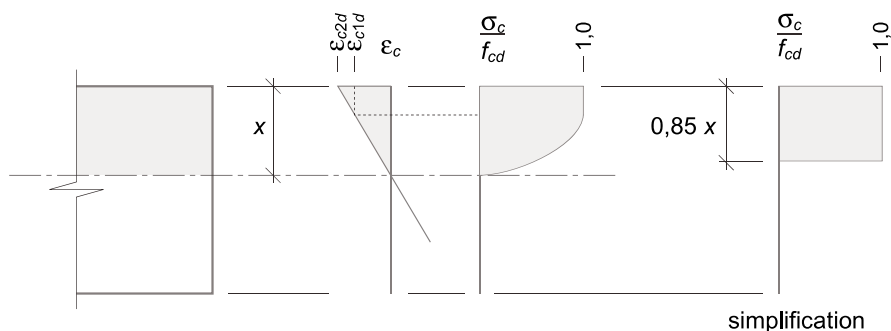
L'évolution temporelle de la résistance à la compression du béton $f_{cm}(t)$ peut être estimée selon la figure 1.

4.2.1.4 Le tableau 8 illustre les valeurs de calcul pour le béton de masse volumique normale et pour le cas normal avec $\eta_t = 1,0$.

Tableau 8: Valeurs de calcul pour le béton de masse volumique normale avec $\eta_t = 1,0$

Béton	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60	C .../...
f_{cd} [N/mm ²]	8,0	10,5	13,5	16,5	20,0	22,0	24,0	26,0	28,0	éq. (2)
τ_{cd} [N/mm ²]	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,25	1,35	1,40	éq. (3)
ε_{c1d} [–]	0,002									
ε_{c2d} [–]	0,003									

Figure 12: Diagrammes idéalisés contrainte-déformation spécifique pour le béton



4.2.1.5 Le comportement du béton sollicité en compression est idéalisé dans le diagramme contrainte-déformation spécifique de la figure 12. En règle générale, on peut admettre une répartition simplifiée des contraintes, par exemple une répartition rectangulaire. Pour le béton léger, la déformation spécifique ε_{c2d} est limitée à η_l , $0,003 > 0,002$, alors que la hauteur de répartition rectangulaire des contraintes vaut environ $0,8 \times$. La déformation spécifique maximale pour le béton de recyclage est définie dans le cahier technique SIA 2030.

4.2.1.6 La branche montante du diagramme contrainte-déformation spécifique est donnée par la relation:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{k_\sigma \xi - \xi^2}{1 + (k_\sigma - 2)\xi} \quad (28)$$

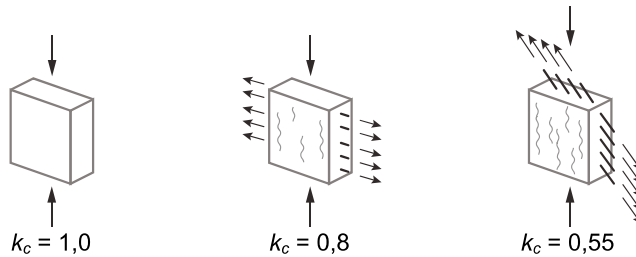
$$\text{où } k_\sigma = \frac{E_{cd}}{400 f_{cd}} \quad \text{et } \xi = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1d}}$$

4.2.1.7 Pour le dimensionnement des voiles et des âmes des poutres, on utilisera la résistance du béton à la compression réduite $k_c f_{cd}$; le coefficient de réduction k_c prend les valeurs suivantes (figure 13) :

- $k_c = 1,0$ zone de nœuds et états de compression uniaxiale pure (bielles de compression, par exemple)
- $k_c = 0,8$ champs de compression avec fissures parallèles au sens de compression et armature de traction perpendiculaire
- $k_c = 0,55$ champs de compression avec armature en biais par rapport au sens de compression (âmes de poutres, par exemple)
- $k_c = 0,4$ champs de compression avec armature en biais par rapport au sens de compression, lorsqu'il faut s'attendre à des déformations plastiques de la membrure dans le segment de poutre considéré.

Pour le béton léger, les valeurs ci-dessus seront réduites à l'aide du facteur η_l conformément à l'équation (9).

Figure 13: Sollicitation des voiles et des âmes de poutres



4.2.1.8 En cas de compression triaxiale, la valeur de calcul de la résistance à la compression du béton pourra être augmentée à $k_c f_{cd}$; dans ce cas, le coefficient k_c vaut :

$$k_c = 1 - 4 \frac{\sigma_1}{f_{cd}} \leq 4 \quad (29)$$

La contrainte de confinement σ_1 (négative) peut par exemple être induite par une armature de frettage (figure 14). En règle générale, on pourra considérer que l'armature de frettage des éléments comprimés et des zones de compression par flexion atteint la limite d'écoulement. La contrainte de confinement vaut alors :

$$\sigma_1 = -\omega_c f_{cd} \left(1 - \frac{s_c}{d_c} \right) \quad (\text{sections circulaires}) \quad (30)$$

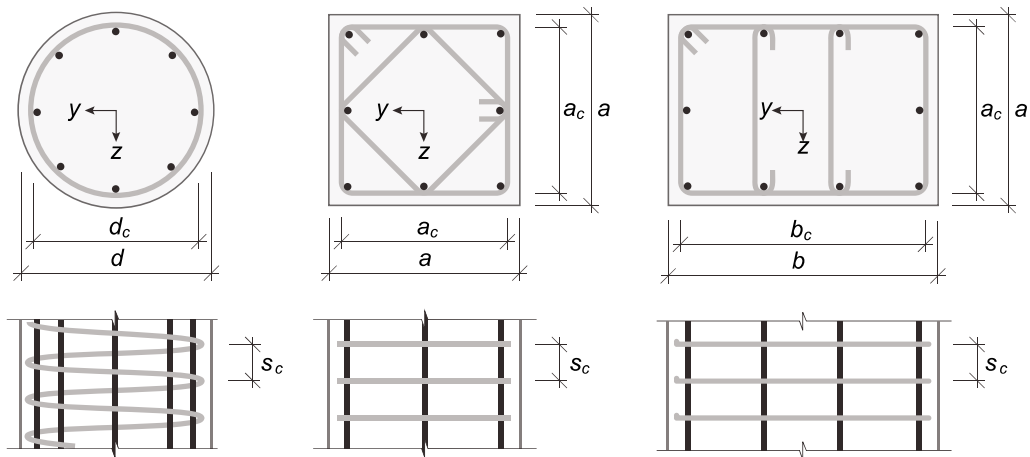
$$\text{où } \omega_c = \frac{A_{sc} f_{sd}}{s_c d_c f_{cd}}$$

$$\sigma_1 = -\omega_c f_{cd} \left(1 - \frac{s_c}{a_c} \right) \left(1 - \frac{s_c}{b_c} \right) \quad (\text{sections rectangulaires}) \quad (31)$$

$$\text{où } \omega_c = \text{Min} \left(\omega_y = \frac{A_{sy} f_{sd}}{a_c s_c f_{cd}}, \omega_z = \frac{A_{sz} f_{sd}}{b_c s_c f_{cd}} \right)$$

Le béton en dehors de l'armature de frettage, qui risque d'éclater, ne doit pas être pris en compte si la valeur de calcul de la résistance à la compression est augmentée par k_c .

Figure 14: Eléments comprimés avec armature de frettage



4.2.1.9 La pose d'une armature de frettage permet d'obtenir non seulement un accroissement de la résistance, mais aussi un comportement plus ductile. Dans la mesure où l'on veut tenir compte de ces propriétés dans le calcul, il conviendra de vérifier si la résistance ultime est encore suffisante après l'éclatement du béton d'enrobage. Il faudra également prêter attention au fait qu'un faible espacement de l'armature de frettage sera nécessaire pour empêcher le flambage prématuré des barres longitudinales.

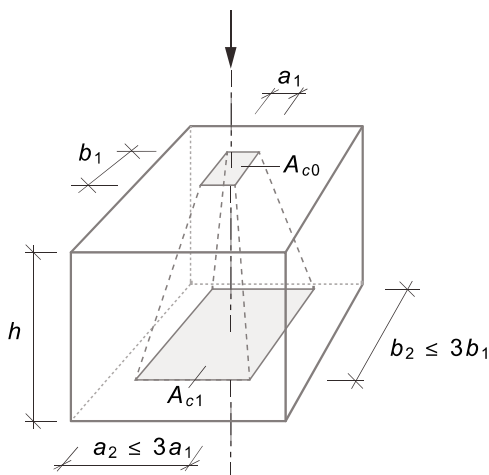
4.2.1.10 La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton de masse volumique normale peut être augmentée jusqu'à $k_c f_{cd}$ en cas de pression locale; si les contraintes sont uniformément réparties sous la surface d'application de la charge, on déterminera le coefficient k_c de la manière suivante:

$$k_c = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \quad (32)$$

4.2.1.11 L'utilisation de l'équation (32) est soumise aux conditions suivantes:

- une hauteur $h > a_2 - a_1$ resp. $b_2 - b_1$ doit être disponible pour la diffusion de l'effort (figure 15)
- les forces de traction transversales doivent être reprises par une compression correspondante ou par de l'armature.

Figure 15: Conditions géométriques en cas de pression locale



4.2.1.12 Si l'effort ne peut pas se diffuser parce que la charge doit à nouveau se concentrer immédiatement après, le chiffre 4.2.1.8 s'applique par analogie.

4.2.1.13 Les coefficients k_c des équations (29) et (32) ne peuvent ni se cumuler, ni se combiner.

4.2.1.14 Sur le plan du calcul, le passage de l'état non fissuré à l'état fissuré se produit lorsque la contrainte dans le béton atteint la résistance à la traction. Selon la nature du problème, on recourra à la valeur moyenne f_{ctm} ou à un fractile de la résistance à la traction, selon le chiffre 3.1.2.2.5.

4.2.1.15 La valeur de calcul du module d'élasticité du béton est donné par :

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} \quad (33)$$

4.2.1.16 On admettra $\gamma_{cE} = 1,0$ pour le calcul des déformations selon le chiffre 4.4.3, en tenant compte du retrait et du fluage selon les indications des chiffres 3.1.2.5 à 3.1.2.7.

4.2.1.17 Lorsqu'il faut tenir compte d'effets du second ordre dans le dimensionnement d'éléments comprimés, la détermination du facteur γ_{cE} devra concorder avec la façon de spécifier la valeur E_{cm} ; on admet généralement $\gamma_{cE} = 1,2$.

4.2.2 Acier d'armature passive

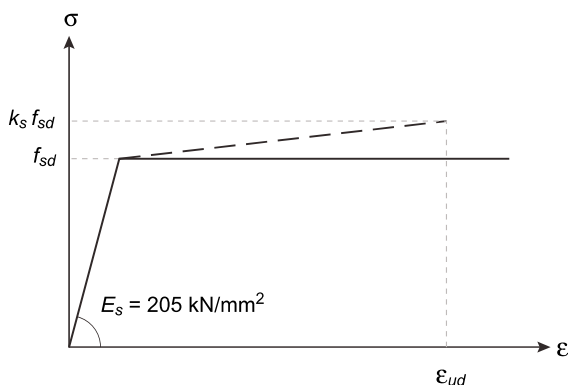
4.2.2.1 Les valeurs de calcul de la limite d'écoulement de l'acier d'armature passive seront déterminées sur la base du chiffre 2.3.2. Les valeurs correspondant à l'acier d'armature passive selon le chiffre 3.2 figurent dans le tableau 9.

Tableau 9: Valeurs de calcul pour l'acier d'armature passive

Acier d'armature passive	B500A	B500B	B500C	B700B
f_{sd} [N/mm ²]	435	435	435	610
k_s [-]	1,05	1,08	$\geq 1,15$	1,08
ε_{ud} [-]	0,020	0,045	0,065	0,045

4.2.2.2 Le comportement de l'acier d'armature passive sollicité en traction ou en compression sera idéalisé conformément au diagramme contrainte-déformation spécifique de la figure 16.

Figure 16: Diagramme idéalisé contrainte-déformation spécifique pour l'acier d'armature passive



4.2.2.3 Pour la situation de projet « choc », les valeurs de f_{sd} indiquées dans le tableau 9 peuvent être majorées de 15%.

4.2.2.4 Le dimensionnement s'effectue sur la base de la valeur nominale du diamètre des barres.

4.2.2.5 On pourra généralement admettre un comportement d'écoulement idéalement plastique ($k_s = 1,0$).

4.2.2.6 Lorsque la capacité de déformation plastique a une importance significative, il peut être raisonnable d'admettre un écrouissage linéaire de l'acier d'armature passive. Dans ce cas, on limitera l'allongement spécifique de rupture ε_{ud} et le taux d'écrouissage k_s aux valeurs indiquées dans le tableau 9.

4.2.2.7 En règle générale, on utilisera la valeur moyenne du module d'élasticité E_s , selon le chiffre 3.2.2.4 pour procéder à l'analyse structurale et au dimensionnement.

4.2.3 Acier de précontrainte

4.2.3.1 Les valeurs de calcul de la limite d'écoulement de l'acier de précontrainte seront déterminées selon le chiffre 2.3.2. Les valeurs correspondant à l'acier de précontrainte selon le chiffre 3.3 figurent dans le tableau 10.

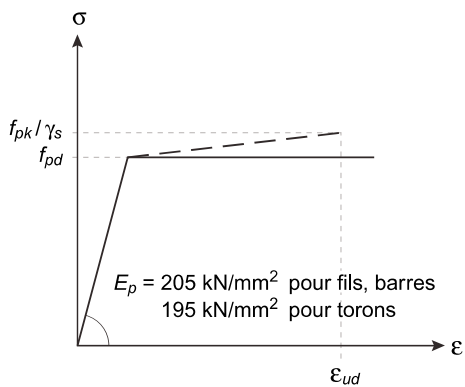
Tableau 10: Valeurs de calcul pour l'acier de précontrainte

Acier de précontrainte	Y1860	Y1770	Y1670	Y1570	Y1230	Y1100	Y1050	Y1030
f_{pd} [N/mm ²]	1390	1320	1250	1130	940	780	825	720
ε_{ud} [–]	0,020							

4.2.3.2 Pour la situation de projet «choc», les valeurs de f_{pd} du tableau 10 peuvent être majorées de 15%.

4.2.3.3 Le comportement de l'acier de précontrainte sollicité en traction sera idéalisé conformément au diagramme contrainte-déformation spécifique de la figure 17.

Figure 17: Diagramme idéalisé contrainte-déformation spécifique pour l'acier de précontrainte



4.2.3.4 Le dimensionnement s'effectue sur la base de la valeur nominale des sections d'acier de précontrainte.

4.2.3.5 On peut généralement admettre un comportement d'écoulement idéalement plastique.

4.2.3.6 Lorsque la capacité de déformation plastique a une importance significative, il peut être raisonnable d'admettre un écrouissage linéaire de l'acier de précontrainte. Dans ce cas, on limitera la valeur de calcul de l'allongement spécifique de rupture à $\varepsilon_{ud} = 0,02$.

4.2.3.7 En règle générale, on peut utiliser la valeur moyenne du module d'élasticité E_p selon le chiffre 3.3.2.4 pour procéder à l'analyse structurale et au dimensionnement.

4.3 Vérification de la sécurité structurale

4.3.1 Généralités

4.3.1.1 Le dimensionnement sera généralement entrepris sur la base de champs de contraintes.

4.3.1.2 L'ancrage et les autres dispositions constructives relatives à l'armature sont donnés au chapitre 5.

4.3.1.3 Les cas suivants feront l'objet d'études particulières:

- zones d'introduction des forces
- interpénétration des poutres et colonnes
- discontinuités des sections.

4.3.2 Flexion simple et flexion composée

- 4.3.2.1 Pour les segments de structure porteuse sans effort tranchant et aux points d'effort tranchant nul, les efforts des membrures peuvent être déterminés sur la base de l'équilibre des forces intérieures; on peut appliquer les valeurs de calcul des résistances des matériaux utilisés (f_{cd} , f_{sd} , f_{pd}) au dimensionnement des sections des membrures.
- 4.3.2.2 Entre les points d'effort tranchant nul, le cheminement des efforts dans les membrures résulte du champ de contrainte développé dans le segment de structure considéré; on accordera une attention particulière à l'ancrage de l'armature longitudinale.
- 4.3.2.3 Lorsqu'il est nécessaire d'effectuer l'analyse détaillée d'une section, on admettra les hypothèses suivantes:
- les sections planes restent planes et perpendiculaires à l'axe de l'élément
 - les barres d'armature ne reprennent que les forces de traction ou de compression agissant selon leur axe
 - la résistance à la traction du béton est négligée
 - les diagrammes contrainte-déformation spécifique du béton et de l'armature seront définis selon les indications du chiffre 4.2.
- 4.3.2.4 On respectera les indications du chiffre 4.1.4.2 en vue de garantir une capacité de déformation suffisante.
- 4.3.2.5 Si la direction des sollicitations principales et celle de l'armature principale d'une dalle sont sensiblement différentes, on en tiendra compte dans le dimensionnement.
- 4.3.2.6 La vérification de la résistance ultime des dalles sollicitées en flexion et en torsion peut être effectuée de manière approximative, pour des dalles soumises à des moments de torsion pas trop grands et des armatures dans les directions x et y, à l'aide des conditions de plasticité suivantes:

$$\text{Moments positifs:} \quad m_{xd} + \cot \alpha_{inf} |m_{xyd}| \leq m_{xRd} \quad (34a)$$

$$m_{yd} + \tan \alpha_{inf} |m_{xyd}| \leq m_{yRd} \quad (34b)$$

$$\text{Moments négatifs:} \quad -m_{xd} + \cot \alpha_{sup} |m_{xyd}| \leq m'_{xRd} \quad (34c)$$

$$-m_{yd} + \tan \alpha_{sup} |m_{xyd}| \leq m'_{yRd} \quad (34d)$$

En règle générale on peut admettre $\alpha_{inf} = \alpha_{sup} = 45^\circ$.

4.3.3 Effort tranchant

4.3.3.1 Généralités

- 4.3.3.1.1 On prévoira généralement une armature minimale d'effort tranchant selon un des chiffres 5.5.2.2 ou 5.5.3.4.
- 4.3.3.1.2 L'armature d'effort tranchant est recommandée en particulier pour les éléments de construction suivants:
- dalles et coques de forte épaisseur
 - éléments soumis à des déformations imposées importantes
 - éléments soumis à des actions difficilement quantifiables avec précision.
- 4.3.3.1.3 L'armature d'effort tranchant peut être abandonnée dans les éléments de construction d'importance statique secondaire et dans les dalles de faible épaisseur, pourvu qu'une résistance à l'effort tranchant suffisante selon les chiffres 4.3.3.2 et suivants soit garantie.
- 4.3.3.1.4 Dans le calcul de la résistance à l'effort tranchant, on pourra tenir compte de l'effet favorable des membrures inclinées, tendues ou comprimées, ainsi que de celui des unités de précontrainte. Lorsque l'effet des membrures ou des unités de précontrainte est défavorable, on majorera en conséquence la valeur de calcul de l'effort tranchant.
- 4.3.3.2 Eléments de construction sans armature d'effort tranchant
- 4.3.3.2.1 On déterminera la résistance à l'effort tranchant des dalles sans armature d'effort tranchant dans une section située à la distance $d_v/2$ du bord d'appui ou de la zone d'introduction d'une charge concentrée, ainsi que, le cas échéant, dans les sections affectées par des variations échelonnées de l'armature. Cette résistance vaut:

$$v_{Rd} = k_d \tau_{cd} d_v \quad (35)$$

$$k_d = \frac{1}{1 + \varepsilon_v d k_g} \quad d \text{ en mm} \quad (36)$$

$$k_g = \frac{48}{16 + D_{max}} \quad D_{max} \text{ en mm} \quad (37)$$

La hauteur statique efficace d_v doit être déterminée de façon à tenir compte des discontinuités de la section (voir aussi chiffre 4.3.3.2.8). Pour le béton léger ou le béton avec $f_{ck} > 70 \text{ N/mm}^2$, D_{max} vaut 0. Pour le béton de recyclage, le cahier technique SIA 2030 fait foi.

- 4.3.3.2.2 La valeur de la déformation spécifique ε_v dépend des déformations attendues. Lorsque l'armature de flexion reste dans le domaine élastique, elle vaut :

$$\varepsilon_v = \frac{f_{sd}}{E_s} \frac{m_d}{m_{Rd}} \quad (38)$$

et lorsque l'on ne peut pas exclure des déformations de l'armature de flexion dans le domaine plastique :

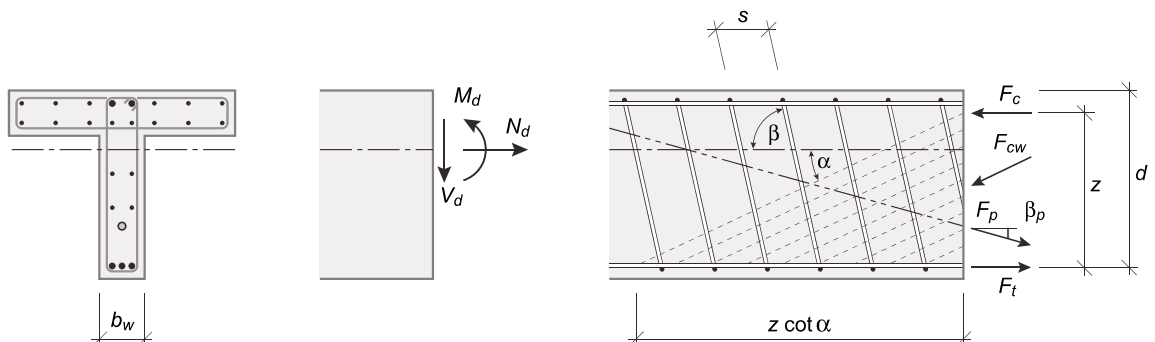
$$\varepsilon_v = 1,5 \frac{f_{sd}}{E_s} \quad (39)$$

- 4.3.3.2.3 Lorsque l'armature longitudinale varie de façon échelonnée à une distance $< d$ de la section de contrôle, on majorera la déformation spécifique ε_v de 50%.
- 4.3.3.2.4 Si la direction principale de l'effort tranchant et celle de l'armature principale sont sensiblement différentes, on majorera la déformation spécifique ε_v au moyen du facteur $1/(\sin^4 \vartheta + \cos^4 \vartheta)$.
- 4.3.3.2.5 Pour des dalles précontraintes ou des dalles soumises à un effort normal, on obtiendra la valeur de k_v en remplaçant dans l'équation (38) m_d par $m_d - m_{Dd}$ et m_{Rd} par $m_{Rd} - m_{Dd}$ où m_{Dd} désigne le moment de décompression. On tiendra compte des efforts dus aux déformations imposées ou entravées ainsi que des pertes dues au retrait, au fluage et à la relaxation. On tiendra également compte de l'effet d'une sollicitation de traction sur m_{Rd} et m_{Dd} .
- 4.3.3.2.6 En présence de sollicitations de fatigue, on calculera la déformation spécifique ε_v selon les chiffres 4.3.3.2.2 à 4.3.3.2.4 ; m_d désigne dans ce cas le moment maximal de flexion induit par l'action de la fatigue dans la section considérée.
- 4.3.3.2.7 Les charges concentrées dont la zone d'introduction se situe à une distance $a < 2d$ du bord d'appui peuvent être réduites d'un facteur $a/(2d)$ lors de la détermination de la valeur de calcul de l'effort tranchant correspondant.
- 4.3.3.2.8 Les conduites noyées dans le béton, les groupements de tubes et les incorporés des dalles :
 – peuvent être négligés lorsque leur largeur et leur hauteur sont inférieures à $d/6$
 – doivent être pris en considération lorsque leur largeur ou leur hauteur est supérieure à $d/6$; dans ce cas, la hauteur statique efficace d_v nécessaire dans l'équation (35) est calculée en diminuant la hauteur statique d de la dimension la plus grande des incorporés (largeur ou hauteur).

- 4.3.3.3 Éléments de construction avec armature d'effort tranchant

- 4.3.3.3.1 Lors du dimensionnement de l'âme des poutres porteuses, on admettra que l'effort tranchant est repris par l'âme seule. On prendra pour base de dimensionnement un champ de contraintes dont les champs de compression ont une inclinaison variable, selon la figure 18.

Figure 18: Champ de contrainte pour le dimensionnement de l'âme des poutres porteuses



4.3.3.3.2 L'inclinaison du champ de compression peut être choisie de manière approchée librement à l'intérieur des limites suivantes :

$$\alpha_{min} \leq \alpha \leq 45^\circ \quad (40)$$

L'inclinaison minimale du champ de compression α_{min} vaut :

- $\alpha_{min} = 30^\circ$ en cas normal
- $\alpha_{min} = 25^\circ$ si l'âme est soumise à une force normale de compression importante
- $\alpha_{min} = 40^\circ$ si l'âme est soumise à une force normale de traction ou si des déformations plastiques des membrures sont attendues dans la zone de poutre considérée.

4.3.3.3.3 En cas d'études plus détaillées, les limites suivantes de l'inclinaison du champ de compression s'appliquent :

$$20^\circ + 10\,000 \varepsilon_x \leq \alpha \leq 45^\circ \quad (41)$$

La déformation spécifique longitudinale au centre de l'âme ε_x correspond à la valeur moyenne de la déformation spécifique longitudinale des deux membrures et doit être définie ≥ 0 . L'effet de la force de traction longitudinale due à l'effort tranchant sur la déformation spécifique longitudinale au centre de l'âme ε_x peut être calculé de manière approximative au moyen de l'équation (50) avec $\alpha = 45^\circ$.

4.3.3.3.4 Lors du contrôle des dimensions de l'âme, on vérifiera que la résistance à la compression $k_c f_{cd}$ selon le chiffre 4.2.1.7 n'est pas dépassée. On vérifiera les champs de compression situés immédiatement à côté des éventails sur appuis et au voisinage des zones d'introduction de forces importantes. Les bielles de compression et les nœuds feront l'objet de vérifications particulières.

4.3.3.3.5 Lorsque les unités de précontrainte ont des gaines de diamètre $\Sigma \emptyset_H > b_w/8$ sans armature de fretage, on calculera la résistance ultime des champs de compression sur la base de la valeur nominale de l'épaisseur de l'âme :

$$b_{w,nom} = b_w - k_H \Sigma \emptyset_H \quad (42)$$

Le coefficient k_H vaut :

- 0,5 pour des gaines d'acier injectées
- 0,8 pour des gaines plastiques injectées
- 1,2 pour des gaines non ou pas encore injectées.

On déterminera $\Sigma \emptyset_H$ pour la position la plus défavorable de l'unité de précontrainte.

4.3.3.3.6 En cas d'appui indirect, on vérifiera le flux des forces à l'aide d'un champ de contrainte ; les considérations du chiffre 4.3.3.4 ne sont pas admises.

4.3.3.4 Calcul en section

4.3.3.4.1 Dans les zones d'appui direct ou d'introduction de forces importantes, on considérera que l'effort tranchant situé à la distance $z \cot \alpha$ du bord d'appui ou de la force est déterminant pour le dimensionnement de l'armature d'effort tranchant. Ce principe est aussi valable pour le contrôle des dimensions de l'âme, pour autant que des bielles de compression ne doivent pas se former dans les zones examinées.

4.3.3.4.2 On déterminera l'inclinaison des champs de compression selon le chiffre 4.3.3.3.2. En première approximation, on peut admettre $0,9d$ comme bras de levier z des forces intérieures. Pour les âmes de poutre avec plusieurs nappes d'armature ou avec une précontrainte, la position du centre de gravité des armatures tendues permet une approximation du bras de levier z des forces intérieures.

4.3.3.4.3 La résistance à l'effort tranchant d'une armature verticale est donnée par :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{sd} \cot \alpha \quad (43)$$

La résistance à l'effort tranchant d'une armature inclinée est donnée par :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{sd} (\cot \alpha + \cot \beta) \sin \beta \quad (44)$$

4.3.3.4.4 A défaut d'une analyse détaillée, la résistance à l'effort tranchant d'une armature de forme circulaire peut être admise à 70% de celle d'une armature d'effort tranchant rectangulaire de même hauteur.

4.3.3.4.5 La résistance de l'armature d'effort tranchant sera augmentée en conséquence si des forces doivent être introduites à la face inférieure d'une poutre.





- 4.3.3.4.6 On vérifiera les dimensions de l'âme pour l'inclinaison choisie du champ de compression. La résistance des poutres pourvues d'une armature d'effort tranchant verticale est limitée à :

$$V_{Rd,c} = b_w z k_c f_{cd} \sin \alpha \cos \alpha \quad (45)$$

Celle des poutres pourvues d'une armature d'effort tranchant inclinée est limitée à :

$$V_{Rd,c} = b_w z k_c f_{cd} (\cos \alpha + \cot \beta \sin \alpha) \sin \alpha \quad (46)$$

Pour des poutres précontraintes, on effectuera les calculs avec l'épaisseur nominale de l'âme selon le chiffre 4.3.3.3.5.

- 4.3.3.4.7 Le coefficient de réduction k_c dans les équations (45) et (46) peut être déterminé de manière approchée selon le chiffre 4.2.1.7.

- 4.3.3.4.8 En cas d'études détaillées, le coefficient de réduction k_c vaut :

$$k_c = \frac{1}{1,2 + 55\varepsilon_1} \leq 0,65 \quad (47)$$

avec :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,002) \cot^2 \alpha \quad (48)$$

- 4.3.3.4.9 Lorsque l'effet des unités de précontrainte inclinées est favorable, la résistance à l'effort tranchant est augmentée de :

$$\Delta V_{Rd,p} = P_\infty \sin \beta_p \quad (49)$$

La prise en compte d'une force $> P_\infty$ dans l'acier de précontrainte requiert une étude détaillée selon les chiffres 4.3.2.3 et 4.3.3.3.

- 4.3.3.4.10 Lorsque l'effet des unités de précontraintes inclinées est défavorable, on majorera la valeur de calcul de l'effort tranchant en tenant compte de la force maximale dans l'acier de précontrainte.

- 4.3.3.4.11 On dimensionnera l'armature longitudinale en tenant compte des forces de traction longitudinales générées par l'inclinaison des champs de compression.

- 4.3.3.4.12 La force de traction longitudinale générée par l'effort tranchant est donnée par :

$$F_{tVd} = V_d (\cot \alpha - \cot \beta) \quad (50)$$

Elle sera reprise pour moitié par la membrure tendue et pour moitié par la membrure comprimée.

4.3.4 Forces de cisaillement

4.3.4.1 Introduction de forces dans les membrures

- 4.3.4.1.1 L'introduction de forces de compression ou de traction dans les membrures crée des forces de cisaillement à la jonction âme-membrure ainsi que des forces de traction et de compression transversales dans les membrures.

- 4.3.4.1.2 On étudiera la diffusion des forces de compression dans les membrures à l'aide de champs de contrainte ; les angles de diffusion recommandés se trouvent entre les limites suivantes :

$$25^\circ \leq \alpha_f \leq 45^\circ \quad \text{pour les ailes comprimées} \quad (51)$$

$$35^\circ \leq \alpha_f \leq 50^\circ \quad \text{pour les ailes tendues} \quad (52)$$

- 4.3.4.1.3 En règle générale, on superposera l'armature d'introduction de forces dans les membrures à celle de la flexion transversale. Cependant, on prévoira toujours une armature minimale selon le chapitre 5.

- 4.3.4.1.4 L'armature longitudinale des membrures sera ancrée conformément aux hypothèses admises pour le champ de contrainte.

4.3.4.2 Cisaillement entre éléments de béton d'âges différents

La reprise du cisaillement entre éléments de béton d'âges différents est satisfaisante lorsque le béton existant a été traité de manière à présenter une rugosité (environ $1/4 D_{max}$), une propreté et une humidité suffisantes avant la mise en place du nouveau béton.

4.3.4.3 Cisaillement aux joints entre éléments de construction

4.3.4.3.1 Lors du dimensionnement des joints entre éléments de construction, on tiendra compte des conditions malaisées de l'exécution en réduisant les valeurs indiquées au chiffre 4.2. Pour la vérification de la sécurité structurale des joints, on réduira les valeurs de calcul f_{cd} avec le coefficient $k_c = 0,5$ et f_{sd} avec le coefficient $k_f = 0,8$.

4.3.4.3.2 On réduira la valeur de calcul de la résistance à la compression du mortier de joint au moyen du coefficient $k_c = 0,6$. La valeur de calcul de la résistance au cisaillement du joint est donnée par :

$$\tau_{cd,red} = k_{c\tau} \tau_{cd} - k_{c\sigma} \sigma_d \leq 0,15 f_{cd} \quad (53)$$

Les coefficients à utiliser figurent au tableau 11. La contrainte normale σ_d (négative pour la compression) peut résulter d'une action extérieure ou d'un état d'équilibre intérieur (combinaison d'un champ de compression et de tirants).

Tableau 11 : Coefficients pour le calcul de la résistance au cisaillement des joints

Nature de la surface des joints	$k_{c\tau}$	$k_{c\sigma}$
Très lisse (coffrage métallique, en matière synthétique ou en bois spécialement traité)	0,025	0,5
Lisse (surface de béton sans traitement particulier)	0,35	0,6
Rugueuse (surface traitée de manière à être profondément rugueuse)	0,45	0,7
Profilée (joints à redans de 10 mm de profondeur au minimum, appropriés à la reprise du cisaillement)	0,5	0,9

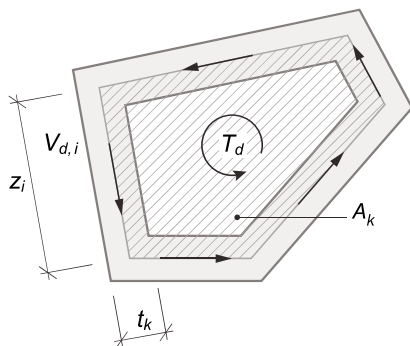
4.3.5 Torsion pure et sollicitations combinées

4.3.5.1 On déterminera la résistance à la torsion des poutres à section creuse ou pleine à partir d'une section creuse fictive selon la figure 19.

4.3.5.2 Pour autant que les sollicitations, les dimensions de la section et l'armature ne varient pas de manière brusque dans le sens longitudinal, on peut admettre que le flux de cisaillement dû à la torsion est uniforme sur tout le périmètre de la section participante. En conséquence, on pourra décomposer le couple de torsion en efforts tranchants équivalents agissant sur les parois constituant la section :

$$V_{d,i} = \frac{T_d}{2 A_k} z_i \quad (54)$$

Figure 19 : Définition de la section creuse fictive



4.3.5.3 Les indications du chiffre 4.3.3.3 sont applicables par analogie au dimensionnement de l'armature et des parois constituant la section. Pour des sections pleines, on estimera l'épaisseur de participation des parois comme suit :

$$t_k \leq \frac{d_k}{8} \quad (55)$$

Pour des sections creuses, on peut considérer que l'épaisseur de participation des parois est l'épaisseur effective à condition que les deux faces soient armées.

4.3.5.4 L'armature longitudinale de torsion calculée selon l'équation (50) sera soit répartie uniformément sur la largeur des parois constituant la section, soit concentrée aux angles.

4.3.5.5 En cas de sollicitations combinées de flexion, d'effort tranchant et de torsion, on remplacera les sollicitations intérieures par un système statiquement équivalent de forces normales et d'efforts tranchants. Le dimensionnement des armatures sera effectué par analogie avec les dispositions des chiffres 4.3.2 et 4.3.3.

4.3.6 Poinçonnement

4.3.6.1 Généralités

4.3.6.1.1 Les dispositions énumérées dans les chiffres qui suivent se rapportent au poinçonnement des dalles et des fondations par des colonnes. Elles s'appliquent aussi aux dalles nervurées présentant une section pleine au voisinage de la surface d'appui. Ces dispositions sont également applicables par analogie à tout problème de poinçonnement dû à des forces concentrées.

4.3.6.1.2 La capacité de déformation des dalles chargées par des forces concentrées peut être améliorée par les mesures suivantes :

- choix de la surface d'appui et de l'épaisseur de la dalle de grandeur suffisante et armature de flexion non surdimensionnée, de manière à ce que la rotation de la dalle ψ selon l'équation (59) et en relation au chiffre 4.3.6.4.2 soit plus grande que 0,020
- disposition d'une armature de poinçonnement qui remplit l'exigence de l'équation (66).

Si aucune de ces mesures n'est appliquée, le dimensionnement prendra en compte les déformations imposées selon chiffre 4.1.2.

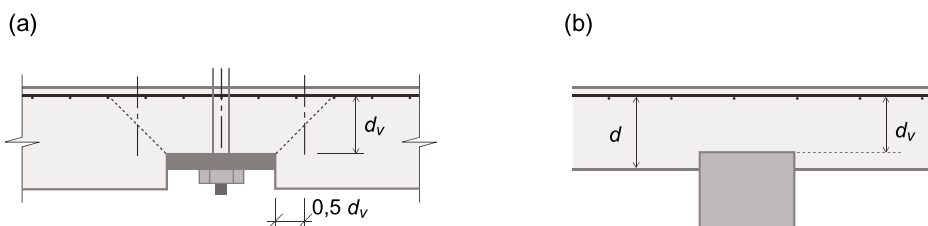
4.3.6.1.3 Afin d'éviter la ruine d'une partie importante de la structure par un effondrement progressif – à la suite d'un poinçonnement imprévisible – il est nécessaire d'appliquer au moins une des mesures suivantes :

- disposition d'une armature de poinçonnement qui remplit l'exigence de l'équation (66)
- disposition d'une armature de prévention contre l'effondrement total selon chiffre 4.3.6.7, de façon à ce que l'effort tranchant puisse être repris aussi après une rupture par poinçonnement.

4.3.6.2 Section de contrôle et valeur de calcul de l'effort tranchant

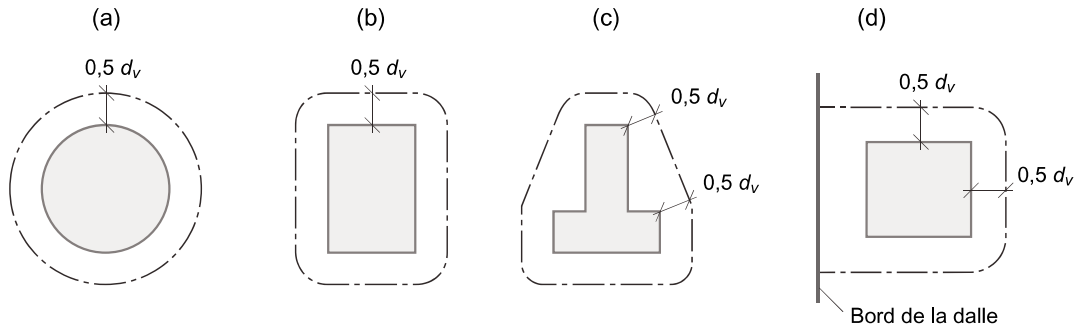
4.3.6.2.1 La hauteur statique efficace d_v pour la reprise de l'effort tranchant est mesurée à partir du niveau effectif de la surface d'appui selon la figure 20 jusqu'à la hauteur moyenne des deux nappes d'armature de traction.

Figure 20: Définition de la hauteur statique efficace



4.3.6.2.2 La vérification sera effectuée sur une section de périmètre u située à la distance $d_v/2$ de la surface d'appui. Lorsque la surface d'appui comporte des angles rentrants, on minimisera le périmètre selon la figure 21(c). En cas de colonnes de bord ou d'angle ou en cas d'évidements situés près des colonnes intérieures, la section de contrôle selon la figure 21(d) se termine au bord de la dalle, pour autant que la longueur de la section de contrôle ainsi obtenue soit inférieure à celle donnée par les figures 21(a) ou 21(b).

Figure 21: Définition de la section de contrôle

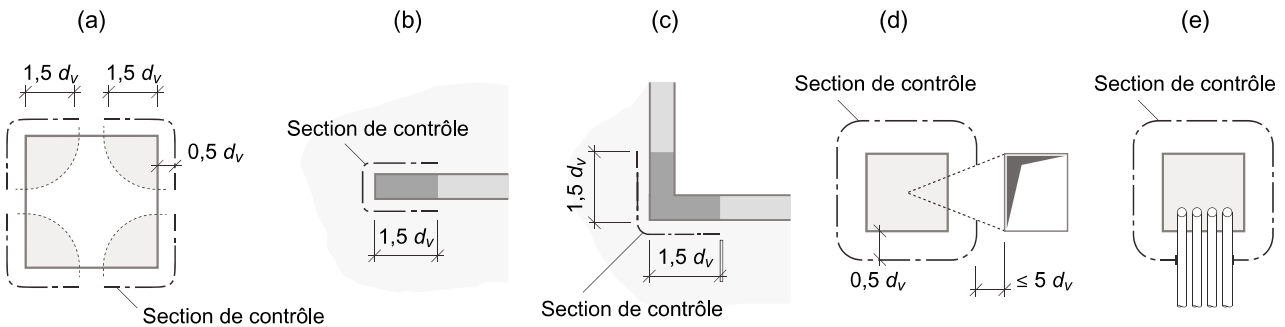


4.3.6.2.3

Dans le cas où l'effort tranchant le long de la section de contrôle n'est pas réparti de façon uniforme à cause de la géométrie ou des sollicitations de la dalle, le périmètre u de la section de contrôle devra être réduit. On tiendra compte des cas suivants en les cumulant :

- Concentration des efforts de cisaillement sur les angles de grandes surfaces d'appui. Cet effet peut être considéré de façon approchée par la limitation de la longueur des segments rectilignes de la section de contrôle selon la figure 22(a–c)
- Discontinuités géométriques et statiques de la dalle. Les évidements dont la distance à la section de contrôle est $< 5d_v$ doivent être pris en compte selon la figure 22(d). La disposition de conduites noyées dans le béton, de groupements de tubes et d'incorporés dont la distance à la section de contrôle est $< 5d_v$ est admise seulement radialement à la surface d'appui. La réduction du périmètre u de la section de contrôle sera déterminée selon la figure 22(e). Les conduites qui traversent la zone sollicitée par l'effort tranchant à une distance plus grande sont à traiter selon chiffre 4.3.3.2.8
- Toute transmission de moments de la colonne à la dalle provoque une répartition non uniforme de l'introduction de la force de cisaillement le long de la section de contrôle. On en tiendra compte par la multiplication du périmètre réduit de la section de contrôle selon figure 22, par le coefficient de réduction k_e conformément au chiffre 4.3.6.2.4 ou 4.3.6.2.5
- Si des forces concentrées $> 0,2V_d$ agissent plus près de la section de contrôle que $3d_v$, il en résulte une répartition non uniforme de l'effort tranchant dans la section de contrôle qui doit être prise en compte.

Figure 22: Réduction de la section de contrôle pour une répartition non-uniforme de la sollicitation de cisaillement



4.3.6.2.4

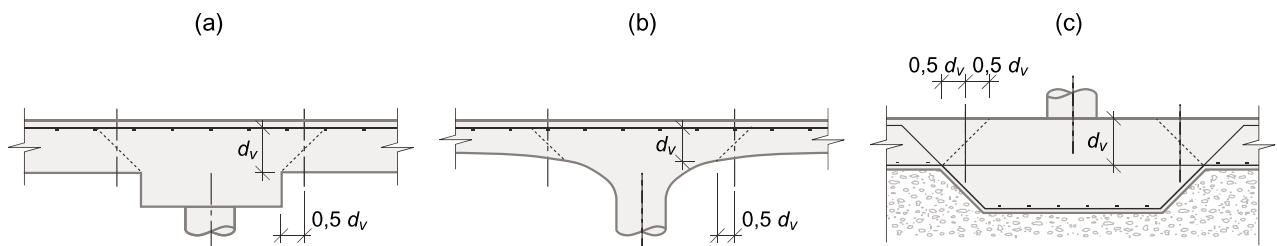
Le coefficient k_e de réduction du périmètre de la section de contrôle induit par la transmission des moments de la colonne à la dalle peut en général être déterminé comme suit :

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} \quad (56)$$

où b représente le diamètre d'un cercle de surface équivalente à celle délimitée par la section de contrôle selon la figure 21, et où e_u est l'excentricité entre la résultante de la force d'appui et le centre de gravité de la section de contrôle. Pour la détermination du centre de gravité, les parties courbes de la section de contrôle peuvent être remplacées de manière approchée par une prolongation des segments droits.

- 4.3.6.2.5 Pour des planchers-dalles à trame et portées régulières avec des colonnes encastrees et non soumises à l'action de charges horizontales, on peut admettre la valeur approchée k_e comme suit:
- $k_e = 0,9$ pour des colonnes intérieures
 - $k_e = 0,75$ pour les extrémités et les angles de murs
 - $k_e = 0,7$ pour des colonnes de bord et des colonnes intérieures avec de grands évidements à proximité
 - $k_e = 0,65$ pour les colonnes d'angle.
- 4.3.6.2.6 Lors de la détermination de la valeur de calcul de l'effort tranchant, on pourra déduire les actions agissant à l'intérieur de la section de contrôle (par exemple le poids propre, la réaction du sol sous les semelles de fondation ou les forces de déviation des unités de précontrainte).
- 4.3.6.2.7 Dans les dalles présentant des renforcements ou des affaiblissements, on prêtera attention au fait que la section de contrôle peut se trouver à une distance de la surface d'appui plus grande que celle définie au chiffre 4.3.6.2.2. En présence de plusieurs sections de contrôle possibles, la section déterminante est celle qui présente la plus faible résistance au poinçonnement. La hauteur statique d_v correspondante sera déterminée selon la figure 23.

Figure 23: Hauteur statique des dalles avec renforcements ou affaiblissements



4.3.6.3 Dalles sans armature de poinçonnement

4.3.6.3.1 La résistance au poinçonnement des dalles sans armature de poinçonnement est donnée par:

$$V_{Rd,c} = k_r \tau_{cd} d_v u \quad (57)$$

4.3.6.3.2 Le coefficient k_r , qui tient compte de la taille de l'élément de construction, de la rotation de la dalle et du diamètre maximal du granulat, est donné par:

$$k_r = \frac{1}{0,45 + 0,18 \psi d k_g} \leq 2 \quad d \text{ en mm} \quad (58)$$

On déterminera le coefficient k_g selon chiffre 4.3.3.2.1.

4.3.6.4 Détermination de la rotation de la dalle

4.3.6.4.1 On déterminera la rotation ψ de la dalle en fonction de l'élancement r_s/d , de l'allongement d'écoulement de l'acier f_{sd}/E_s et du degré de sollicitation à la flexion de la bande d'appui m_{sd}/m_{Rd} , comme suit:

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{sd}}{E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} \quad (59)$$

Pour des dalles de portées, d'armatures ou de sollicitations à la flexion différentes dans les deux directions, la rotation la plus grande en direction x ou y est déterminante. Les grandeurs m_{Rd} , m_{sd} et r_s sont à déterminer pour les deux directions x et y .

4.3.6.4.2 L'équation (59) peut être utilisée en différents degrés d'approximation:

- Degré d'approximation 1: pour les planchers-dalles à trame régulière avec $0,5 \leq l_x/l_y \leq 2$ qui ont été dimensionnés sans grandes redistributions plastiques des moments de flexion, on peut admettre approximativement $m_{sd}/m_{Rd} = 1,0$. La distance r_s dans la direction radiale entre l'axe de la colonne et le point de moment nul, sera déterminée selon chiffre 4.3.6.4.4
- Degré d'approximation 2: afin de considérer le degré de sollicitation à la flexion de la bande d'appui dans l'équation (59) pour les planchers-dalles à trame régulière avec $0,5 \leq l_x/l_y \leq 2$, la distance r_s dans la direction radiale entre l'axe de la colonne et le point de moment nul sera déterminée selon chiffre 4.3.6.4.4 et la valeur moyenne des moments de flexion m_{sd} dans la bande d'appui sera estimée selon le chiffre 4.3.6.4.7

- Degré d'approximation 3: pour les dalles de géométrie complexe, pour les planchers-dalles de portées $l_x/l_y < 0,5$ respectivement $l_x/l_y > 2$ ou si une étude plus détaillée est nécessaire, la valeur moyenne des moments de flexion m_{sd} dans la bande d'appui et la distance r_s dans la direction radiale entre l'axe de la colonne et le point de moment nul peuvent être déterminées selon chiffre 4.3.6.4.8 avec une méthode de calcul basée sur la théorie de l'élasticité. Dans ce cas le facteur 1,5 dans l'équation (59) doit être remplacé par 1,2.

4.3.6.4.3 Pour des dalles précontraintes, on peut modifier l'équation (59) en remplaçant le moment m_{sd} par $(m_{sd} - m_{Dd})$ et la résistance à la flexion m_{Rd} par $(m_{Rd} - m_{Dd})$, où m_{Dd} désigne le moment de décompression dû à la précontrainte dans la bande d'appui. On tiendra compte des efforts dus aux déformations imposées ou entravées ainsi que des pertes dues au retrait, au fluage et à la relaxation. Les effets défavorables de la précontrainte sont à prendre en compte.

4.3.6.4.4 Pour les degrés d'approximation 1 et 2 selon chiffre 4.3.6.4.2, on peut admettre approximativement $r_{sx} = 0,22l_x$ et $r_{sy} = 0,22l_y$. En présence de portées adjacentes différentes, on tiendra compte systématiquement de la plus grande portée.

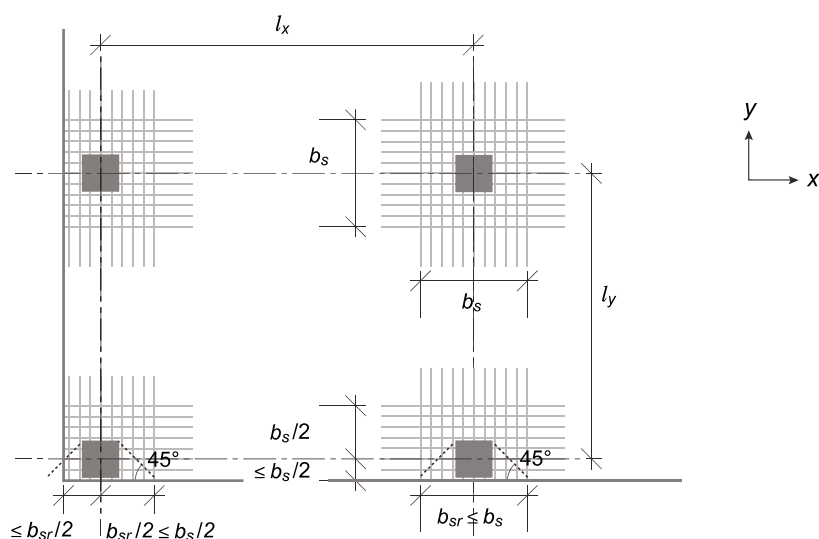
4.3.6.4.5 On déterminera les résistances à la flexion m_{Rd} comme des valeurs moyennes sur les bandes d'appui selon la figure 24 et l'équation (60). L'armature prise en compte dans ce calcul devra remplir les règles données au chiffre 5.5.3.7. On pourra également tenir compte des unités de précontrainte.

4.3.6.4.6 La largeur b_s de la bande d'appui vaut:

$$b_s = 1,5 \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} \leq l_{min} \quad (60)$$

La largeur représentative des bandes de bord avec colonnes d'angle et des bandes perpendiculaires au bord avec colonnes de bord est limitée par la valeur b_{sr} selon la figure 24.

Figure 24: Largeur des bandes d'appui



4.3.6.4.7 Pour le degré d'approximation 2 selon le chiffre 4.3.6.4.2, on pourra admettre approximativement les moments moyens m_{sd} dans la bande d'appui comme suit:

– colonnes intérieures pour l'armature dans les deux directions: $m_{sd} = V_d \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{2b_s} \right) \quad (61)$

– colonnes de bord:

– pour l'armature parallèle au bord $m_{sd} = V_d \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{2b_s} \right) \geq \frac{V_d}{4} \quad (62)$

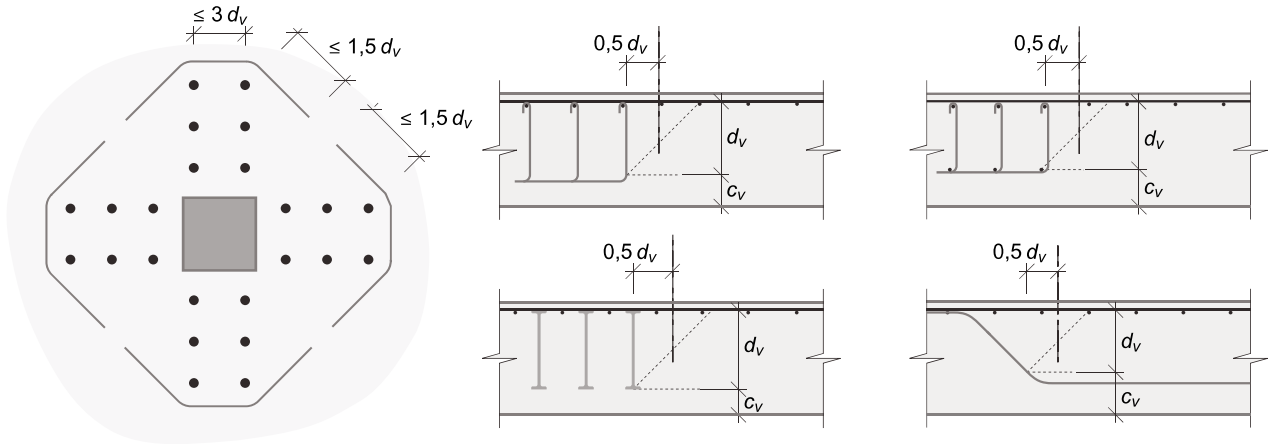
– pour l'armature perpendiculaire au bord $m_{sd} = V_d \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{b_s} \right) \quad (63)$

– colonnes d'angle pour l'armature dans les deux directions: $m_{sd} = V_d \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{b_s} \right) \geq \frac{V_d}{2} \quad (64)$

où $e_{u,i}$ est la composante de l'excentricité e_u dans la direction de l'armature considérée. Pour les colonnes de bord et d'angle, il faut prendre en considération qu'en fonction de la transmission des moments de la colonne à la dalle, la nappe supérieure ou la nappe inférieure de l'armature perpendiculaire au bord sera sollicitée à la traction.

- 4.3.6.4.8 Pour le degré d'approximation 3 selon chiffre 4.3.6.4.2, les distances r_{sx} et r_{sy} entre le point de moment nul dans la direction radiale et l'axe de la colonne ainsi que les valeurs moyennes des moments de flexion m_{sd} dans les bandes d'appui seront calculées avec une méthode de calcul basée sur la théorie de l'élasticité et sans prise en compte de la fissuration. La grandeur m_{sd} est la valeur moyenne des moments de flexion sur une largeur b_s de la bande d'appui, déterminée sur le bord le plus chargé de la surface d'appui. Les moments de torsion seront pris en compte de façon analogue au dimensionnement de l'armature de flexion. Pour les colonnes de bord et d'angle, on utilisera la distance $r_s \geq 2/3 b_{sr}$.
- 4.3.6.5 Dalles avec armature de poinçonnement
- 4.3.6.5.1 Les vérifications suivantes sont à effectuer pour des dalles avec armature de poinçonnement :
- vérification de l'armature de poinçonnement (chiffres 4.3.6.5.2 à 4.3.6.5.6)
 - vérification de la première bielle de compression du béton près de la surface d'appui (chiffres 4.3.6.5.7 et 4.3.6.5.8)
 - vérification du poinçonnement en dehors de la zone renforcée (chiffre 4.3.6.5.9).
- 4.3.6.5.2 L'armature de poinçonnement peut être dimensionnée en fonction de l'effort tranchant suivant :
- $$V_{d,s} = V_d - V_{Rd,c} \quad (65)$$
- 4.3.6.5.3 La condition suivante doit être remplie afin d'assurer une capacité de déformation suffisante :
- $$V_{d,s} \geq \frac{V_d}{2} \quad (66)$$
- 4.3.6.5.4 La contribution de l'armature de poinçonnement vaut :
- $$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} k_e \sigma_{sd} \sin \beta \quad (67)$$
- où seule l'armature de poinçonnement située à une distance entre $0,35d_v$ et d_v de la surface d'appui peut être prise en compte. La valeur de calcul de la contrainte d'une armature verticale de poinçonnement est définie par :
- $$\sigma_{sd} = \frac{E_s \psi}{6} \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \frac{d}{\varnothing_{sw}} \right) \leq f_{sd} \quad (68)$$
- où l'on considérera pour la valeur de calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} les valeurs du tableau 19 et pour f_{sd} la valeur de calcul de la limite d'écoulement de l'armature de poinçonnement.
- 4.3.6.5.5 L'efficacité des armatures de poinçonnement qui ne répondent pas aux dispositions des chiffres 5.2.4 et 5.5.3.7 à 5.5.3.12 doit être vérifiée de manière expérimentale.
- 4.3.6.5.6 On peut tenir compte des barres d'armature relevées dont les extrémités sont totalement ancrées. La valeur de calcul de la contrainte dans l'armature est définie de façon approchée par l'équation (68).
- 4.3.6.5.7 La résistance au poinçonnement est limitée par la résistance ultime de la première bielle de compression du béton adjacente à la surface d'appui et définie de la manière suivante :
- $$V_{Rd,c} = 2 k_r \tau_{cd} d_v u \leq 3,5 \tau_{cd} d_v u \quad (69)$$
- 4.3.6.5.8 Les facteurs 2 et 3,5 dans l'équation (69) peuvent être augmentés pour une armature de poinçonnement particulièrement efficace, qui devra en général répondre à des dispositions constructives plus sévères que celles définies aux chiffres 5.5.3.7 à 5.5.3.12. Il est dans ce cas nécessaire de certifier par des essais qu'un niveau de sécurité comparable à celui du cas de dimensionnement des dalles sans armature de poinçonnement est atteint.
- 4.3.6.5.9 L'étendue de la zone pourvue d'une armature de poinçonnement sera validée par une vérification supplémentaire. Pour cette vérification, la surface d'appui sera définie par le pourtour extérieur de l'armature de poinçonnement. On pourra déterminer le périmètre de la section de contrôle selon les chiffres 4.3.6.2.1 à 4.3.6.2.3 et par la figure 25, la valeur de calcul de l'effort tranchant par le chiffre 4.3.6.2.6 et la résistance à l'effort tranchant par le chiffre 4.3.6.3. La hauteur statique efficace d_v sera définie selon la figure 25.

Figure 25: Périmètre de la section de contrôle et hauteur statique efficace dans la bande de transition entre les zones avec et sans armature de poinçonnement



4.3.6.6 Dalles avec têtes de poinçonnement en acier

4.3.6.6.1 En l'absence d'études particulières, seule la résistance de la tête de poinçonnement en acier sera prise en compte lors de la vérification au poinçonnement.

4.3.6.6.2 On effectuera une vérification séparée selon les chiffres 4.3.6.3 à 4.3.6.5 à l'extérieur de la tête de poinçonnement en acier. Pour cette vérification, la surface d'appui sera définie par le pourtour des âmes ou des éléments d'acier les plus extérieurs destinés à reprendre l'effort tranchant. On pourra calculer le périmètre de la section de contrôle ainsi que la valeur de calcul de l'effort tranchant selon le chiffre 4.3.6.2. La hauteur statique efficace d_v sera calculée selon chiffre 4.3.6.2.

4.3.6.7 Prévention contre l'effondrement total

4.3.6.7.1 Afin d'éviter l'effondrement total d'une dalle suite à un poinçonnement imprévisible, il faut assurer une capacité de redistribution suffisante des sollicitations après le poinçonnement.

4.3.6.7.2 Une armature relevée ou une armature sur la face de la dalle comprimée en flexion permet de maintenir la résistance résiduelle suivante:

$$V_{Rd,res} = \sum (A_s f_{sd} k_\beta) \leq 1,7 \tau_{cd} d_{int} u_{int} \quad (70)$$

d_{int} représente la distance entre l'armature de flexion et l'armature contre l'effondrement total. Les valeurs du coefficient k_β sont données dans le tableau 12. Le périmètre de la section de contrôle u_{int} après poinçonnement selon la figure 26 est défini ainsi:

$$u_{int} = \sum (s_{int} + \frac{\pi}{2} d_{int}) \quad (71)$$

Figure 26: Section de contrôle u_{int} après poinçonnement pour la prévention contre l'effondrement total

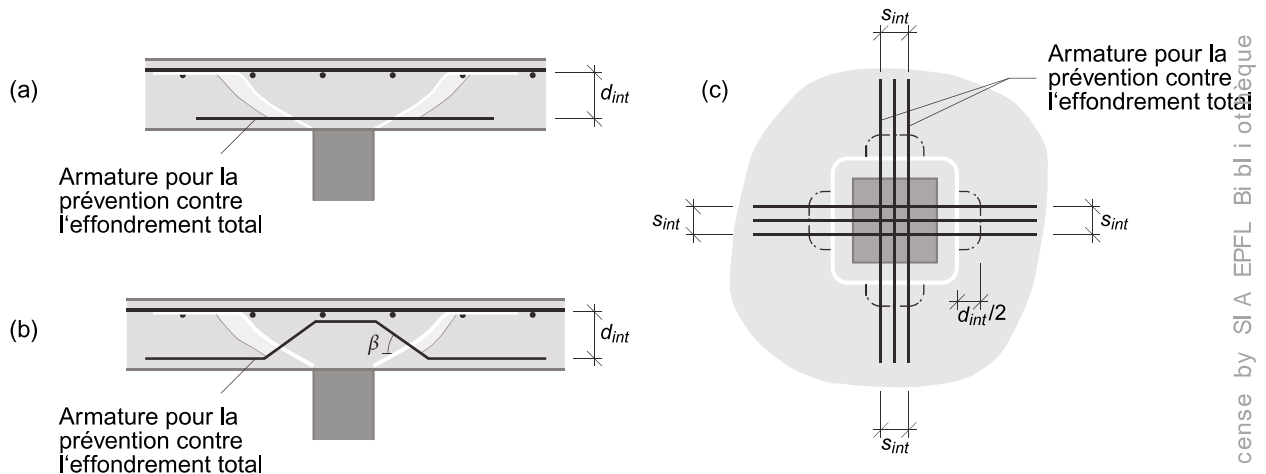


Tableau 12: Valeurs du coefficient k_β pour la détermination de l'efficacité d'une armature pour la prévention contre l'effondrement total

Classe de ductilité	A	B	C
Inclinaison de l'armature β [°]	Coefficient k_β		
0	0	0,37	0,49
30	0	0,54	0,58
45	0	0,69	0,74

4.3.6.7.3 Toute armature qui traverse le périmètre de la surface d'appui et qui est suffisamment ancrée peut être prise en compte. Les armatures perpendiculaires au bord de la dalle doivent être ancrées à l'intérieur de la surface d'appui.

4.3.6.7.4 La valeur de calcul de l'effort tranchant correspond à la sollicitation de la situation de risque accidentelle pour laquelle l'effondrement doit être exclu.



4.3.7 Eléments comprimés

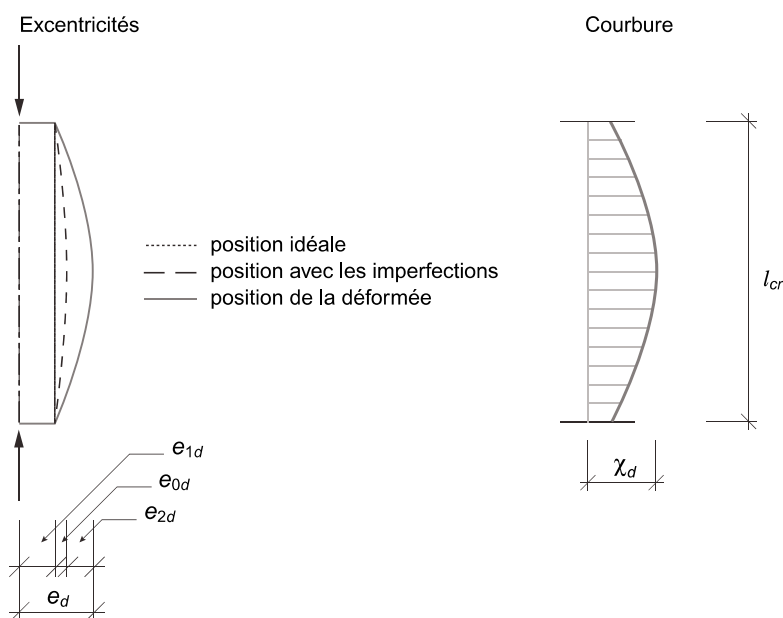
4.3.7.1 Les chiffres qui suivent traitent des éléments de construction dont le comportement est affecté de manière significative par les effets du second ordre.

4.3.7.2 La vérification doit être menée sur le système déformé à l'aide des valeurs de calcul des différentes actions. Le calcul des déformations sera basé sur les dispositions des chiffres 4.2 et 4.3.2. On tiendra aussi compte des imperfections géométriques au sens du chiffre 4.1.3.2, de la fissuration, de la non-linéarité du comportement des matériaux ainsi que du fluage et du retrait du béton.

4.3.7.3 La valeur de calcul du moment de flexion est donnée par la relation :

$$M_d = -N_d e_d \quad (72)$$

Figure 27: Résultante de l'effort normal, excentricités et variation de la courbure



4.3.7.4 On peut calculer de la manière suivante l'excentricité maximale e_d , soit la distance maximale entre la résultante de l'effort normal et l'axe de l'élément déformé (figure 27) :

$$e_d = e_{0d} + e_{1d} + e_{2d} \quad (73)$$

4.3.7.5 On prendra pour l'excentricité e_{0d} due aux imperfections la plus grande des valeurs suivantes :

$$e_{0d} = \alpha_i \frac{l_{cr}}{2} \quad \text{avec } \alpha_i \text{ selon chiffre 4.1.3.2 ou} \quad e_{0d} = \frac{d}{30} \quad (74)$$

4.3.7.6 On déterminera l'excentricité du 1^{er} ordre due aux valeurs de calcul des différentes actions avec la relation :

$$e_{1d} = \frac{M_{1d}}{-N_d} \quad (75)$$

4.3.7.7 On peut calculer l'excentricité due à la déformation de l'élément comprimé au moyen de la relation suivante :

$$e_{2d} = \chi_d \frac{l_{cr}^2}{c} \quad (76)$$

On peut estimer la courbure maximale χ_d selon le chiffre 4.3.7.8 ou la calculer selon les chiffres 4.3.7.9 et 4.3.7.10. La constante d'intégration c dépend de la répartition de la courbure sur la hauteur de l'élément comprimé ; le chiffre 4.3.7.12 contient des données à ce sujet.

4.3.7.8 Dans la recherche de solutions approchées, on estimera la courbure maximale avec la relation suivante :

$$\chi_d \cong \frac{2f_{sd}}{E_s(d-d')} \quad (77)$$

L'influence du fluage et du retrait est déjà incluse dans l'équation (77).

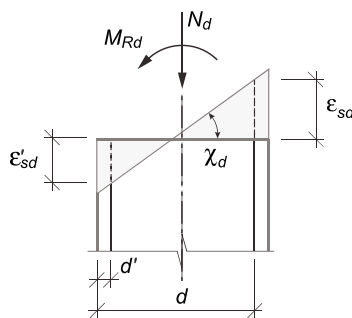
4.3.7.9 On obtiendra une valeur plus précise de la courbure maximale sur la base du plan de déformation correspondant à la résistance à la flexion sous l'effort normal N_d (figure 28) :

$$\chi_d = \frac{\varepsilon_{sd} - \varepsilon'_{sd}}{d - d'} \quad (78)$$

En général, la courbure déterminante est celle qui correspond au début de l'écoulement de l'armature tendue ou de l'armature comprimée. On peut aussi partir d'une courbure plus faible dans le cas de grands efforts normaux, ou de la courbure correspondant à la déformation spécifique ε_{c2d} dans le cas d'efforts normaux faibles. La résistance ultime la plus élevée est déterminante.

4.3.7.10 Lorsque le dimensionnement des éléments comprimés tient compte d'une augmentation de résistance selon le chiffre 4.2.1.8 et de déformations spécifiques $> \varepsilon_{c1d}$, la résistance ultime doit être vérifiée selon le chiffre 4.2.1.9.

Figure 28: Plan de déformation correspondant à la courbure maximale



4.3.7.11 On pourra approximativement assimiler les déformations dues au fluage et au retrait du béton à une courbure préalable de la section. Dans ce cas, on majorera la courbure maximale calculée selon le chiffre 4.3.7.9 d'une contribution irréversible égale à :

$$\chi_{irr,d} = \frac{|\varepsilon_{c\infty}|}{d} \quad (79)$$

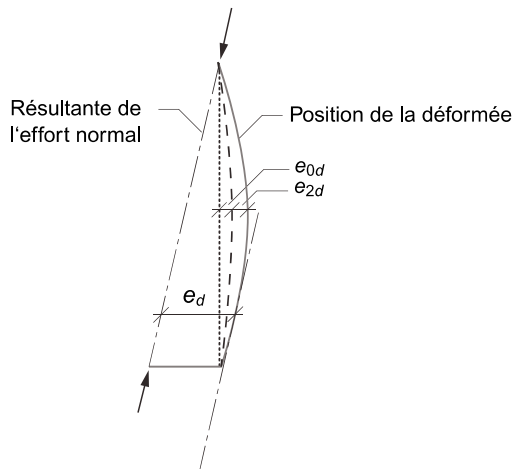
On pourra calculer la déformation spécifique maximale $\varepsilon_{c\infty}$ due au retrait et au fluage de la zone comprimée sur la base des actions du premier ordre.

4.3.7.12 Pour une solution approchée, on peut admettre la valeur suivante pour la constante d'intégration c :

$$c = \pi^2 \quad (80)$$

- 4.3.7.13 Si la section déterminante ne se trouve pas au droit des valeurs maximales de e_{0d} et e_{2d} , on réduira les excentricités selon les indications de la figure 29. On pourra admettre que l'excentricité e_{2d} suit approximativement une courbe affine à la déformée de flambage.

Figure 29: Excentricités dans la section déterminante



- 4.3.7.14 Dans l'étude des cadres hyperstatiques, on peut admettre l'apparition de plastifications lors de la détermination de la résistance des éléments comprimés pris isolément. Afin de garantir une capacité de déformation plastique suffisante, on prévoira des dispositions constructives conformes aux indications au chiffre 5.7.2.

4.3.8 Fatigue

4.3.8.1 Généralités

- 4.3.8.1.1 Les chiffres qui suivent traitent de la fatigue du béton et de l'armature passive. Une vérification à la fatigue est nécessaire lorsque l'on peut s'attendre à plus de 50 000 alternances de contraintes. Cela s'applique d'une manière générale aux ponts supportant des voies ferrées, aux éléments de construction en contact direct avec des charges de roues (par exemple les tabliers de ponts, les voies de grues ou de ponts roulants) et les socles et fondations de machines.

- 4.3.8.1.2 Le respect des règles constructives du chiffre 5.6 restreint à un minimum le risque induit par la fatigue.

- 4.3.8.1.3 On effectuera séparément les vérifications à la fatigue du béton et de l'armature, en comparant les sollicitations aux valeurs de calcul de la résistance à la fatigue. Les contraintes seront calculées dans le stade fissuré, conformément au chiffre 4.1.4.1.

- 4.3.8.1.4 Dans le cas des unités de précontrainte avec adhérence, on effectuera le calcul des contraintes conformément aux dispositions du chiffre 4.1.5.4. Pour tenir compte de la différence de comportement, en matière d'adhérence, entre l'acier d'armature passive et l'acier de précontrainte, on majorera les contraintes dans l'acier d'armature passive au moyen du facteur suivant:

$$k_{\xi} = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \sqrt{\xi} (\varnothing_s / \varnothing_p)} \quad (81)$$

Les plus gros diamètres $\varnothing_p$ et $\varnothing_s$ sont déterminants. La relation ci-dessous donne le diamètre équivalent d'une unité de précontrainte dont l'aire de la section est A_{p1} :

$$\varnothing_p = \sqrt{A_{p1}} \quad (82)$$

- 4.3.8.1.5 On admettra comme rapport des contraintes d'adhérence entre l'acier de précontrainte et l'acier d'armature passive, la valeur approchée de:

$$\xi = \frac{1}{f_{ctm}} \quad f_{ctm} \text{ en N/mm}^2 \quad (83)$$

- 4.3.8.1.6 Dans le cas de la précontrainte sans adhérence ou de la précontrainte extérieure, on déterminera de manière itérative les contraintes dans l'acier de précontrainte.

- 4.3.8.1.7 Pour des poutres et des dalles avec armature d'effort tranchant, on calculera les différences de contrainte dans l'armature de flexion et d'effort tranchant par analogie avec les indications de la figure 18. On déterminera l'angle d'inclinaison α_{fat} à l'aide de la relation suivante :

$$\tan \alpha_{fat} = \sqrt{\tan \alpha} \leq 1 \quad (84)$$

4.3.8.2 Vérification de l'armature

- 4.3.8.2.1 Les valeurs de calcul de la résistance à la fatigue pour les types d'armatures courants figurent dans le tableau 13. Ce sont les résistances nominales à la fatigue définies à la figure 6 divisées par le facteur partiel γ_s .

- 4.3.8.2.2 A défaut de résultats obtenus par des essais particuliers, on déterminera la valeur de calcul de la résistance à la fatigue des barres façonnées en multipliant la valeur correspondant aux barres rectilignes par le coefficient k_ϕ :

$$k_\phi = 0,35 + 0,026 \frac{d_l}{\phi_s} \quad (85)$$

- 4.3.8.2.3 On effectuera d'abord la vérification à la fatigue pour la limite de fatigue :

$$\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat}) \leq \Delta\sigma_{sd,D} \quad (86)$$

On calculera la différence de contrainte $\Delta\sigma_{sd}$ sous les actions de fatigue selon la norme SIA 261. La relation ci-dessous donne une valeur approchée de la limite de fatigue :

$$\Delta\sigma_{sd,D} \cong 0,8 \Delta\sigma_{sd,fat} \quad (87)$$

Pour l'acier de précontrainte, on appliquera par analogie les relations (86) et (87).

- 4.3.8.2.4 Au cas où la condition définie par la relation (86) n'est pas remplie, on effectuera une vérification de la résistance à la fatigue :

$$\Delta\sigma_{sd} = \lambda \Delta\sigma_{sd}(Q_{fat}) \leq \Delta\sigma_{sd,fat} \quad (88)$$

On calculera la différence de contrainte $\Delta\sigma_{sd}$ sous les actions de fatigue selon la norme SIA 261. Les facteurs de correction des charges de fatigue λ figurent dans la norme SIA 261. Pour l'acier de précontrainte, on appliquera par analogie la relation (88).

Tableau 13: Valeurs de dimensionnement de la résistance à la fatigue $\Delta\sigma_{sd,fat}$ et $\Delta\sigma_{pd,fat}$

Type d'armature	Valeurs de calcul de la résistance à la fatigue $\Delta\sigma_{sd,fat}$, $\Delta\sigma_{pd,fat}$ [N/mm ²]
Acier d'armature passive	
barres rectilignes $\phi \leq 20$ mm	145
étriers verticaux $\phi \leq 16$ mm façonnés selon le chiffre 5.2.4	135
barres rectilignes $20 \text{ mm} < \phi \leq 40$ mm	120
– joints longitudinaux soudés – joints de croisement soudés (treillis, par exemple) – liaisons mécaniques des barres	55 ¹⁾
Acier de précontrainte et unités de précontrainte	
– unités de précontrainte monotorons sans adhérence – unités de précontrainte à torons, monocouches, dans des gaines en matière synthétique	175
– torons et barres pour la précontrainte par fils adhérents – unités de précontrainte à fils ou à torons, en plusieurs couches, avec ou sans adhérence, dans des gaines en matière synthétique	145 ²⁾
Unités de précontr. à fils ou à torons, avec ou sans adhérence, dans des gaines en acier	95 ²⁾
Ancrages, coupleurs	70 ¹⁾
¹⁾ Des valeurs plus élevées peuvent être utilisées dans la mesure où elles se fondent sur des essais concluants. ²⁾ L'élément déterminant des unités de précontrainte sans adhérence est en général constitué par les ancrages.	

- 4.3.8.2.5 Dans des cas exceptionnels (fondations de machines, mâts ou installations hydrauliques sous pression, par exemple) la vérification à la fatigue peut être effectuée par l'estimation du cumul des dommages correspondants. On prendra dans ce cas, par mesure de simplification, une droite de résistance à la fatigue de pente $m = 4$. La vérification est donnée par la condition suivante :

$$\Delta\sigma_{ed}(Q_{fat}) \leq \Delta\sigma_{sd,fat} \quad (89)$$

La différence de contrainte équivalente due à l'action de la fatigue est donnée par :

$$\Delta\sigma_{ed}(Q_{fat}) = \left[\frac{\sum_{i=1}^N \Delta\sigma_{sd,i}^m}{2 \cdot 10^6} \right]^{\frac{1}{m}} \quad (90)$$

4.3.8.3 Vérification du béton

- 4.3.8.3.1 La vérification à la fatigue des zones de compression par flexion et des champs de compression des poutres et des dalles avec armature d'effort tranchant doit respecter pour la compression dans le béton la condition :

$$|\sigma_{cd}|_{max} \leq 0,5 k_c f_{cd} + 0,45 |\sigma_{cd}|_{min} \leq 0,9 k_c f_{cd} \quad (91)$$

Les contraintes de compression dans le béton $\sigma_{cd,min}$ et $\sigma_{cd,max}$ seront calculées pour les actions de fatigue de la norme SIA 261. Dans le cas où l'on trouve pour $\sigma_{cd,min}$ une valeur > 0 (traction), on introduira $\sigma_{cd,min} = 0$ dans l'équation (91).

- 4.3.8.3.2 La vérification à la fatigue des dalles sans armature d'effort tranchant respectera les conditions suivantes :

$$\frac{v_{d,min}}{v_{d,max}} \geq 0: |v_d|_{max} \leq 0,5 v_{Rd} + 0,45 |v_d|_{min} \leq 0,9 v_{Rd} \quad (92)$$

$$\frac{v_{d,min}}{v_{d,max}} < 0: |v_d|_{max} \leq 0,5 v_{Rd} - |v_d|_{min} \quad (93)$$

Les valeurs de calcul de l'effort tranchant $v_{d,min}$ et $v_{d,max}$ seront calculées pour les actions de fatigue de la norme SIA 261. La résistance à l'effort tranchant v_{Rd} sera déterminée conformément aux dispositions des chiffres 4.3.3.2 et 4.3.6.

4.3.9 Situation de projet séisme

4.3.9.1 Généralités

- 4.3.9.1.1 On effectuera le calcul des sollicitations et des déformations selon le chiffre 4.1.4.1, en admettant des valeurs de rigidités moyennes. On tiendra compte de l'effet des déformations plastiques au moyen du coefficient de comportement q (cf. norme SIA 261).

- 4.3.9.1.2 Le dimensionnement sera effectué selon un modèle de comportement ductile ou non ductile de la structure porteuse.

4.3.9.2 Comportement non ductile de la structure

- 4.3.9.2.1 Les structures porteuses dimensionnées pour un comportement non ductile ne sont soumises à aucune exigence supplémentaire spécifique aux séismes.

- 4.3.9.2.2 Le coefficient de comportement q figure dans le tableau 14. Lorsqu'une structure porteuse contient des armatures appartenant à différentes classes de ductilité, on utilisera généralement la valeur la plus basse.

Tableau 14: Coefficient de comportement q pour les structures porteuses à comportement non ductile

Classe de ductilité de l'acier	Acier d'armature passive			Acier de précontrainte
	A	B	C	
Coefficient de comportement q	1,5	2,0	2,0	1,5

- 4.3.9.3 Comportement ductile de la structure
- 4.3.9.3.1 On appliquera aux structures porteuses à comportement ductile les règles du dimensionnement en capacité. On respectera aussi les dispositions des chiffres 4.3.9.4, 4.3.9.5 et 5.7.
- 4.3.9.3.2 Les dispositions qui suivent concernent le béton des classes de résistance $\geq C 20/25$ et $\leq C 50/60$.
- 4.3.9.3.3 Lors du dimensionnement et de l'élaboration des dispositions constructives, on prêtera attention aux points suivants :
- On distinguera les zones plastiques et les zones élastiques de la structure porteuse. Les zones élastiques doivent rester élastiques sous les actions sismiques. Les zones plastiques doivent permettre la formation de rotules plastiques
 - L'emplacement des zones plastiques sera choisi de manière à favoriser la dissipation d'énergie
 - Les dispositions constructives dans les zones plastiques doivent assurer une grande capacité de déformation. Cette exigence est considérée comme remplie si les dispositions du chiffre 5.7 sont respectées
 - La détermination des valeurs de calcul des efforts tranchants V_d^+ majorées sera effectuée à l'aide des résistances à la flexion M_{Rd}^+ calculées en tenant compte des surrésistances. A cet effet, on utilisera les dimensions effectives des sections et les valeurs moyennes des limites d'écoulement des armatures ; en l'absence d'études approfondies, on admettra que ces dernières valent pour la classe de ductilité B $1,1 f_{sk}$, pour la classe de ductilité C $1,2 f_{sk}$ et pour l'acier de précontrainte $1,1 f_{p0,1k}$.
- 4.3.9.3.4 On peut admettre un comportement ductile des structures précontraintes, pour autant que cette hypothèse soit confirmée par une vérification ; sinon on admettra un comportement non ductile. Dans chaque cas, des dispositions constructives bien étudiées doivent assurer une ductilité suffisante des zones plastiques.
- 4.3.9.3.5 Le coefficient de comportement q doit être déterminé dans les zones plastiques selon le tableau 15 en fonction de la classe de ductilité de l'armature. Pour les structures porteuses avec des armatures de classes de ductilité B et C, dans les zones plastiques, on utilisera la valeur la plus basse de q . Les structures à comportement ductile ne doivent pas contenir d'acier d'armature de classe de ductilité A et ce même en dehors des zones plastiques.

Tableau 15: Coefficient de comportement q pour les structures porteuses à comportement ductile

Classe de ductilité de l'acier	Acier d'armature passive		
	A	B	C
Coefficient de comportement q	non admis	3,0	4,0

- 4.3.9.3.6 Une structure porteuse comportant des planchers-dalles peut être dimensionnée pour un comportement ductile si la contribution des colonnes est négligée lors du dimensionnement du contreventement de la structure. En règle générale, on disposera une armature de poinçonnement selon le chiffre 4.3.6.
- 4.3.9.4 Parois porteuses
- 4.3.9.4.1 Les chiffres qui suivent, de même que le chiffre 5.7.1, s'appliquent aux parois porteuses encastrées en pied et dont l'élancement $h_w/l_w > 2$.
- 4.3.9.4.2 Le calcul des sollicitations doit tenir compte de la surrésistance et, le cas échéant, des modes propres de vibrations d'ordre supérieur. L'application des chiffres 4.3.9.4.3 et 4.3.9.4.4 permet de prendre en compte ces influences pour des bâtiments dont la rigidité est principalement assurée par des parois porteuses et lors de l'utilisation de la méthode des forces de remplacement selon la norme SIA 261.
- 4.3.9.4.3 On considérera que les valeurs de calcul des moments de flexion M_d entre la tête et le pied de la paroi sont réparties linéairement sur toute la hauteur.
- 4.3.9.4.4 On calculera les valeurs de calcul V_d^+ majorées à l'aide des facteurs de majoration ε (surrésistance) et κ (modes propres d'ordre supérieur) de la manière suivante :

$$V_d^+ = \varepsilon \kappa V_d \quad (94)$$

Le facteur de majoration ε est défini par :

$$\varepsilon = \frac{M_{Rd}^+}{M_d} \quad (95)$$

Pour des bâtiments, le facteur de majoration κ dépend du nombre d'étages n . Il est défini par les relations suivantes :

$$\begin{aligned} \kappa &= 0,9 + n/10 && \text{pour } n \leq 5 \\ \kappa &= 1,5 && \text{pour } n > 5 \end{aligned} \quad (96)$$

4.3.9.5 Cadres

4.3.9.5.1 Les cadres des bâtiments seront généralement conçus de manière que les rotules plastiques se forment dans les poutres. On prévoira tout de même, par des dispositions constructives, des zones plastiques en tête et en pied de colonne. On pourra déroger à cette mesure si une vérification montre qu'il ne peut pas se former de zones plastiques dans les colonnes sous l'action sismique ; à cet effet, on déterminera les résistances en flexion des poutres en tenant compte de la surrésistance.

4.3.9.5.2 Afin d'éviter toute défaillance des colonnes due à l'effort tranchant, on déterminera les valeurs de calcul de l'effort tranchant avec la relation suivante :

$$V_d^+ = \frac{(M_{Rd,1}^+ + M_{Rd,2}^+)}{h} \quad (97)$$

4.3.10 Situation de projet incendie

4.3.10.1 Généralités

4.3.10.1.1 Les exigences relatives à la résistance au feu et à la division en compartiments coupe-feu seront spécifiées dans la base du projet.

4.3.10.1.2 Les structures porteuses seront conçues de telle sorte qu'elles ne subissent pas de défaillance prématurée due aux dilatations thermiques ou aux déformations imposées ou entravées générées par l'incendie.

4.3.10.2 Propriétés des matériaux soumis à l'action du feu

Les propriétés relatives à la résistance et à la déformation du béton, de l'acier d'armature passive et de l'acier de précontrainte soumis à l'action du feu sont données dans la littérature spécialisée. La norme SIA 262/1 donne des renvois à ce sujet.

4.3.10.3 Echauffement d'éléments de construction en béton armé soumis à l'action du feu

Le calcul de l'échauffement d'éléments de construction en béton armé ou précontraint soumis à l'action du feu sera fondé sur des modèles physiques. Le calcul des champs de température sera effectué par étapes, en fonction du temps et en tenant compte de l'action de la température selon la norme SIA 261 ainsi que des propriétés géométriques et thermiques des éléments de construction.

4.3.10.4 Méthode générale de calcul

4.3.10.4.1 L'étude des structures soumises à l'action du feu par la méthode générale de calcul doit fournir une approche fiable du comportement prévisible des divers éléments de construction. On pourra utiliser des méthodes de calcul différentes pour déterminer l'action et la diffusion de la température dans l'élément considéré ainsi que son comportement.

4.3.10.4.2 L'étude de la répartition de la température dans l'élément considéré sera fondée sur la théorie de la transmission de chaleur par rayonnement, par conduction et par convection. On tiendra compte de la variation des propriétés des matériaux en fonction de la température. L'influence du taux d'humidité et des migrations d'humidité pourra être négligée.

4.3.10.4.3 Lorsque la résistance au feu exigée est atteinte au moyen de couches de protection isolantes, seules les valeurs caractéristiques des propriétés de ces couches déterminées par des méthodes d'essais appropriées pourront être utilisées dans la vérification. Les méthodes d'essai doivent tester les couches de protection à toutes les températures prévisibles et tenir compte de l'influence des fissures et des décollements.

4.3.10.4.4 Les vérifications seront basées sur les chiffres 4.3.3 à 4.3.7 alors que les propriétés des matériaux seront déterminées selon le chiffre 4.3.10.2. Dans le calcul de la résistance des dalles à l'effort tranchant et au poinçonnement ainsi que dans le calcul de l'excentricité des éléments comprimés élancés, on tiendra par-



ticulièrement compte de l'apparition possible d'auto-contraintes dues à une répartition non uniforme de la température dans l'élément considéré.



- 4.3.10.4.5 On vérifiera la sécurité structurale des dispositifs de goujonnage et d'ancrage au moyen des propriétés des matériaux réduites selon le chiffre 4.3.10.2. On tiendra également compte des sollicitations dues à une répartition non uniforme de la température dans l'élément considéré ainsi que des affaiblissements dus à des éclatements et à des fissures.

- 4.3.10.5 Vérification par valeurs tabularisées de la résistance au feu



- 4.3.10.5.1 La vérification de la résistance au feu d'éléments de construction non précontraints et essentiellement soumis à des sollicitations d'effort normal et de flexion peut être effectuée à l'aide du tableau 16, pour les classes normalisées de résistance au feu.

Tableau 16: Dimensions minimales et enrobage minimal des éléments de construction

Classe de résistance au feu	Enrobage minimal [mm]	Dimensions minimales des éléments de construction [mm]					
		colonnes	parois	dalles	dalles champignon	plancher-dalles	sommiers, épaisseurs d'âmes
R 30	20	150	120	60	150	150	100
R 60	20	200	140	80	150	200	150
R 90	30	240	170	100	150	200	200
R 120	30	280	220	120	150	200	300
R 180	40	360	300	150	200	200	400



- 4.3.10.5.2 On prévoindra à l'aide de mesures constructives les formes de défaillance non couvertes par ce procédé de vérification, comme l'éclatement du béton d'enrobage, les ruptures d'adhérence ou le flambage de l'armature comprimée.



- 4.3.10.5.3 Pour les éléments en béton précontraint, on majorera de 25 à 50% les valeurs du tableau 16. De plus, lors du calcul de la résistance ultime, on tiendra compte du fait que la précontrainte peut subir une réduction sous l'action de la température.

- 4.3.10.6 Mesures particulières



- 4.3.10.6.1 Dans certains cas, l'ajout de fibres de polypropylène peut constituer une mesure diminuant le risque d'écaillage explosif du béton, car elles favorisent la migration de la vapeur dans les espaces de décompression libérés par la fonte du polypropylène sous l'action de la température.



- 4.3.10.6.2 Les armatures collées seront pourvues d'une isolation thermique permettant d'exclure toute défaillance par décollement, lorsque leur résistance ultime a une influence significative sur la vérification de la situation de projet incendie.

4.4 Vérification de l'aptitude au service

4.4.1 Généralités

4.4.1.1 Les vérifications traitées dans les chiffres qui suivent concernent :

- l'armature minimale
- les déformations
- les vibrations
- l'étanchéité.

4.4.1.2 Les vérifications seront basées sur les valeurs moyennes des propriétés des matériaux de construction, telles qu'elles sont définies au chapitre 3 et au chiffre 4.2. En règle générale, les sollicitations seront calculées selon le chiffre 4.1.4.1.

4.4.1.3 La valeur de calcul de la résistance du béton à la traction est donnée par :

$$f_{ctd} = k_t f_{ctm} \quad (98)$$

Le coefficient de réduction k_t tient compte de l'influence de la dimension t :

$$k_t = \frac{1}{1 + 0,5t} \quad t \text{ en m} \quad (99)$$

C'est la plus petite dimension de la membrure tendue qui est déterminante. Pour les dalles et les sections rectangulaires soumises à des sollicitations de flexion, on admettra $t = h/3$.

4.4.1.4 Dans le cas où une valeur élevée de la résistance en traction du béton, resp. l'état non fissuré d'un élément de construction, exerce un effet défavorable sur les éléments adjacents (sollicitations dues à des déplacements empêchés ou entravés), on admettra la valeur de calcul suivante :

$$f_{ctd} = k_t f_{ctk\,0,95} \quad (100)$$

4.4.2 Fissures

4.4.2.1 Généralités

4.4.2.1.1 L'apparition de fissures peut entre autres provenir des causes suivantes :

- dessiccation trop rapide du béton
- variations de température dues, par exemple, à la chaleur d'hydratation
- retrait
- charges
- déformations imposées ou entravées
- gel.

4.4.2.1.2 Les fissures fines n'ont en règle générale pas d'effet négatif sur l'aptitude au service et sur la durabilité.

4.4.2.2 Exigences

4.4.2.2.1 On limitera la fissuration en prenant des mesures appropriées dans la mesure où des exigences sont formulées concernant :

- l'aspect
- le confort et l'aptitude au fonctionnement
- l'étanchéité
- des actions particulières dues à l'environnement
- la durabilité.

4.4.2.2.2 Les exigences en matière de fissuration, selon le chiffre 4.4.2.2.3, seront spécifiées dans la convention d'utilisation ou la base du projet; le choix de ces exigences tiendra compte des critères énumérés au chiffre 4.4.2.2.1. En cas de nécessités spécifiques, on pourra aussi définir d'autres exigences.

4.4.2.2.3 En matière de fissuration, on distinguera entre les exigences normales, accrues et élevées.

4.4.2.2.4 Les exigences normales suffisent lorsque les fissures sont tolérées et qu'aucune exigence particulière n'est formulée en matière d'aptitude au fonctionnement et d'aspect.

- 4.4.2.2.5 Les exigences accrues correspondent à des besoins spéciaux en matière d'aptitude au fonctionnement et d'aspect ainsi qu'à la nécessité d'une bonne répartition de la fissuration.
- 4.4.2.2.6 Les exigences élevées sont requises lorsque l'on veut limiter l'ouverture des fissures pour des cas de charges quasi permanents ou fréquents. Des exigences élevées peuvent aussi être requises pour l'étanchéité ou pour l'aspect.
- 4.4.2.3 Mesures pour limiter l'ouverture des fissures
- 4.4.2.3.1 Les mesures pour limiter l'ouverture des fissures doivent se fonder sur les causes de la fissuration. On accordera donc une attention particulière aux aspects fondamentaux suivants :
- conception de la structure porteuse
 - précontrainte
 - dispositions constructives
 - propriétés du béton
 - cure du béton.
- 4.4.2.3.2 On peut limiter l'ouverture des fissures en plaçant une armature minimale dans le béton.
- 4.4.2.3.3 Le dimensionnement de l'armature minimale s'effectue en limitant les contraintes dans l'acier à des valeurs admissibles, en fonction des exigences choisies au chiffre 4.4.2.2.3.
- 4.4.2.3.4 Les buts recherchés, les actions et les exigences figurent dans le tableau 17. Les contraintes admissibles se trouvent sur la figure 31.
- 4.4.2.3.5 En l'absence de données spécifiques, on respectera au moins les exigences normales. On pourra renoncer à disposer une armature minimale lorsque :
- l'apparition de contraintes de traction est exclue, ou que
 - des mesures suffisantes ont été prises selon le chiffre 4.4.2.3.1, ou que
 - les fissures très ouvertes sont tolérées et qu'il est certain qu'elles n'auront aucune conséquence négative.
- 4.4.2.3.6 L'armature minimale sera disposée dans les zones soumises à la traction. On la disposera également de manière répartie dans les poutres ou les âmes des poutres, lorsqu'il est nécessaire de réduire aussi la fissuration des faces latérales.
- 4.4.2.3.7 Dans le cas de déformations imposées ou entravées, la mise en place d'une armature minimale selon le tableau 17 pour la limitation de l'ouverture des fissures lorsque f_{ctd} est atteint, est en général suffisante.
- 4.4.2.3.8 On accordera une attention particulière aux possibilités de concentration des déformations, dues par exemple à de brusques variations de la géométrie de la structure, à l'introduction concentrée de forces imposées ou à des déformations imposées telles qu'illustrées sur la figure 30. Pour les revêtements de forte épaisseur des galeries, on se référera aux remarques de la norme SIA 197.
- 4.4.2.3.9 Dans les cas relevant du chiffre 4.4.2.3.8, on étudiera l'effet des déformations imposées ou entravées. En présence d'évidements (brusque variation de la géométrie), la résistance à la traction du béton des zones adjacentes est déterminante pour le calcul de l'armature minimale

Figure 30: Exemples d'apparition de concentrations de déformations

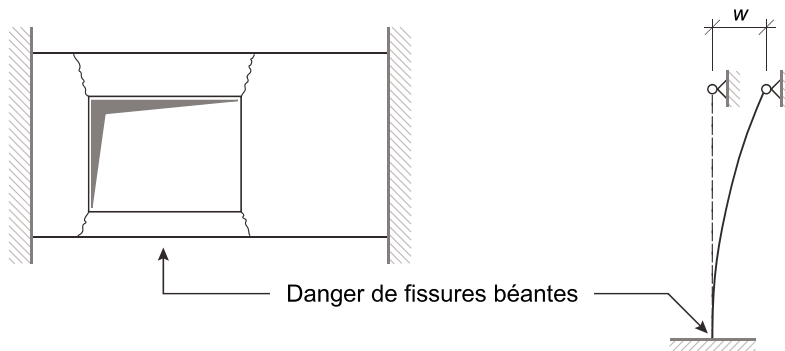
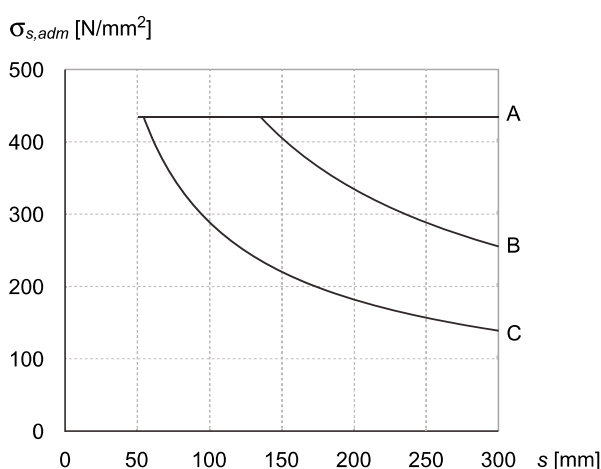


Tableau 17: Objectifs, sollicitations et exigences pour le contrôle des fissures

Objectifs	Exigences		
	normales	accrues	élevées
Eviter une défaillance fragile lorsque f_{ctd} est atteint	A	A	A
Limiter l'ouverture des fissures sous déformations imposées ou entravées (lorsque f_{ctd} est atteint)	A	B	C
Limiter l'ouverture des fissures pour les cas de charge quasi permanents selon la norme SIA 260	–	–	C
Limiter l'ouverture des fissures pour les cas de charge fréquents selon la norme SIA 260	–	$f_{sd}-80$	$f_{sd}-80$

Figure 31: Limitation des contraintes en fonction de l'espacement des barres



- 4.4.2.3.10 Lors de la vérification selon le tableau 17, on pourra tenir compte de l'acier de précontrainte dans la mesure où il chemine en zone tendue. Dans ce cas, les valeurs de la figure 31 représentent les augmentations admissibles de contrainte; la limite supérieure f_{pd} ne sera en aucun cas dépassée.

4.4.3 Déformations

4.4.3.1 Généralités

- 4.4.3.1.1 Les valeurs indicatives des déformations admissibles sont données dans la norme SIA 260. Les flèches se rapportent à la position non déformée, par rapport aux appuis.

- 4.4.3.1.2 Lorsque le béton est soumis à des contraintes de compression élevées et que le fluage influence de manière significative le comportement de la structure porteuse, on tiendra compte du chiffre 3.1.2.6.3 pour le calcul des déformations.

- 4.4.3.1.3 Les mesures suivantes permettent de limiter les déformations:

- choix d'un concept de structure porteuse favorable
- choix de dimensions suffisantes pour les éléments de construction
- utilisation de matériaux appropriés
- précontrainte de la structure porteuse.

4.4.3.2 Limitation des flèches

- 4.4.3.2.1 Les flèches peuvent nuire à l'aspect d'une construction ou à son confort d'utilisation et agir de manière dommageable sur l'équipement, sur des éléments incorporés ou sur des éléments de construction adjacents. C'est pourquoi les flèches admissibles sont en règle générale à spécifier en fonction de chaque projet. La norme SIA 260 contient des indications générales à ce sujet.



4.4.3.2.2 Les flèches des structures porteuses dépendent d'un grand nombre de facteurs difficiles à saisir par le calcul. On obtiendra une valeur limite inférieure par un calcul admettant que le béton de la structure est dans un état non fissuré et une valeur limite supérieure en admettant que le béton de la structure est entièrement fissuré.

4.4.3.2.3 Le cas échéant, les études détaillées tiendront compte des influences suivantes: fluage et retrait du béton, étapes successives de fissuration avec leur effet sur les rigidités des sections, charges et mode d'application des charges ainsi que variations de la température et des propriétés des matériaux.

4.4.3.2.4 A l'état non fissuré et pour des sollicitations $M_d < M_{r,}$ on pourra estimer la flèche à l'aide de la relation suivante:

$$w_{c\varphi} = w_c (1 + \varphi) \quad (101)$$

On choisira le coefficient de fluage φ selon le chiffre 3.1.2.6. La limite entre l'état non fissuré et l'état fissuré est définie au chiffre 4.2.1.14; on pourra tenir compte d'un éventuel effort normal.

4.4.3.2.5 On pourra estimer la flèche à l'état complètement fissuré au moyen de la relation suivante:

$$w = \frac{1 - 20\rho'}{10\rho^{0.7}} (0,75 + 0,1\varphi) \left(\frac{h}{d}\right)^3 w_c \quad (102)$$

Les taux géométriques d'armature ρ et ρ' se rapportent à la hauteur statique d de l'élément de construction ainsi qu'à la largeur de participation de la table de compression définie au chiffre 4.1.3.3.2.

Les forces de compression et la précontrainte réduisent la flèche, alors que les forces de traction l'augmentent.

4.4.3.2.6 Le passage de l'état non fissuré à l'état fissuré ne s'opère pas abruptement. C'est pourquoi les flèches auxquelles on peut s'attendre sont en général comprises entre les valeurs définies par les équations (101) et (102).

4.4.4 Vibrations

4.4.4.1 En cas de sollicitations cycliques, on examinera les vibrations et leurs effets sur l'aptitude au fonctionnement de la structure porteuse, des équipements et des incorporés ainsi que sur le confort.

4.4.4.2 Les exigences en matière de vibration et les actions à considérer sont définies dans les normes SIA 260 et SIA 261.

4.4.5 Étanchéité

4.4.5.1 En vue d'assurer une étanchéité suffisante de la construction, il est nécessaire de prendre une ou plusieurs des mesures énumérées ci-dessous, en fonction de la classe d'exposition:

- choix de dimensions suffisantes pour les éléments de construction
- spécification de performances particulières pour le béton
- découpage approprié des étapes de bétonnage et de construction
- application d'une protection de surface selon le chiffre 5.8
- limitation de l'ouverture des fissures selon le chiffre 4.4.2
- précontrainte de la structure porteuse
- pose d'une étanchéité.

4.4.5.2 De plus, on tiendra compte des dispositions du chiffre 2.4.3.

4.4.5.3 La norme SIA 272 contient des dispositions supplémentaires concernant les constructions étanches en béton.

4.4.5.4 Des dispositions supplémentaires sur les joints d'étanchéité sont contenues dans les normes SIA 271, SIA 272, SIA 273 ainsi que SN 640450.

5 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

5.1 Principes

- 5.1.1 Le choix des dimensions des éléments de construction doit se fonder d'une part sur la quantité d'armature et sa disposition et d'autre part sur les propriétés des matériaux utilisés. La disposition de l'armature doit favoriser une mise en place et une finition qualitativement irréprochables du béton. Une attention particulière sera vouée aux étapes de mise en place de l'armature et aux conditions de réalisation de la structure.
- 5.1.2 Les dispositions constructives doivent correspondre au modèle de la structure admis lors de l'analyse structurale. On tiendra compte des différences éventuelles entre le modèle et les propriétés effectives de la structure.
- 5.1.3 La mise à terre des bâtiments exécutée au moyen de l'armature doit respecter les recommandations SEV 4113. Les mesures nécessaires seront prises en accord avec des spécialistes compétents en électrotechnique, en accordant une attention particulière aux problèmes de corrosion.
- 5.1.4. Si des incertitudes sont identifiées lors de la quantification des actions, spécialement en rapport avec le sol de fondation, il peut être indiqué d'augmenter le taux d'armature au-delà des indications de la présente norme.

5.2 Disposition de l'armature

5.2.1 Généralités

Les règles et les indications des chiffres qui suivent s'appliquent aux barres d'armature dont le diamètre n'excède pas 40 mm. On n'utilisera qu'exceptionnellement des barres de diamètre supérieur à 30 mm. Dans ce cas, on accordera une attention particulière aux dispositions constructives, en les adaptant au besoin.

5.2.2 Enrobage de l'armature

- 5.2.2.1 L'enrobage de l'armature c_{nom} désigne les valeurs de base à respecter à défaut de mesures de protection particulières (cf. chiffre 5.8) ou de circonstances particulières. Les tolérances dimensionnelles admissibles figurent dans l'annexe A. En cas de longueurs imposées, une combinaison défavorable des tolérances pour les dimensions de la section et celles de l'armature peut nécessiter des mesures particulières. La spécification de l'enrobage de l'armature résulte de l'application des chiffres 5.2.2.2 à 5.2.2.7; la plus grande valeur est déterminante. L'enrobage de l'armature choisi doit figurer sur les plans.
- 5.2.2.2 L'enrobage c_{nom} des éléments de construction fortement chargés doit être supérieur au diamètre maximal du granulat respectivement au diamètre des barres d'armature ou à la moitié du diamètre de la gaine, ceci afin d'assurer la transmission des forces d'adhérence entre le béton et l'armature ainsi qu'une mise en place correcte du béton. L'enrobage c_{nom} des unités de précontrainte utilisées en précontrainte par fils adhérents ne sera pas inférieur au triple du diamètre des torons ou des fils profilés.
- 5.2.2.3 Pour satisfaire aux exigences requises pour la résistance au feu, l'enrobage de l'armature sera conforme aux valeurs indiquées au chiffre 4.3.10.5.
- 5.2.2.4 En vue d'éliminer le risque de corrosion de l'armature, on respectera les valeurs d'enrobage c_{nom} données dans le tableau 18 en fonction des classes d'exposition. La référence au tableau 18 implique l'emploi d'un béton d'enrobage compact répondant aux critères du chiffre 6.4.2. En règle générale, on spécifiera des mesures supplémentaires selon le chiffre 4.4.2.3 pour les éléments de construction soumis aux classes d'exposition XD1, XD2b et XD3. Pour les aciers d'armature inoxydables, le cahier technique SIA 2029 fait foi.

Tableau 18: Valeurs de base pour l'enrobage de l'armature

Enrobage de l'armature c_{nom} [mm] ¹⁾	Classe d'exposition selon tableau 1							
	2) corrosion de l'armature dans le béton carbonaté				3) corrosion de l'armature induite par les chlorures			
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2a	XD2b	XD3
Acier d'armature passive	20	35		40	40		55	
Acier de précontrainte ou unité de précontrainte	30	45		50	50		65	
1) L'écart des valeurs de ce tableau pour l'enrobage de l'armature après exécution ne doit pas dépasser les valeurs selon A.3.5.								

5.2.2.5 Les éléments de construction dont le béton est mis en place au contact direct du sol auront un enrobage de l'armature $c_{nom} \geq 90$ mm. Si le sol a été préparé, on pourra réduire cette valeur à $c_{nom} \geq 50$ mm. La norme SIA 267 contient des dispositions supplémentaires concernant les pieux en béton.

5.2.2.6 Lorsque l'enrobage de l'armature est supérieur à 50 mm pour des raisons de durabilité ou de résistance au feu, on examinera l'opportunité de prévoir une armature de peau.

5.2.2.7 Pour le béton apparent, on accordera une attention particulière à l'enrobage de l'armature, en particulier si les surfaces sont traitées ultérieurement.

5.2.3 Espacements minimaux

5.2.3.1 On choisira un espacement suffisant des armatures de nature à permettre une mise en place et un compactage corrects du béton. Le cas échéant, les zones de recouvrement seront décalées les unes par rapport aux autres.

5.2.3.2 L'espace libre entre deux barres ou deux unités de précontrainte parallèles sera supérieur au diamètre maximal du granulat et au diamètre des barres voisines. Il sera de 20 mm au minimum.

En cas d'armature très dense, on pourra procéder à des groupements de barres, constitués d'au maximum trois barres au contact l'une de l'autre. On accordera une attention particulière à la qualité du béton d'enrobage et on augmentera au besoin l'enrobage de l'armature.

5.2.4 Façonnage et pliage



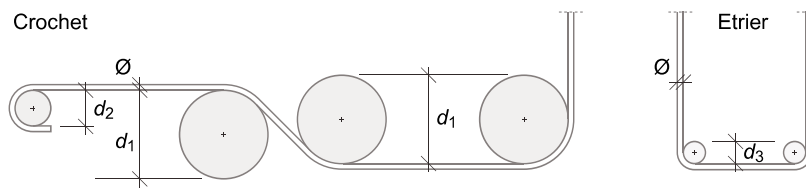
5.2.4.1 Le respect des diamètres minimaux des mandrins de pliage prévient les fissures de pliage dans l'acier ainsi que la défaillance du béton situé à l'intérieur des pliages. Le diamètre des mandrins de pliage doit être spécifié par les auteurs du projet. Il ne sera jamais inférieur aux valeurs données ci-dessous (figure 32):

- pliages quelconques $d_1 = 15 \varnothing$
- crochets et boucles $d_2 = 6 \varnothing$ pour les barres ≤ 20 mm
- $d_2 = 8 \varnothing$ pour les barres > 20 mm et ≤ 30 mm
- $d_2 = 10 \varnothing$ pour les barres > 30 mm et ≤ 40 mm
- étriers $d_3 = 4 \varnothing$ pour les barres ≤ 16 mm.

Lorsqu'une armature de reprise de la traction transversale est prévue selon le chiffre 5.2.7.2, on pourra, dans certains cas particuliers (angles de cadres ou ancrages au moyen de boucles, par exemple), réduire les diamètres des mandrins de pliages aux valeurs minimales indiquées ci-dessous:

- crochets et boucles $d_2 = 4 \varnothing$ pour les barres ≤ 16 mm
- $d_2 = 7 \varnothing$ pour les barres > 16 mm et ≤ 30 mm.

Figure 32: Diamètres des mandrins de pliage

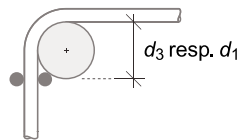


5.2.4.2 Aucune soudure n'est admise à proximité immédiate des zones de pliage.

La distance entre un pliage et la soudure la plus proche sera d'au moins $10 \varnothing$. On pourra réduire cette distance si la résistance au niveau de la soudure n'est pas totalement exploitée.

Pour les treillis, les barres transversales seront placées en dehors de la zone de pliage, selon la figure 33 : les barres transversales situées du côté concave seront suffisamment éloignées pour permettre le pliage par le mandrin. On respectera la même distance pour les barres transversales situées du côté convexe.

Figure 33: Emplacement des soudures pour le pliage de treillis



5.2.4.3 Le rayon de courbure minimal des câbles de précontrainte sera déterminé selon le chiffre 3.4.6.3. De plus, on vérifiera les pressions locales exercées sur le béton.



5.2.5 Ancrage

5.2.5.1 Les chiffres qui suivent traitent de l'ancrage des barres d'armature et des treillis soudés constitués d'acier d'armature passive selon le chiffre 3.2.

5.2.5.2 On déterminera la longueur d'ancrage en admettant une contrainte d'adhérence constante le long de la barre à ancrer. La valeur de calcul de la contrainte d'adhérence vaut :

$$f_{bd} = \frac{1,4 f_{ctm}}{\gamma_c} \quad (103)$$

5.2.5.3 Pour les ancrages situés en zone tendue, la valeur de base de la longueur d'ancrage vaut (tableau 19) :

$$l_{bd,net} = \frac{\varnothing}{4} \frac{f_{sd}}{f_{bd}} \geq 25 \varnothing \quad (104)$$

On peut admettre que l'intensité de la force à l'extrémité d'une barre augmente sur la longueur d'ancrage conformément aux schémas de la figure 34.

Figure 34: Augmentation de la contrainte sur la longueur d'ancrage des barres

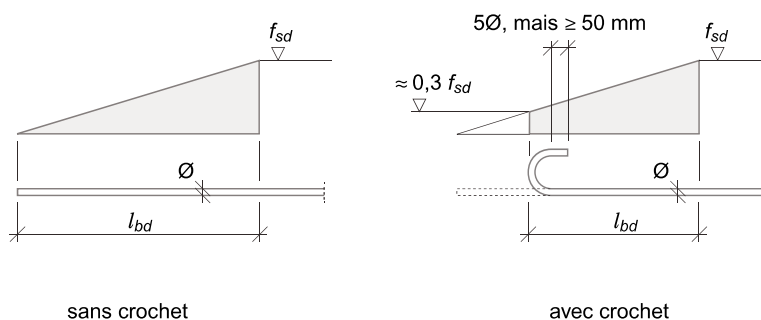


Tableau 19: Valeurs de base des longueurs d'ancrage

Béton C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60	.../...
f_{bd} [N/mm ²]	1,5	1,8	2,1	2,4	2,7	3,0	3,3	3,6	3,8	éq. (103)
$l_{bd,net}/\varnothing$ [-] simplifié	60 ¹⁾		50 ¹⁾		40 ¹⁾					éq. (104)
¹⁾ pour $f_{sd} = 435$ N/mm ²										

5.2.5.4 En cas de compression transversale (p.ex. sur appui), ou d'utilisation de crochets, la longueur d'ancrage $l_{bd,net}$ donnée par l'équation (104) peut être réduite de 30%; elle ne sera cependant jamais inférieure à 15 $\varnothing$.

5.2.5.5 Les longueurs d'ancrage des treillis soudés sans barres transversales dans la zone d'ancrage sont déterminées selon l'équation (104).

En présence de barres transversales soudées dans la zone d'ancrage, on pourra réduire la longueur d'ancrage de 15% par barre transversale, mais au maximum de 30%, si:

- le diamètre des barres transversales vaut au moins 60% de celui des barres longitudinales
- la dernière barre transversale est au moins à une distance 5 $\varnothing$ du début de la longueur d'ancrage
- les soudures sont en mesure de reprendre les forces d'ancrage.

5.2.5.6 La longueur d'ancrage des groupements de barres doit être augmentée de 25% pour un groupement de deux barres et de 50% pour trois barres. Lorsque les barres d'un même groupement ont des diamètres différents, le rapport des diamètres ne devrait pas excéder 1,7.

5.2.5.7 Lorsque la place disponible est exiguë, on recourra à d'autres dispositifs d'ancrage, tels que des boucles ou des têtes d'ancrage boulonnées ou soudées. L'efficacité de ces dispositifs devra toutefois être vérifiée de cas en cas, et une rupture fragile de l'acier doit être exclue.

Le diamètre des têtes d'ancrage vaut, en règle générale, pour des armatures avec $f_{sk} = 500$ N/mm², au moins trois fois le diamètre de la barre d'armature.

5.2.5.8 On tiendra compte des forces transversales de traction apparaissant localement dans les zones d'ancrage et on les reprendra au moyen d'une armature transversale adéquate.

5.2.5.9 La valeur de calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} du béton léger sera réduite au moyen du facteur η_l donné par l'équation (9).

5.2.6 Recouvrements d'armatures

5.2.6.1 Les chiffres qui suivent traitent des joints de barres d'armature et de treillis soudés constitués d'acier d'armature passive selon le chiffre 3.2.

5.2.6.2 On placera autant que possible les joints dans des zones faiblement sollicitées.

5.2.6.3 Lorsque le diamètre des barres est supérieur à 12 mm, on décalera dans la mesure du possible les joints à recouvrement, de manière à ce que dans chaque section les sollicitations des armatures ne soient pas reprises pour plus de la moitié par ces joints.

5.2.6.4 On tiendra compte des forces transversales de traction apparaissant localement dans les zones de joints à recouvrement et, le cas échéant, on les reprendra au moyen d'une armature transversale adéquate.

5.2.6.5 La longueur des joints à recouvrement de barres ou de treillis soudés sera au moins égale aux longueurs d'ancrage définies au chiffre 5.2.5.

5.2.6.6 Dans les groupements de barres, les recouvrements doivent se faire de façon individuelle et doivent être décalés d'une longueur au moins égale à la longueur d'ancrage définie au chiffre 5.2.5.

5.2.6.7 On vérifiera particulièrement la transmission des forces dans le cas de joints à boucles ou par l'intermédiaire de dispositifs d'ancrage.

5.2.6.8 Les joints réalisés à l'aide de dispositifs spéciaux, tels que manchons filetés, sertis ou injectés, doivent assurer une transmission correcte des forces. On vérifiera l'efficacité de ces dispositifs ainsi que leurs répercussions sur les propriétés des barres.

- 5.2.6.9 On n'admettra des joints soudés que pour des aciers dont l'aptitude au soudage a été préalablement contrôlée. Lors de la préparation et de la réalisation des soudures, on observera les prescriptions spéciales relatives aux différents types d'acier.
- 5.2.6.10 Si elles constituent un risque d'accident, les barres verticales en attente seront munies de crochets ou assorties d'autres mesures de protection.

5.2.7 Déviations et courbures

- 5.2.7.1 On étudiera l'effet des forces de déviation dans les membrures tendues ou comprimées, au tracé courbe ou polygonal.

Les forces de déviation poussant au vide comme indiqué sur la figure 35 devront généralement être reprises par des étriers supplémentaires. En l'absence d'étriers, on s'assurera que le béton d'enrobage est en mesure de reprendre les forces de déviation correspondant à la plastification de l'armature. A cet effet, on admettra comme résistance maximale à la traction du béton, la valeur de calcul suivante:

$$f_{ctd} = \frac{1}{3} \frac{f_{ctk 0,05}}{\gamma_c} \quad (105)$$

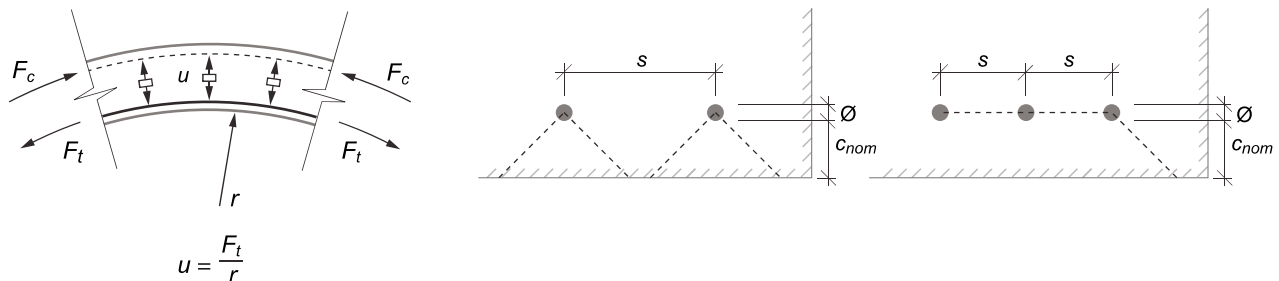
Si les forces de déviation sont reprises par le béton, on devra tenir compte des imprécisions d'exécution (enrobage et espacement des barres plus faibles que prévus, courbure non uniforme) lors de la vérification.

Lorsque l'on ne peut pas exclure des déformations plastiques de l'armature de traction, la valeur de calcul de la résistance à la traction du béton selon équation (105) sera réduite de moitié.

Pour le calcul de la contrainte à la traction du béton, la largeur de participation b_u sera admise à:

$$b_u = s - \emptyset \leq 2\sqrt{3} \left(c_{nom} + \frac{\emptyset}{2} \right) \quad (106)$$

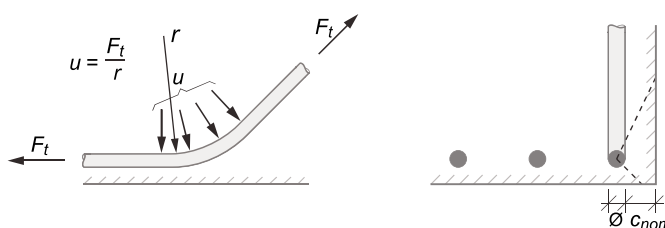
Figure 35: Forces de déviation dans les membrures courbes tendues ou comprimées



- 5.2.7.2 On étudiera l'effet des forces transversales de traction induites par des barres d'armature courbées ou relevées parallèlement aux parements.

Les forces transversales de traction seront reprises, comme indiqué sur la figure 36, par une armature transversale (frettes, épingles, etc.). En l'absence d'armature transversale, on vérifiera que le béton d'enrobage est en mesure de reprendre les forces transversales de traction correspondant à la plastification de l'armature. A cet effet, on admettra comme résistance maximale en traction du béton, la valeur résultant de l'équation (105). Ce contrôle n'est pas nécessaire lorsque l'enrobage latéral des barres d'armature vaut au moins trois fois leur diamètre.

Figure 36: Forces de déviation dans les barres d'armature relevées



- 5.2.7.3 A défaut d'une analyse détaillée, la force de plastification de l'armature sera calculée avec la valeur de la limite d'écoulement f_{sd}^+ , majorée comme suit:

$$f_{sd}^+ = 1,2 f_{sk} \quad (107)$$

5.3 Structures précontraintes

- 5.3.1 Les dimensions des éléments de construction et la grandeur des unités de précontrainte (gaines, ancrages) doivent être choisies de façon à s'harmoniser les unes avec les autres.
- 5.3.2 Les zones de diffusion des forces de précontrainte doivent être conçues de telle manière qu'elles puissent introduire dans la structure porteuse la valeur de calcul de la force de précontrainte déterminée selon le chiffre 4.1.5.5.2.
- 5.3.3 On étudiera le flux de force à l'aide de modèles appropriés en négligeant la résistance à la traction du béton. Les forces de déviation seront reprises par une armature.
- 5.3.4 On disposera toujours une armature minimale dans les zones d'ancrage et de couplage afin d'en limiter la fissuration.
- 5.3.5 On disposera autant que possible les ancrages et les coupleurs dans des zones où les variations de sollicitations sont faibles.
- 5.3.6 En précontrainte par fils adhérents, on peut estimer la longueur d'ancrage $l_{bd,0}$ des unités de précontrainte après libération des ancrages d'extrémité (figure 37) au moyen de la relation suivante:

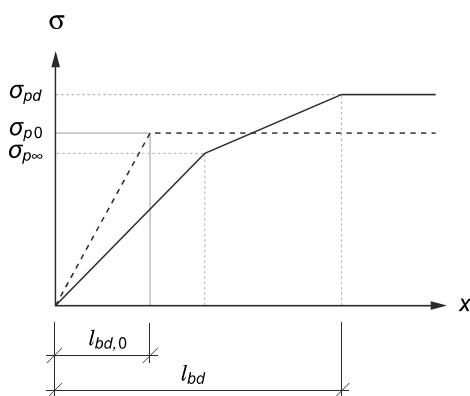
$$l_{bd,0} = \frac{\sqrt{A_p} \sigma_{p0}}{7,5 f_{bd}(t)} \quad (108)$$

On peut estimer la valeur de calcul de la contrainte d'adhérence $f_{bd}(t)$ au temps t , auquel se produit le transfert de la force de précontrainte à l'aide de l'équation (103) et de la figure 1.

On estimera la longueur d'ancrage l_{bd} pour l'état soumis aux valeurs de calcul des actions (figure 37) au moyen de la relation suivante:

$$l_{bd} = 1,5 \left(l_{bd,0} + \frac{\sqrt{A_p} (\sigma_{pd} - \sigma_{p\infty})}{4 f_{bd}} \right) \quad (109)$$

Figure 37: Ancrage de l'acier de précontrainte dans le procédé de précontrainte par fils adhérents



5.4 Appuis et joints

- 5.4.1 Dans les ouvrages en béton non armé, on pourra pallier les effets du retrait ou des variations de température en introduisant des joints de dilatation.
- 5.4.2 Le cas échéant, on prévoira des joints de dilatation dans les structures porteuses en béton armé s'il n'est pas possible de pallier les effets du retrait, du fluage, des variations de température ou des tassements différentiels par la mise en place d'une armature.
- 5.4.3 On examinera l'opportunité de dispositions destinées à diminuer les effets du retrait telles que des joints de clavage subdivisant les éléments de grandes dimensions.
- 5.4.4 On placera les appareils d'appui des éléments porteurs principaux à l'abri de l'humidité. Ils devront être facilement accessibles et remplaçables.
- 5.4.5 Dans la mesure du possible, les joints de dilatation seront conçus avec des pentes destinées à empêcher toute eau ou humidité d'y stationner.

5.5 Éléments de construction

5.5.1 Éléments de construction en béton non armé

- 5.5.1.1 On utilise le béton non armé pour l'exécution d'éléments de construction massifs, essentiellement sollicités à la compression et peu exposés aux sollicitations sismiques ou dynamiques ainsi qu'aux déformations imposées.
- 5.5.1.2 Lors de la vérification de la sécurité structurale des éléments d'ouvrage non armés, on réduira de 20% la valeur de calcul de la résistance à la compression du béton f_{cd} .
- 5.5.1.3 On vérifiera la sécurité structurale à partir d'un état d'équilibre statiquement admissible entre les forces intérieures et extérieures en négligeant la résistance du béton à la traction. On s'assurera également de la compatibilité cinématique. On tiendra compte des déformations et déplacements entravés éventuels. On pourra tenir compte des forces extérieures (réactions), à condition que celles-ci subsistent en présence de faibles déformations (p.ex. forces dues au frottement ou forces de rappel des appuis).
- 5.5.1.4 Lors de la vérification de la sécurité structurale d'éléments d'ouvrage peu importants, on pourra tenir compte de la résistance à la traction du béton avec la valeur donnée par l'équation (105). De plus, on s'assurera que la formation de fissures ne conduise pas à la défaillance de l'élément.
- 5.5.1.5 On peut effectuer la vérification de la sécurité structurale des éléments comprimés non armés par analogie avec le chiffre 4.3.7, où la valeur de calcul de la résistance à la compression doit être réduite selon le chiffre 5.5.1.2.

5.5.2 Poutres de section rectangulaire ou en T

- 5.5.2.1 Une armature constructive suffisante doit être prévue dans les éléments porteurs afin de couvrir l'effet d'encastrement non pris en considération dans l'analyse structurale.
- 5.5.2.2 Dans les poutres, on disposera toujours des étriers dont le taux d'armature respectera la valeur suivante :

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w} \geq 0,001 \sqrt{\frac{f_{ck}}{30}} \frac{500}{f_{sk}} \quad f_{ck} \text{ et } f_{sk} \text{ en N/mm}^2 \quad (110)$$

et dont l'espacement n'excédera pas $25 \varnothing_{sw}$. L'épaisseur d'âme b_w des âmes de forte épaisseur à prendre en compte dans les calculs sera limitée à 400 mm.

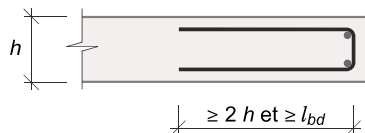
- 5.5.2.3 En règle générale, les âmes d'épaisseur $b_w > 500$ mm seront pourvues d'étriers multiples.
- 5.5.2.4 Les étriers doivent entourer l'armature longitudinale tendue. Ils seront ancrés de manière à pouvoir être mobilisés sur la hauteur du bras de levier des forces internes.

- 5.5.2.5 On ancrera dans les zones d'appui au moins 25% de l'armature nécessaire dans la membrure tendue en travée.
- 5.5.2.6 Dans les zones de moments négatifs de poutres en T, on concentrera une part importante de l'armature longitudinale tendue au droit de l'âme. On répartira également une part de cette armature dans les zones tendues adjacentes de la dalle afin d'y limiter l'ouverture des fissures. L'efficacité de l'armature longitudinale disposée de part et d'autre de l'âme sera assurée au moyen d'une armature transversale capable de reprendre les forces de cisaillement entre l'âme et la dalle.
- 5.5.2.7 Afin d'assurer une reprise correcte des forces de cisaillement entre l'âme et la table de compression, on disposera toujours dans celle-ci une armature transversale suffisante, dont la section ne sera pas inférieure à 0,2% de la section de la dalle.
- 5.5.2.8 L'épaisseur de la table de compression des planchers nervurés en béton coulé sur place de même que l'épaisseur de béton située au-dessus des évidements des dalles évidées ne sera pas inférieure à 50 mm. Cette épaisseur sera de 40 mm au moins dans le cas d'éléments préfabriqués.

5.5.3 Dalles

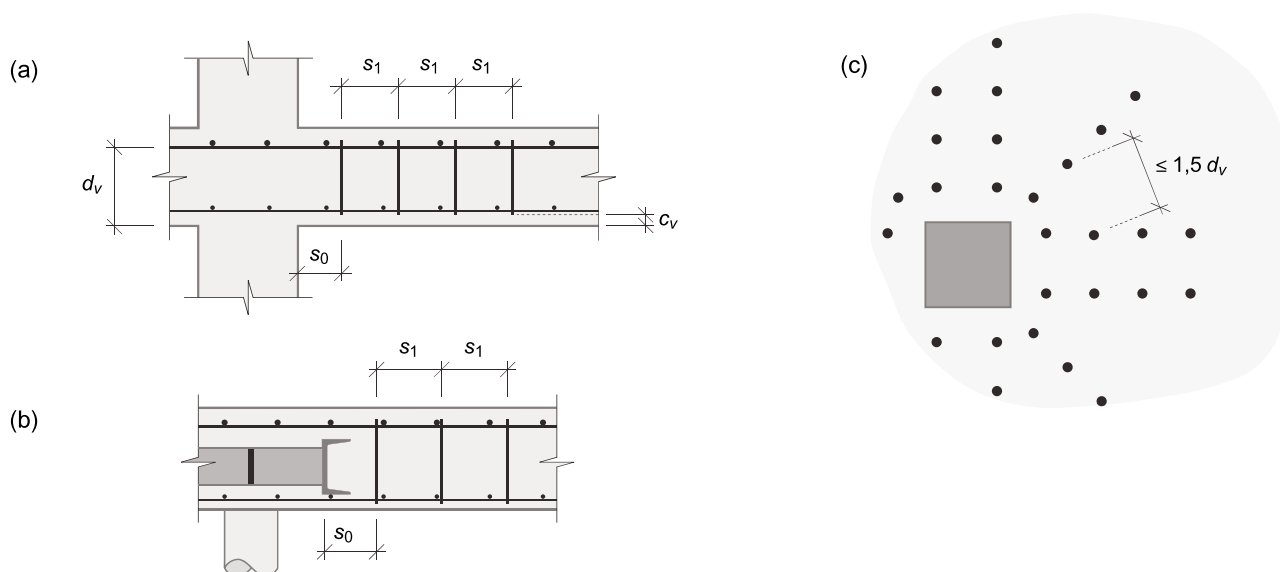
- 5.5.3.1 Dans les zones les plus sollicitées, l'espacement des barres de l'armature principale n'excédera pas 1,2 fois l'épaisseur de la dalle, ni 300 mm.
- 5.5.3.2 Dans les dalles, on disposera une armature minimale conforme aux exigences requises en matière d'aptitude au service. L'armature transversale ne sera pas inférieure à 20% de l'armature principale.
- 5.5.3.3 Dans les dalles sans armature d'effort tranchant, la moitié au moins de l'armature requise dans les zones de flexion maximale sera en règle générale prolongée jusqu'à sur les appuis où elle sera ancrée.
- 5.5.3.4 En cas de disposition d'une armature d'effort tranchant le taux d'armature devra remplir les conditions de l'équation (110).
- 5.5.3.5 Les bords de dalle libres seront pourvus d'une armature constituée de barres longitudinales repliées ou d'épingles disposées selon la figure 38.

Figure 38: Bord de dalle libre



- 5.5.3.6 Il est conseillé de disposer une armature d'effort tranchant des deux côtés des conduites noyées dans le béton, des groupements de tubes ainsi que des incorporés qui présentent des dimensions importantes selon chiffre 4.3.3.2.8.
- 5.5.3.7 L'armature de flexion des planchers-dalles et des dalles avec des charges concentrées doit être ancrée complètement à une distance $2,5d_v$ de la section de contrôle de la résistance au poinçonnement, mais au plus à partir du point de moment nul du moment correspondant. Dans les zones de colonnes d'angle et de bord, il est nécessaire d'ancrer complètement les armatures perpendiculaires au bord.
- 5.5.3.8 Une armature de poinçonnement doit être constituée d'au moins deux rangées de barres. L'espacement radial s_1 entre les rangées des éléments d'armature ne doit pas excéder les limites données dans le tableau 20. La distance s_0 entre le premier élément d'armature et le bord de la surface d'appui doit être inférieure à s_1 . Les éléments d'armature qui se trouvent à une distance inférieure à $0,35d_v$ du bord de la surface d'appui ne peuvent pas être considérés dans la vérification (figure 39).

Figure 39: Disposition d'une armature de poinçonnement



- 5.5.3.9 L'espacement tangentiel entre les éléments d'armature, mesuré au niveau du deuxième cercle à partir de la surface d'appui, sera inférieur à $1,5 d_v$ (figure 39c).
- 5.5.3.10 Les armatures de poinçonnement doivent être complètement ancrées à la fois dans la zone comprimée et dans la zone tendue.
- 5.5.3.11 Sur le côté comprimé de la dalle, la distance c_v selon figure 25 ne doit pas excéder la valeur $d_v/6$. Si cette condition ne peut pas être remplie à cause des exigences du tableau 18, les résistances au poinçonnement $V_{Rd,c}$ selon équation (69) et $V_{Rd,s}$ selon équation (67) doivent être réduites de 30 %.
- 5.5.3.12 Les diamètres des armatures de poinçonnement sont limités par les valeurs données dans le tableau 20.

Tableau 20: Limites pour les diamètres et les espacements radiaux des éléments d'armature de poinçonnement

Hauteur statique d [mm]	$\varnothing_{sw}$ [mm]	s_1 [mm]
< 140	—	—
140 – 160	≤ 12	$\leq 0,6 d$
161 – 180	≤ 14	$\leq 0,66 d$
181 – 220	≤ 16	$\leq 0,75 d$
221 – 260	≤ 18	
261 – 340	≤ 20	
341 – 600	≤ 26	$\leq 200 + d/6$
> 600	≤ 30	

- 5.5.3.13 La prévention contre l'effondrement total selon chiffre 4.3.6.7 se compose d'au moins quatre barres d'armature.

5.5.4 Eléments comprimés

- 5.5.4.1 La largeur des éléments comprimés dont la hauteur ne dépasse pas une hauteur d'étage ne sera en principe pas inférieure aux valeurs du tableau 21.

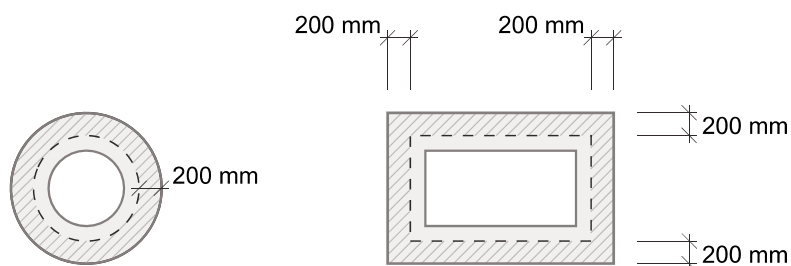
Tableau 21 : Dimensions minimales des éléments comprimés

	coulé en place [mm]	préfabriqué [mm]
Eléments comprimés (jusqu'à un rapport des côtés de 4:1)	200	150
Murs armés	150	100
Murs non armés	120	–

- 5.5.4.2 Dans les éléments comprimés, la section minimale d'armature longitudinale sera de 0,6%. Pour déterminer l'armature minimale des colonnes de grandes dimensions, une épaisseur minimale de la paroi de 200 mm selon la figure 40 peut être prise en compte.

L'armature minimale sera répartie de manière uniforme sur le pourtour de la section de la colonne et ne contiendra que des barres d'un diamètre ≥ 8 mm.

Figure 40: Epaisseur de paroi minimale pour la détermination de l'armature minimale des éléments comprimés



- 5.5.4.3 L'armature verticale nécessaire dans les murs sera au moins égale à 0,6% de l'aire de la section de béton requise pour assurer la sécurité structurale. L'espacement des barres d'armature verticales n'excédera pas le double de l'épaisseur du mur, ni 300 mm.

- 5.5.4.4 Les éléments comprimés avec un taux d'armature inférieur à ceux indiqués aux chiffres 5.5.4.2 et 5.5.4.3 seront considérés comme non armés et dimensionnés selon le chiffre 5.5.1.

- 5.5.4.5 Dans les éléments comprimés, le taux d'armature longitudinale n'excédera normalement pas 8%. En cas de taux plus élevé, on adaptera en conséquence les dispositions constructives ainsi que le mode d'exécution, et l'on prévoira une armature de frettage plus importante que celle indiquée au chiffre 5.5.4.7.

- 5.5.4.6 On placera des étriers dans les éléments comprimés afin d'empêcher le flambage local des barres d'armature longitudinale. Si l'armature de la zone comprimée atteint la limite d'écoulement à l'état-limite ultime, on assurera, en plus des barres d'angles, une barre longitudinale sur deux contre le flambage local au moyen de crochets ou d'étriers supplémentaires.

- 5.5.4.7 L'espacement des étriers et des crochets respectera les conditions suivantes :

$$s \leq 15 \varnothing_{min}$$

$$s \leq a_{min}$$

$$s \leq 300 \text{ mm.}$$

(111)

- 5.5.4.8 Les éléments comprimés de section polygonale seront pourvus d'au moins une barre longitudinale à chaque angle de la section.

- 5.5.4.9 Afin de reprendre les forces transversales de traction qui apparaissent dans les zones d'introduction des forces, aux changements de section ainsi qu'au droit des recouvrements des barres d'armature longi-

tudinales, l'espacement des étriers doit être réduit de moitié. Le diamètre des étriers de frettage ne sera pas inférieur au tiers du diamètre des barres de l'armature longitudinale $\varnothing_{sl,max}/3$.

5.5.4.10 Pour déterminer les étriers des murs, on appliquera par analogie les mêmes règles que pour les éléments comprimés.

5.5.4.11 L'armature horizontale des murs sera dimensionnée de manière à remplir les exigences requises par le chiffre 4.4.2, mais elle ne sera pas inférieure à 25% de l'armature verticale.

5.5.5 Éléments préfabriqués ou clavés

5.5.5.1 Lors de l'étude des éléments préfabriqués et des éléments de construction qu'ils composent, on étudiera non seulement le stade final, mais également les différents états de construction, de transport et de montage. Cette étude tiendra compte de l'évolution de la résistance du béton.

5.5.5.2 Les tolérances dimensionnelles des éléments préfabriqués de béton et de leurs dispositifs de montage seront fixées en tenant compte, non seulement des exigences statiques, mais également de celles requises par les procédés de fabrication et de montage. En particulier, on tiendra convenablement compte de l'effet des déformations résultant du retrait et du fluage du béton, ainsi que des variations de température.

5.5.5.3 Les différents voiles constituant les panneaux de façades-sandwich doivent pouvoir se dilater le plus librement possible dans leur plan. Les dispositifs de fixation des voiles doivent présenter une sécurité suffisante à la fatigue et résister à la corrosion. De plus, ils doivent être autant que possible :

- compatibles avec les voiles sur les plans chimique et physique
- protégés des influences chimiques et physiques
- protégés contre le risque incendie, de manière coordonnée avec le restant de la structure.

5.5.5.4 L'épaisseur des joints de mortier sollicités à la compression n'excédera pas 15% de leur largeur. Le mortier des joints présentera une résistance à la compression de 20 N/mm² au minimum. On dimensionnera les joints de mortier selon le chiffre 4.3.4.3.

5.5.5.5 Les dispositifs de liaison en acier qui ne sont pas complètement enrobés de béton doivent résister à la corrosion s'ils ne sont pas accessibles et contrôlables en tout temps.

5.5.5.6 Pour les éléments précontraints par fils adhérents, on contrôlera les sollicitations engendrées par la mise en précontrainte immédiatement après le transfert de la force de précontrainte.

5.5.5.7 La conception de l'armature des voussoirs de tunnel sera élaborée en tenant compte des sollicitations de transport et de mise en œuvre. En outre, des mesures constructives seront adaptées aux incertitudes relatives aux actions du massif. Des dispositions supplémentaires sont données dans la norme SIA 197 au chiffre 7.5.1. L'utilisation d'étriers est recommandée pour augmenter la capacité de déformation des voussoirs intégrés dans le système porteur permanent des tunnels.

5.6 Particularités concernant les structures porteuses soumises à la fatigue

5.6.1 On évitera autant que possible le soudage des armatures en raison de la diminution de la résistance à la fatigue qu'implique cette opération. Si le recours à la soudure est inévitable pour l'exécution de joints destinés à transmettre des efforts, seuls seront admis les joints bout à bout. Aucune soudure de montage n'est admise sur les aciers d'armature passive ou de précontrainte, ainsi que sur les gaines.

5.6.2 Dans les dalles avec armature d'effort tranchant, on prêter attention au fait que celle-ci doit entourer l'armature longitudinale tout en disposant d'un enrobage suffisant.

5.6.3 Les dispositifs d'ancrage ou de couplage des unités de précontrainte seront autant que possible disposés dans des zones où les différences de contraintes sont faibles.

5.7 Particularités concernant le dimensionnement au risque sismique

5.7.1 Parois porteuses

- 5.7.1.1 On respectera les conditions énumérées ci-dessous pour les zones plastiques des parois porteuses :
- on admettra généralement pour la hauteur de la zone plastique (figure 41) $h_{pl} > l_w$ et $h_{pl} \geq h_w/6$. Si les conditions $h_s \geq 2l_w/3$ et $h_s \geq h_w/9$ sont remplies, on pourra admettre $h_{pl} = h_s$
 - la force normale équivalente respectera la condition : $-N_d/A_c f_{cd} \leq 0,4$
 - les taux d'armature longitudinale des éléments de bord et de l'âme (figure 42) vaudront au moins 0,3% et n'excéderont pas 3%
 - le taux d'armature de cisaillement horizontal à prévoir sur la hauteur totale de la paroi, vaudra au moins 0,3% et sa valeur ne pourra pas être inférieure à un quart du taux d'armature verticale
 - l'espacement des barres d'armature verticales et horizontales des éléments de bord et dans les âmes ne dépassera ni 250 mm, ni $25 \varnothing_s$.

Figure 41: Zone plastique au pied d'une paroi porteuse

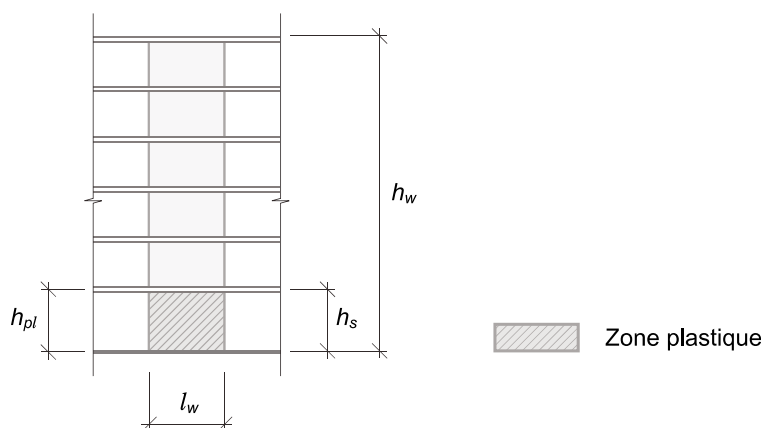
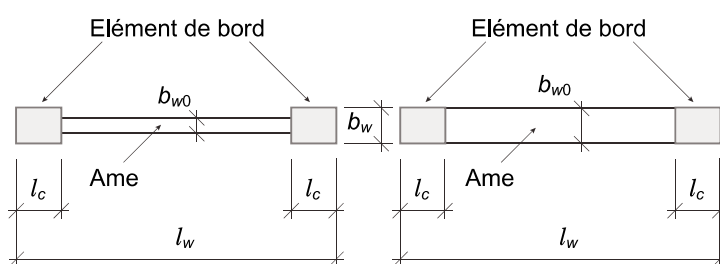


Figure 42: Éléments de bord pour les parois porteuses à bords libres



- 5.7.1.2 On appliquera les dispositions constructives énumérées ci-dessous aux éléments de bord des zones plastiques situées au pied des parois porteuses (figure 42) :
- épaisseur de l'élément de bord : $b_w \geq 200$ mm et $b_w \geq h_s/15$
 - longueur de l'élément de bord : $l_c \geq 300$ mm et $l_c \geq l_w/10$. Toutefois, l_c doit correspondre à au moins 70% de la longueur de la zone comprimée
 - lorsque les extrémités de la paroi porteuse sont liées à des éléments transversaux suffisamment armés, les éléments de bord ne sont pas nécessaires. Cette condition est remplie lorsque l'épaisseur de l'élément transversal est $> h_s/15$ et que sa longueur est $> h_s/5$
 - une armature de frettage selon chiffre 5.7.1.4 sera prévue dans les zones plastiques des éléments de bord.

5.7.1.3 Dans les zones plastiques, l'âme entre les éléments de bord doit avoir une épaisseur de $b_{w0} \geq 150$ mm et $b_{w0} \geq l_w/25$ resp. $h_s/20$.

5.7.1.4 L'armature de frettage des éléments de bord (figure 43) respectera les dispositions constructives énumérées ci-dessous:

- les zones plastiques seront frettées au moyen d'étriers dont l'espacement sera inférieur à 150 mm ou $6\phi_{sl}$. L'espacement entre la section d'extrémité et le premier étrier de frettage n'excédera pas 50 mm. Le diamètre des étriers de frettage ne sera pas inférieur à $0,35\phi_{sl,max}$
- dans les zones plastiques, une barre longitudinale sur deux doit être retenue par le coude d'un étrier de frettage ou par un crochet de frettage. L'espacement entre les barres retenues n'excédera pas 200 mm
- dans les zones plastiques, le taux d'armature mécanique volumétrique ω_{wd} minimum suivant doit être respecté:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume}^1 \text{ des étriers et crochets de frettage}}{\text{volume du béton de la zone frettée}} \frac{f_{sd}}{f_{cd}} \geq \frac{1}{\alpha_n \alpha_s} \left(30\mu_{\phi} \left(\frac{-N_d}{A_c f_{cd}} + \omega_v \right) \frac{f_{sd}}{E_s} \frac{b_w}{b_0} - 0,035 \right) \quad (112)$$

¹⁾ sans la longueur d'ancrage

La ductilité de courbure nécessaire μ_{ϕ} dans les zones plastique peut être estimée comme suit:

$$T_1 < T_C: \mu_{\phi} = 1 + 2(q - 1) \frac{T_C}{T_1}$$

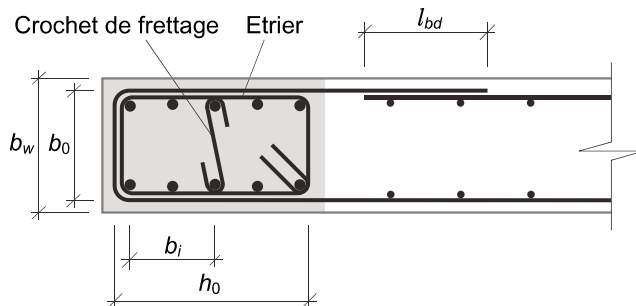
$$T_1 \geq T_C: \mu_{\phi} = 2q - 1$$

Les facteurs d'efficacité du frettage α_n et α_s sont définis de la manière suivante:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_0 h_0}$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s}{2h_0} \right).$$

Figure 43: Zone de frettage dans l'élément de bord d'une paroi porteuse



5.7.2 Cadres

5.7.2.1 On appliquera aux poutres des cadres (figure 44) les dispositions constructives énumérées ci-dessous:

- la longueur de la zone plastique est égale à 1,5 fois la hauteur b de la poutre
- on placera une armature qui ne sera pas inférieure à la moitié de l'armature tendue dans la partie comprimée de la zone plastique
- les zones plastiques seront frettées au moyen d'étriers dont l'espacement sera inférieur à 150 mm ou $6\phi_{sl}$, resp. $b/4$. L'espacement entre la section d'extrémité et le premier étrier de frettage n'excédera pas 50 mm. Le diamètre des étriers de frettage ne sera pas inférieur à $0,35\phi_{sl,max}$
- en dehors des zones plastiques, on disposera des étriers de frettage espacés de moins de 250 mm, resp. $b/2$.

5.7.2.2 On appliquera aux colonnes des cadres (figure 44) les dispositions constructives énumérées ci-dessous:

- la dimension minimale des colonnes ne sera pas inférieure à 200 mm
- on admettra que la longueur de la zone plastique est égale à 1,5 fois la dimension a de la colonne, mais au minimum $h/6$, resp. 450 mm

5.8 Protections de surface

- 5.8.1 L'application d'une protection de surface peut se révéler adéquate pour les ouvrages nouvellement construits. On respectera dans ce cas les dispositions de la norme SIA 269/2.
- 5.8.2 On étudiera en particulier la nécessité d'une protection de surface pour les éléments de construction soumis aux classes d'exposition XC4, XD2b et XD3. Selon le type de protection choisi, on pourra réduire les valeurs d'enrobage définies dans le tableau 18.

5.9 Incorporés

Les incorporés noyés dans le béton doivent répondre aux mêmes exigences en matière de sécurité structurale, d'aptitude au service, de classe d'exposition, etc. que l'élément de construction correspondant.

6 EXÉCUTION

6.1 Coffrage et étiayage

- 6.1.1 L'élaboration du projet, la conception des détails de construction et l'exécution du coffrage et de l'étiayage seront conformes aux normes en vigueur. Un dimensionnement de l'étiayage fait partie des exigences requises.
- 6.1.2 Le coffrage et l'étiayage doivent être à même de supporter les sollicitations résultant du poids propre du béton et des charges de service du chantier en tenant compte du déroulement des travaux, et notamment des opérations de bétonnage. On tiendra compte du tassement éventuel des fondations ainsi que de la redistribution des sollicitations sur l'étiayage suite aux déformations de l'ouvrage (dues par exemple à la mise en tension d'unités de précontrainte).
- 6.1.3 On tiendra compte des actions sur le coffrage et l'étiayage définies dans la norme SIA 261.
- 6.1.4 On accordera une attention particulière aux problèmes de stabilité lors de la vérification de la sécurité structurale. On tiendra compte des excentricités éventuelles des efforts normaux. Pour les liaisons articulées, on admettra une excentricité des forces de compression égale à la moitié de la largeur de l'élément comprimé.
- Pour tenir compte des imperfections géométriques et des chocs, on introduira dans le calcul des forces horizontales s'élevant à 3% des charges ou des efforts normaux à stabiliser et s'exerçant aux nœuds dans la direction la plus défavorable. Pour les éléments comprimés se comportant comme des barres bi-articulées courtes, on déterminera les forces horizontales à partir d'un calcul charge-déformation. On évitera ce genre d'éléments autant que possible. Pour les étiayages fabriqués en atelier, on appliquera les normes de structures correspondantes.
- 6.1.5 On accordera une attention particulière aux dispositions constructives des zones d'appui.
- 6.1.6 On compensera si nécessaire les déformations du coffrage et de l'étiayage. Les auteurs du projet spécifieront les flèches admissibles.
- 6.1.7 Les éventuelles contre-flèches seront indiquées sur les plans de coffrage.
- 6.1.8 L'étiayage fera l'objet de plans d'exécution.
- 6.1.9 On s'assurera de la conformité de l'exécution avant le début du bétonnage. Les différences ou les corrections par rapport aux plans (par exemple celles qui ont trait aux conditions de fondation ou à la hauteur des colonnes) seront consignées et évaluées. En particulier, on contrôlera la verticalité des pieux battus dont la tête sort du terrain pour servir d'étiayage et, le cas échéant, le risque d'affouillement de ceux-ci. On contrôlera l'opportunité des mesures prises sur place pour compenser les différences par rapport aux plans d'exécution.
- 6.1.10 On contrôlera la position des coffrages et le respect des tolérances dimensionnelles définies à l'annexe A. Pour des ponts ou des autres structures importantes, on contrôlera les déformations par des relevés en plan et des nivellements effectués avant et après le bétonnage, au besoin durant le bétonnage, la mise en précontrainte, le décoffrage ou l'enlèvement de l'étiayage.
- 6.1.11 Les plates-formes de travail et les installations de protection seront conformes aux prescriptions de la SUVA (Caisse nationale suisse d'assurance en cas d'accidents).

6.2 Mise en œuvre de l'acier d'armature passive

- 6.2.1 Le façonnage des armatures passives sera effectué au moyen de mandrins, de matrices ou de tout autre dispositif approprié en respectant les tolérances dimensionnelles définies à l'annexe A. Le façonnage à chaud ou au-dessous de +5 °C n'est autorisé qu'à la condition de respecter les directives du fournisseur.
- 6.2.2 Seules les barres dont le diamètre n'excède pas 12 mm peuvent être pliées sur le chantier sans utiliser de mandrin. On utilisera à cet effet des dispositifs appropriés et l'on veillera à respecter les rayons de pliage minimaux indiqués au chiffre 5.2.4. Le façonnage à chaud sans contrôle n'est pas admissible.

- 6.2.3 La qualité de la soudure des barres destinées à transmettre un effort sera contrôlée par des essais préalables et par une surveillance en cours d'exécution. Les soudures seront exécutées par du personnel spécialisé selon SN EN ISO 17660-1. Dans des cas particuliers, on procédera au prélèvement d'éprouvettes en cours d'exécution.
- 6.2.4 On évitera autant que possible les soudures de montage sur des armatures statiquement nécessaires. Toutefois, si de telles soudures sont indispensables, on contrôlera par des essais préalables et en cours d'exécution l'obtention des qualités requises de l'armature au droit de la section de soudure. Cette règle s'applique également aux cages d'armatures destinées à assurer la mise à terre d'une construction. Les soudures de montage sur des armatures statiquement nécessaires ne sont pas admissibles dans le cas d'éléments d'ouvrage sollicités à la fatigue. On accordera également une attention particulière au chiffre 5.2.4.2.
- 6.2.5 Les barres d'armature passive doivent être nettoyées de toute salissure, terre, graisse, peinture et restes de mortier avant la pose et avant le bétonnage. Une légère rouille n'est pas nuisible. La position des armatures définie dans les plans et l'enrobage des armatures ainsi que des ligatures seront assurés lors du bétonnage par des dispositifs de calage suffisants, compte tenu des tolérances d'exécution.

6.3 Mise en œuvre d'acier et d'unités de précontrainte

- 6.3.1 Pendant la fabrication, le transport, l'entreposage et la mise en place, les unités de précontrainte et en particulier les aciers de précontrainte doivent être protégés contre la corrosion, des intempéries, des dommages mécaniques et des salissures (cf. norme SIA 262/1). Exception faite de légères taches de corrosion superficielle, ils seront exempts de rouille lors de leur mise en place.



- 6.3.2 Afin d'éviter tout dommage dû à la corrosion sur les gaines en acier et sur l'acier de précontrainte, on veillera à ce que les délais entre la mise en place, la mise en tension et l'injection soient courts. L'on veillera aussi à empêcher la pénétration d'humidité et d'eau dans les unités de précontrainte. En présence de conditions et d'un environnement favorables (pas d'action des sels de déverglaçage, etc.), les délais suivants s'appliquent:
- au maximum 12 semaines entre la fabrication de l'unité et son injection
 - au maximum 4 semaines dans le coffrage, avant la mise en place du béton
 - au maximum 4 semaines entre la mise en tension et l'injection.

Si ces délais ne peuvent pas être respectés ou en présence de conditions et d'un environnement défavorables, des mesures de protection particulières (par exemple l'utilisation d'une émulsion protectrice agréée ou l'alimentation continue des unités de précontrainte avec de l'air sec, humidité relative de l'air < 50%) doivent être prévues. Des données supplémentaires sur les délais et les mesures de protection sont illustrées dans la norme SIA 262/1 et dans l'agrément technique des systèmes de précontrainte selon chiffre 3.4.1.2.



- 6.3.3 Les unités de précontrainte mises en place doivent être appuyées selon les indications contenues dans l'agrément technique du système utilisé selon chiffre 3.4.1.2. Elles seront fermement maintenues de façon à ne pas subir de déplacements lors de la mise en place et du compactage du béton. Les gaines vides seront ancrées contre la poussée d'Archimède.
- 6.3.4 On préviendra par des mesures appropriées l'endommagement des gaines (par exemple pliures ou écrasements) lors de la pose et des travaux de bétonnage. Il peut être nécessaire de renforcer les points hauts du tracé.
- 6.3.5 On contrôlera la position des câbles de précontrainte. Les tolérances sur les écarts verticaux et horizontaux définies à l'annexe A seront respectées.
- 6.3.6 Le soudage de l'acier de précontrainte n'est pas admissible.

6.4 Mise en œuvre du béton

6.4.1 Prévention des fissures dues à des déformations entravées

6.4.1.1 Les entraves aux déformations peuvent être à l'origine de l'apparition de fissures dans le béton au jeune âge déjà. Il y a en particulier risque de fissures traversantes dans les parties les plus jeunes de sections exécutées en plusieurs étapes (comme par ex. les tranchées couvertes, les poutres en caisson ou les bordures).

6.4.1.2 La sollicitation due aux déformations entravées dépend entre autres des facteurs suivants :

- développement de chaleur suite à l'hydratation du ciment
- propriétés thermiques et hygrométriques du béton
- montée en résistance du béton
- influences climatiques extérieures (température, humidité)
- dimension des éléments de construction et nature des surfaces de contact
- déroulement des travaux, ou différence d'âge d'un élément à l'autre de la construction.

6.4.1.3 Au stade du projet, on spécifiera les mesures à prendre en vue de réduire la sollicitation due aux déformations entravées. Ces mesures découlent des influences énumérées au chiffre 6.4.1.2. Leur efficacité est à étudier de manière détaillée avant le début des travaux.

6.4.2 Confection d'un béton d'enrobage compact

6.4.2.1 La qualité du béton d'enrobage dépend entre autres des facteurs suivants :

- la composition du béton
- la forme et les dimensions de l'élément de construction
- le taux d'armature et la disposition de l'armature
- le type de coffrage et le traitement préalable
- le type de mise en place du béton
- le type et la durée de la cure.

6.4.2.2 On contrôlera la compacité du béton d'enrobage par des essais de perméabilité (par ex. des mesures de la perméabilité à l'air) effectués directement sur la construction ou sur des éprouvettes (par ex. résistance à la carbonatation du béton) prélevées sur celle-ci.

6.4.3 Mesures à prendre avant le bétonnage

6.4.3.1 On spécifiera, avant le bétonnage, les mesures à prendre en cas d'interruption inopinée du bétonnage. Les étapes de bétonnage et les joints de reprise seront définis de manière spécifique à chaque projet.

6.4.3.2 On effectuera si nécessaire des contrôles du béton frais.

6.4.3.3 On contrôlera les dimensions de la structure définies par le coffrage ainsi que la conformité (exactitude et intégralité) de l'armature mise en place, les évidements et les incorporés. Un procès-verbal de réception sera établi à l'issue de ce contrôle.

6.4.3.4 Les coffrages en bois ainsi que tous les coffrages d'évidements seront préalablement traités et amplement arrosés. Les coffrages d'évidements seront ancrés contre la poussée d'Archimède.

6.4.4 Programme de bétonnage et joints de reprise

6.4.4.1 Les travaux de bétonnage seront effectués selon un programme établi au préalable.

6.4.4.2 Lorsque l'on ne peut éviter des joints de reprise, ceux-ci seront préalablement définis de façon précise, et disposés perpendiculairement à la direction des sollicitations de compression. Les surfaces de reprise seront rendues rugueuses par un traitement adéquat de type béton lavé ou repiquage. Dans des cas spéciaux, on peut prévoir un profilage à emboîtement des surfaces de contact.

6.4.4.3 Aux joints de reprise, le béton insuffisamment durci ne sera pas repiqué au moyen d'outils pointus ou à percussion susceptibles d'endommager la structure du béton.

6.4.5 **Transport, mise en place et compactage du béton**

- 6.4.5.1 On protégera le béton de la dessiccation, de la pluie et du gel durant son transport. De plus, on veillera à éviter tout risque de ségrégation ou de prise prématurée en réglant la composition du béton frais, le mode et la durée du transport ainsi que la mise en place par des opérations compatibles et bien synchronisées.
- 6.4.5.2 Le béton frais doit être mis en place et compacté de manière correcte et en évitant tout risque pouvant engendrer un risque de ségrégation.
- 6.4.5.3 Le béton doit être mis en œuvre de telle manière qu'il soit le plus homogène et le plus dense possible, et qu'il enrobe complètement l'armature.
- 6.4.5.4 En cas de gel ou de forte chaleur, le bétonnage sera subordonné à des mesures de protection appropriées. Ces mesures s'appliquent à une période qui va du début de la confection du béton à l'achèvement de la cure. La nature et l'importance des mesures de protection nécessaires dépendent de la température et de l'humidité de l'air ambiant, du vent, de la température du béton frais, du dégagement de chaleur d'hydratation du ciment, de la dissipation de chaleur ainsi que des dimensions de l'élément de construction.
- 6.4.5.5 A défaut de mesures particulières lors de la mise en œuvre et du compactage, la température du béton frais ne sera ni inférieure à +5 °C, ni supérieure à +30 °C. Le cas échéant, l'eau de gâchage et les granulats seront préalablement chauffés ou refroidis.
- 6.4.5.6 On ne tolérera aucun élément gelé au sein du granulat. Si la température des aciers d'armature est inférieure à +1 °C, on préviendra la formation d'une couche de glace à leur surface pendant le bétonnage par un apport de chaleur.
- 6.4.5.7 Il n'est pas admissible de bétonner sur ou contre un sol gelé. On éliminera les parties altérées par le gel avant de poursuivre le bétonnage.

6.4.6 **Cure du béton**

- 6.4.6.1 Le type et la durée de la cure dépendent des conditions météorologiques (température, humidité de l'air et vent), de la température et de la montée en résistance du béton, du type de coffrage ainsi que de la géométrie des éléments de construction et des exigences définies par l'auteur du projet.
- 6.4.6.2 Jusqu'à ce que le béton ait atteint une résistance suffisante, on le protégera immédiatement contre les risques de délavage et contre la dessiccation prématurée due au rayonnement solaire ou au vent, de même que contre des fortes variations de température et des vibrations nuisibles.
- 6.4.6.3 On prendra des dispositions de nature à retarder le début du retrait jusqu'à ce que le béton ait atteint une résistance à la traction suffisante, par exemple :
- une protection contre la dessiccation précoce
 - l'isolation thermique du béton fraîchement mis en place.
- 6.4.6.4 En règle générale, le traitement de cure convenant à des températures ambiantes comprises entre +10 °C et +25 °C consiste à couvrir le béton, maintenir son humidité, le laisser dans le coffrage ou lui appliquer un produit de cure. On prévoira des mesures particulières dès que la température ambiante tombe au-dessous de +10 °C ou qu'elle monte au-dessus de +25 °C et en cas d'éléments de construction massifs.
- 6.4.6.5 On s'assurera par des essais préalables de l'efficacité de toute méthode spéciale de cure ou de tout procédé destiné à accélérer le durcissement.
- 6.4.6.6 La durée de cure nécessaire est définie en fonction de la montée en résistance dans la zone de bord du béton. Cette durée est décrite par les classes de cure NBK 1 à 4 du tableau 22 et elle est définie par le pourcentage de la résistance caractéristique à 28 jours atteinte en surface du béton à la fin de la cure. Les exigences et les classes de cure résultantes seront définies de façon spécifique au projet.

Tableau 22: Définition et utilisation des classes de cure (NBK)

Classes de cure (NBK)	1	2	3	4
Durée (en heures)	12 ¹⁾	–	–	–
Pourcentage de la résistance caractéristique à 28 jours	–	35%	50%	70%
Exigences	aucune	usuelles	accrues	sévères
¹⁾ Tant que la prise du béton ne dure pas plus que 5 heures et que la température du béton à la surface vaut au moins 5 °C.				



- 6.4.6.7 Si aucune condition relative à l'étanchéité de la zone de bord n'est spécifiée, la classe de cure NBK2 suffit (p.ex. XC2). Les exigences accrues correspondent aux éléments de construction exposés aux intempéries (p.ex. XC4), tandis que les exigences sévères doivent être spécifiées pour les éléments de construction fortement exposés et à durée de service longue (p.ex. XD3, XF4) ou devant présenter une résistance à l'abrasion.
- 6.4.6.8 L'évolution de la résistance du béton peut être estimée de manière plus précise par l'une des méthodes suivantes :
- calcul de l'évolution de la résistance du béton à partir de mesures de température, qui s'effectueront à une profondeur maximale de 10 mm de la surface
 - calcul de l'évolution de la résistance du béton sur la base de la température journalière moyenne de l'air
 - mesure au scléromètre (après calibration)
 - toute autre méthode appropriée.
- 6.4.6.9 Le calcul de l'évolution de la résistance du béton doit être basé sur des hypothèses appropriées, ayant fait leurs preuves avec le type de béton considéré (type et dosage en ciment, additions, rapport e/c et adjuvants) ainsi qu'avec les conditions de température et l'élément de construction considéré.
- 6.4.6.10 En l'absence de résultats précis pour le béton utilisé et d'estimations éprouvées selon chiffre 6.4.6.9 ainsi que d'essais correspondants pendant l'exécution, la durée minimale de la cure se basera sur les valeurs données dans le tableau 23. L'évolution de la résistance du béton sera décrite par la valeur r (rapport de la résistance moyenne à respectivement 2 et 28 jours: $r = f_{cm,2}/f_{cm,28}$).

Tableau 23: Valeurs indicatives pour la durée minimale de la cure

		Durée minimale de la cure [jours] ¹⁾									
Evolution de la résistance du béton à 20 °C selon SN EN 206-1		rapide			moyenne			lente			très lente
		$r \geq 0,50$			$0,50 > r \geq 0,30$			$0,30 > r \geq 0,15$			$r < 0,15$
Classe de cure (NBK)		2	3	4	2	3	4	2	3	4	
Température de la surface du béton ³⁾ [°C]	$T \geq 25$	1,0	1,5	3	1,5	2,5	5	2,5	3,5	6	exigences particulières à définir
	$25 > T \geq 15$	1,0	2,0	5	2,5	4	9	5	7	12	
	$15 > T \geq 10$	1,5	2,5	7	4	7	13	8	12	21	
	$10 > T \geq 5$ ²⁾	2,0	3,5	9	5	9	18	11	18	30	

¹⁾ Pour une durée d'ouvrabilité (période de temps durant lequel le béton est compacté avec les appareils prévus sur le chantier) de plus de 5 h, la durée de cure doit être prolongée de façon adéquate

²⁾ Pour des températures < 5 °C, la durée de la cure doit être prolongée du temps durant lequel la température est restée < 5 °C

³⁾ La température de l'air mesurée le matin à 07.00 heures à l'ombre peut être utilisée en alternative.



6.4.7 **Propriétés des surfaces devant recevoir une étanchéité**

Les surfaces des éléments de construction devant recevoir une étanchéité doivent répondre aux exigences concernant la géométrie et la structure selon les normes sur les étanchéités SIA 271, SIA 272, SIA 273 ou SN 640 450.

6.5 **Précontrainte**

6.5.1 **Mise en tension**

6.5.1.1 La précontrainte sera effectuée sur la base d'un programme de mise en tension préalablement établi. Ce programme contiendra toutes les indications utiles quant au moment et à la séquence des étapes de mise en tension, l'allongement théorique des aciers de précontrainte, la résistance requise du béton et, le cas échéant, le moment et les modalités de l'abaissement du cintre. On accordera une attention particulière au cintre dans la mesure où il s'opposerait aux déformations.

6.5.1.2 On consignera dans un procès-verbal de mise en tension toutes les observations importantes faites lors de la mise en précontrainte, notamment les valeurs effectivement mesurées des forces de tension et des allongements. L'écart entre les valeurs d'allongement théoriques et mesurées ne doit pas excéder 15% sur les unités considérées isolément et 5% sur la moyenne de toutes les unités d'une même section. En cas d'écarts plus importants, on en recherchera la cause avant l'injection et on en examinera les effets sur la structure.

6.5.2 **Injection des unités de précontrainte avec adhérence**

6.5.2.1 Les gaines des unités de précontrainte seront complètement remplies d'un matériau d'injection conforme au chiffre 3.4.5. On contrôlera le remplissage au droit de chacun des événements. On surveillera la consommation du matériau d'injection dans l'optique d'un contrôle approximatif.

6.5.2.2 On effectuera l'injection le plus tôt possible après la mise en tension. A cet égard, on respectera les indications du chiffre 6.3.2.

6.5.2.3 Avant de commencer les travaux d'injection, on s'assurera par des moyens appropriés que les gaines des câbles de précontrainte ne souffrent d'aucune obstruction sur toute leur longueur.

6.5.2.4 S'il y a risque de gel, on éliminera l'eau stationnant éventuellement dans les gaines. On prendra des dispositions particulières si la température est inférieure à +5 °C. On chauffera l'élément de construction si la température du coulis d'injection risque de descendre au-dessous de +5 °C durant les 48 heures suivant l'injection.

6.5.2.5 Des appareils appropriés et fonctionnant en continu seront utilisés pour le mélange et l'approvisionnement en matériau d'injection.

6.5.2.6 Le contrôle de production sur le chantier comprend l'analyse granulométrique, le contrôle de la fluidité, l'essai sur tube vertical ainsi que la détermination de la résistance à la compression et de la densité du coulis d'injection. Les exigences sont définies par la norme SIA 262/1.

6.5.2.7 Toutes les observations importantes faites lors de l'injection seront consignées dans un procès-verbal d'injection: on y indiquera en particulier les valeurs mesurées des principales propriétés du matériau d'injection.

6.6 **Décoffrage et enlèvement de l'étaisage**

6.6.1 Le moment du décoffrage dépend de la forme, des dimensions et du comportement de l'élément de construction, des déformations et sollicitations admissibles, ainsi que de la qualité du béton et de l'évolution de sa résistance dans le temps. On accordera une attention particulière au ralentissement de la montée en résistance du béton par basses températures.

- 6.6.2 On fixera le délai d'enlèvement des coffrages latéraux en fonction de la solidité du béton et de la géométrie de l'élément de construction.
- 6.6.3 Le décoffrage et l'enlèvement de l'échafaudage sont en principe autorisés dès que la résistance à la compression du béton au sein de la structure a atteint la moitié de la valeur moyenne définie au chiffre 3.1.2.2.2.
- 6.6.4 On conviendra des délais d'enlèvement de l'échafaudage dans le cas d'éléments de construction importants. On tiendra compte du programme de mise en tension s'il s'agit d'ouvrages en béton précontraint.
- 6.6.5 L'enlèvement de l'échafaudage et du coffrage seront exécutés sans secousse et en tenant compte du comportement de la structure.

6.7 Sol de fondation

- 6.7.1 La nature et l'état du sol de fondation seront consignés dans un rapport établi selon les dispositions de la norme SIA 267.
- 6.7.2 On vérifiera la concordance entre la qualité effective du sol et les hypothèses émises lors de l'élaboration du projet.

ANNEXE A (normative)

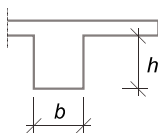
TOLERANCES DIMENSIONNELLES

A.1 Généralités

- A.1.1 Les dispositions générales relatives aux tolérances dimensionnelles sont énoncées dans la norme SIA 414 et dans la recommandation SIA 414/10 (Bâtiment).
- A.1.2 Les valeurs des écarts admissibles par rapport aux cotes ou aux positions théoriques telles qu'indiquées ci-après s'appliquent aux constructions en béton, en béton armé et en béton précontraint. Elles doivent être respectées indépendamment de toute autre prescription.

A.2 Dimensions des sections

A.2.1 Poutres



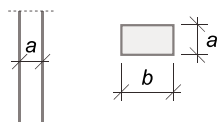
Dimension théorique b, h [mm]	≤ 200	≤ 400	≤ 1000	≤ 2000	> 2000
Ecart admissible [mm]	+ 10 - 5	+ 12 - 8	+ 16 - 10	+ 20 - 12	+ 25 - 16

A.2.2 Dalles



Dimension théorique h [mm]	≤ 200	≤ 400	≤ 1000	≤ 2000	> 2000
Ecart admissible [mm]	+ 10 - 5	+ 16 - 10	+ 20 - 12	+ 25 - 16	+ 30 - 20

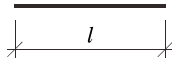
A.2.3 Parois et colonnes



Dimension théorique a, b [mm]	≤ 200	≤ 400	≤ 1000	≤ 2000	> 2000
Ecart admissible [mm]	+ 10 - 5	+ 12 - 8	+ 16 - 10	+ 20 - 12	+ 25 - 16

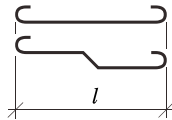
A.3 Armatures

A.3.1 Longueurs fixes



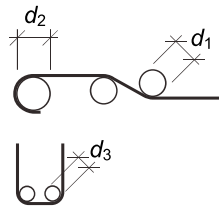
Dimension théorique l [mm]	≤ 2000	> 2000
Ecart admissible [%]		± 3
mais au moins [mm]	+ 10 – 20	+ 10 – 20

A.3.2 Longueurs de façonnage ¹⁾



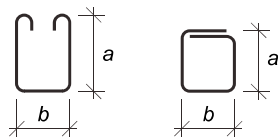
Diamètre de barres $\varnothing$ [mm]	≤ 14	≥ 16
Dimension théorique l :		
Ecart admissible [mm]	+ 10 – 20	+ 10 – 30

A.3.3 Diamètre des mandrins



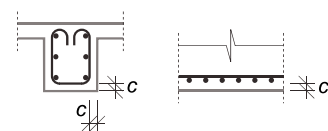
Dimension théorique d_i [mm]	d_1, d_2	d_3
Ecart admissible pour tout diamètre [mm]	+ 20 0	+ 5 0

A.3.4 Etriers ¹⁾



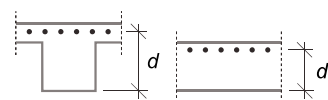
Dimension théorique a, b [mm]	≤ 300	> 300
Ecart admissible pour tout diamètre [mm]	+ 5 – 10	+ 5 – 15

A.3.5 Enrobage



Dimension théorique c_{nom} [mm]		20	>20 à < 30	≥ 30
Ecart admissible [mm]	surfaces coffrées et talochées/lissées	+ 10 0	+ 10 – 5	+ 10 – 10
	pas coffré, substrat préparé ou béton négatif			+ 20 – 20
	pas coffré, contre le terrain			+ 30 – 30

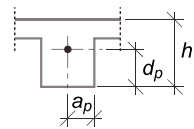
A.3.6 Position de l'armature supérieure ¹⁾



Dimension théorique d [mm]	≤ 2000	> 2000
Ecart admissible [mm]	+ 5 – 10	+ 5 – 20

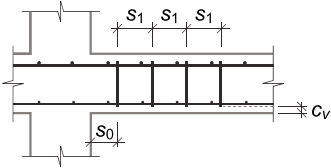
¹⁾ On respectera toutefois les valeurs minimales de l'enrobage de l'armature.

A.3.7 Position des unités de précontrainte ¹⁾



Epaisseur de dalle ou hauteur de poutre h [mm]	≤ 2000	> 2000
Position verticale théorique d_p :		
Ecart admissible [mm]	+ 5 - 5	+ 10 - 10
Position horizontale théorique a_p :		
Ecart admissible [mm]	+ 15 - 15	+ 15 - 15

A.3.8 Position de l'armature de poinçonnement



Espacements s_0, s_1 :	
Ecart admissible [mm]	+ 10 - 10
Espacement c_v :	
Ecart admissible [mm]	+ 5 - 5

¹⁾ On respectera toutefois les valeurs minimales de l'enrobage de l'armature.

Abréviations des organisations représentées dans la Commission SIA 262

Empa	Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt
EPFL	Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
ETH Zürich	Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
OFROU	Office fédéral des routes

Commission SIA 262

Président	Hans Rudolf Ganz, dr ing. dipl. EPF, Bösingén	Ingénieur-conseil
Membres	Manuel Alvarez, dr ing. dipl. EPF, Ittigen Daniel Buschor, ing. dipl. EPF, Berthoud Aldo Chitvanni, ing. dipl. EPF, Coire Christoph Czaderski, dr ing. dipl. EPF, Dübendorf Blaise Fleury, ing. dipl. EPF, Eclépens Ernst Honegger, ing. dipl. EPF, Berne Bernard Houriet, dr ing. dipl. EPF, Tramelan Fritz Hunkeler, dr ing. dipl. EPF, Wildegg Albin Kenel, prof. dr ing. dipl. EPF, Rapperswil Rudolf Lager, ing. dipl. EPF, Thouné Peter Lunk, dr ing. dipl., Würenlingen Konrad Moser, dr ing. dipl. EPF, Zurich Aurelio Muttoni, prof. dr ing. dipl. EPF, Lausanne Erdjan Opan, ing. dipl. EPF, Neuchâtel Sylvain Plumey, dr ing. dipl. EPF, Porrentruy Luc Trausch, dr ing. dipl. EPF, Zurich	OFROU Bureau d'études Bureau d'études Empa Industrie Industrie Bureau d'études Laboratoire des matériaux Haute école spécialisée Entreprise Industrie Bureau d'études EPFL Bureau d'études/direction des travaux Bureau d'études Bureau d'études
Procès-verbal	Daniel Heinzmann, dr ing. dipl. EPF, Visperterminen	Haute école spécialisée

Adoption et validité

La Commission centrale des normes de la SIA a adopté la présente norme SIA 262 le 20 novembre 2012.

Elle est valable à partir du 1^{er} janvier 2013.

Elle remplace la norme SIA 262 *Construction en béton*, édition 2003.

Copyright © 2013 by SIA Zurich

Tous les droits de reproduction, même partielle, de copie, intégrale ou partielle (photocopie, microcopie, CD-ROM, etc.), d'enregistrement sur ordinateur et de traduction sont réservés.

Betonbau - Korrigenda C1 zur Norm SIA 262:2013

Costruzioni di calcestruzzo - Errata-corrigé C1 della norma SIA 262:2013

Construction en béton - Correctif C1 à la norme SIA 262:2013

Numéro de référence
SN 505262-C1:2017 de

Valable dès: 2017-02-01

Éditeur
Société suisse des ingénieurs
et des architectes
Case postale, CH-8027 Zurich

Nombre de pages: 13

Copyright © 2017 by SIA Zurich

Groupe de prix: 0

Le présent correctif SIA 262/1-C1:2017 à la norme SIA 262:2013 a été approuvé par la commission SIA « Normes de structures porteuses » le 24 octobre 2016.

Il est valable à partir du 1 février 2017.

Il est mis à disposition sous www.sia.ch/correctif > SIA 262.

Correctif C1 à la norme SIA 262:2013 fr (1^{er} tirage 2013-01)

Page	Chiffre/ figure	jusqu'à présent (Les passages erronés sont écrits en gras / biffé)	Correction (Les passages corrigés sont écrits en gras / italique)
6	0.3	 – SN EN 206-1 Béton – Partie 1 : Spécification, performances, production, et production et conformité – SN EN 206-9 Béton – Partie 9 : Règles complémentaires pour le bé- ton autoplaçant 	 Béton – Spécification, performances, production et conformité
12	1.2.1	D_{max} diamètre maximal du granulat	D_{max} diamètre maximal des granulats effectivement utilisés dans le béton
12	1.2.1 (nouv.)		D_{lower} (= $D_{inf.}$) plus petite valeur de D_{max} selon chiff. 3.2 SN EN 206
12	1.2.1 (nouv.)		D_{upper} (= $D_{sup.}$) plus grande valeur de D_{max} selon chiff. 3.2 SN EN 206
17	1.2.2 (nouv.)		w_{nom} ouverture nominale des fissures
19	1.2.3 (nouv.)		$\sigma_{s,adm}$ contrainte admissible dans l'acier pour limiter l'ouverture nomi- nale des fissures w_{nom}
25	3.1.1.2.1	L'utilisation de « béton à propriétés spécifiées » implique l'indication des exi- gences essentielles relatives à : – la classe de résistance à la compression (tableau 3) – les classes d'exposition (tableau 1) – la valeur nominale du diamètre maximal du granulat (D_{max}) – la classe de teneur en chlorures (tableau 2) – la classe de consistance ou la valeur de consistance visée (ta- bleau 2) – la classe de masse volumique ou la masse volumique visée pour le béton léger et le béton lourd (tableau 2).	L'utilisation de « béton à propriétés spécifiées » implique la spécification des don- nées de base suivantes : – la classe de résistance à la compression (tableau 3) – les classes d'exposition (tableau 1) – la valeur nominale du diamètre maximal du granulat (D_{max}) – la classe de teneur en chlorures (tableau 2) – la classe de consistance ou la valeur de consistance visée (tableau 2) – la classe de masse volumique ou la masse volumique visée pour le bé- ton léger et le béton lourd (tableau 2). Sans indication contraire, la convention suivante s'applique pour le diamètre maximal des granulats dans le béton : $D_{max} = D_{upper} = D_{lower}$

Page	Chiffre/ figure	jusqu'à présent (Les passages erronés sont écrits en gras / biffé)	Correction (Les passages corrigés sont écrits en gras / italique)
25	3.1.1.2.3	La désignation des sortes de béton aura la forme suivante (voir tableaux 1, 2 et 3): Béton selon SN EN 206-1 — Béton léger selon SN EN 206-4 	La désignation des sortes de béton aura la forme suivante (voir tableaux 1, 2 et 3): Béton selon SN EN 206 Béton léger selon SN EN 206
39	3.4.1.2	Seuls des systèmes de précontrainte dont la qualification est attestée par un agrément technique et une évaluation de la conformité selon les indications de la norme SIA 262/4 peuvent être mis en œuvre. Ces systèmes possèdent un Agrément Technique Suisse (ATS) ou un Agrément Technique Européen (ATE) avec Agrément d'Application Suisse (SA).	Seuls des systèmes de précontrainte dont la qualification a été prouvée avec un essai de type initial et une évaluation de la conformité selon norme SIA 262/1.
39	3.4.1.3	La qualification des systèmes de précontrainte pour lesquels il n'existe pas de guide référentiel pour l'agrément technique sera effectuée par analogie avec le chiffre 3.4.1.2.	La qualification des systèmes de précontrainte pour lesquels il n'existe pas de document d'évaluation sera effectuée par analogie avec le chiffre 3.4.1.2.
40	3.4.1.4	Les dispositions contenues dans l'Agrément Technique Suisse (ATS) ou l'Agrément Technique Européen (ATE) avec Agrément d'Application Suisse (SA) pour le système de précontrainte utilisé doivent être prises en considération pour l'élaboration du projet et pour la mise en œuvre, soit par exemple: 	Les systèmes de précontrainte sont à documenter de façon exhaustive. Les spécifications de la documentation technique du système utilisé doivent être considérées pour l'élaboration des projets et leur exécution. La documentation technique doit contenir, entre autres, les données suivantes :
40	3.4.5.1	Le matériau d'injection destiné aux unités de précontrainte avec adhérence doit être un coulis à base de ciment, constitué généralement de ciment Portland, d'eau et d'adjuvants. Ce coulis peut aussi être utilisé pour des unités de précontrainte extérieures. La norme SIA 262/1 donne des indications sur les exigences et les méthodes d'essai.	Pour les unités de précontrainte avec adhérence, un coulis à base de ciment doit être utilisé. En règle générale, celui-ci est composé de ciment Portland, d'eau et d'adjuvants. Ce coulis peut aussi être utilisé pour des unités de précontrainte extérieures. La norme SIA 262/1 donne des indications sur les exigences et les méthodes d'essai.
41	3.4.6.3	Les rayons de courbure minimaux applicables aux éléments de déviation se trouvent dans l'agrément du système de précontrainte selon chiffre 3.4.1.2.	Les rayons de courbure minimaux applicables aux éléments de déviation et les longueurs droites minimales derrière les ancrages se trouvent dans la documentation technique du système de précontrainte utilisé selon chiffre 3.4.1.2.

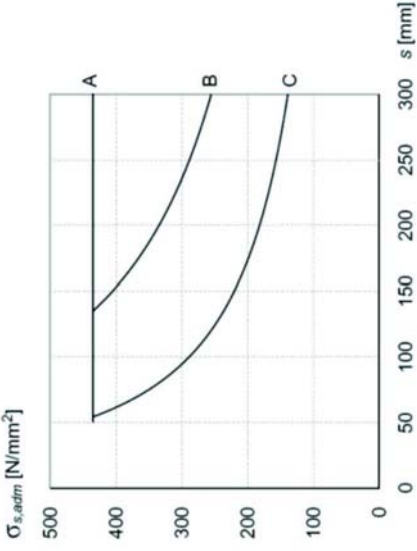
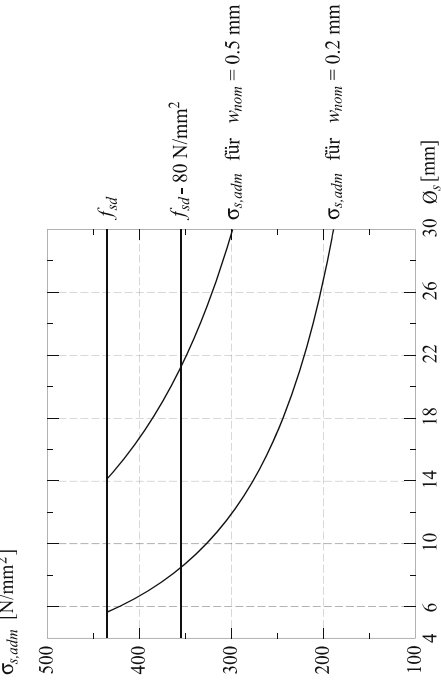
Page	Chiffre/ figure	jusqu'à présent (Les passages erronés sont écrits en gras / biffé)	Correction (Les passages corrigés sont écrits en gras / italique)
46	4.1.5.3.3	 Les valeurs de μ et $\Delta\varphi$ sont données dans l'agrément technique du système de précontrainte selon chiffre 3.4.1.2.	 <i>Les valeurs de μ et $\Delta\varphi$ sont données dans la documentation technique du système de précontrainte utilisé selon chiffre 3.4.1.2.</i>
54	4.3.3.4.3	La résistance à l'effort tranchant d'une armature verticale est donnée par: La résistance à l'effort tranchant d'une armature inclinée est donnée par:	La résistance <i>d'une armature d'effort tranchant perpendiculaire à l'axe de l'élément de structure</i> est donnée par : La résistance <i>d'une armature d'effort tranchant inclinée par rapport à l'axe de l'élément de structure</i> est donnée par :
55	4.3.3.4.6	On vérifiera les dimensions de l'âme pour l'inclinaison choisie du champ de compression. La résistance des poutres pourvues d'une armature d'effort tranchant verticale est limitée à: Celle des poutres pourvues d'une armature d'effort tranchant inclinée est limitée à:	On vérifiera les dimensions de l'âme pour l'inclinaison choisie du champ de compression. La résistance des poutres pourvues d'une <i>armature d'effort tranchant perpendiculaire à l'axe de l'élément de structure</i> est limitée à : Celle des poutres pourvues d'une <i>armature d'effort tranchant inclinée par rapport à l'axe de l'élément de structure</i> est limitée à :
63	4.3.6.7.4	La valeur de calcul de l'effort tranchant correspond à la sollicitation de la situation de risque accidentelle pour laquelle l'effondrement doit être exclu.	La valeur de calcul de l'effort tranchant correspond à la sollicitation <i>de la situation de dimensionnement accidentelle</i> pour laquelle l'effondrement doit être exclu.
69	4.3.10.1.2	Les structures porteuses seront conçues de telle sorte qu'elles ne subissent pas de défaillance prématurée due aux dilatations thermiques ou aux déformations imposées ou entravées générées par l'incendie.	Les structures porteuses seront conçues de telle sorte qu'elles ne subissent pas de défaillance prématurée due <i>aux déformations entravées et libres</i> générées par l'incendie.

Page	Chiffre/ figure	jusqu'à présent (Les passages erronés sont écrits en gras / biffé)	Correction (Les passages corrigés sont écrits en gras / italique)
69	4.3.10.4.1	L'étude des structures soumises à l'action du feu par la méthode générale de calcul doit fournir une approche fiable du comportement prévisible des divers éléments de construction. On pourra utiliser des méthodes de calcul différentes pour déterminer l'action et la diffusion de la température dans l'élément considéré ainsi que son comportement.	L'étude des structures soumises à l'action du feu par la méthode générale de calcul doit fournir une approche fiable du comportement prévisible des divers éléments de construction. Les hypothèses prises dans la méthode de calcul sont à prendre en compte au moyen d'un concept de sécurité adéquat. L'application de méthodes générales de calcul est à restreindre aux éléments en béton sans éclaircissements significatifs.
69	4.3.10.4.2	L'étude de la répartition de la température dans l'élément considéré sera fondée sur la théorie de la transmission de chaleur par rayonnement, par conduction et par convection. On tiendra compte de la variation des propriétés des matériaux en fonction de la température. L'influence du taux d'humidité et des migrations d'humidité pourra être négligée.	L'étude de la répartition de la température dans l'élément considéré sera fondée sur la théorie de la transmission de chaleur par rayonnement, par conduction et par convection. On tiendra compte de la variation des propriétés des matériaux en fonction de la température.
69	4.3.10.4.4	Les vérifications seront basées sur les chiffres 4.3.3 à 4.3.7 alors que les propriétés des matériaux seront déterminées selon le chiffre 4.3.10.2. Dans le calcul de la résistance des dalles à l'effort tranchant et au poinçonnement ainsi que dans le calcul de l'excentricité des éléments comprimés élançés, on tiendra particulièrement compte de l'apparition possible d'autocontraintes dues à une répartition non uniforme de la température dans l'élément considéré.	Les vérifications seront basées sur les chiffres 4.3.3 à 4.3.7 alors que les propriétés des matériaux seront déterminées selon le chiffre 4.3.10.2. Dans le calcul de la résistance des dalles à l'effort tranchant et au poinçonnement ainsi que dans le calcul de l'excentricité des éléments comprimés élançés, on tiendra particulièrement compte de l'apparition possible d'autocontraintes dues à une répartition non uniforme de la température dans l'élément considéré ainsi que des déformations entravées et libres. Pour les éléments de structure selon 4.3.10.1.2 les déformations imposées et entravées peuvent être négligées.
70	4.3.10.4.5	On vérifiera la sécurité structurale des dispositifs de goujonage et d'ancrage au moyen des propriétés des matériaux réduites selon le chiffre 4.3.10.2. On tiendra également compte des sollicitations dues à une répartition non uniforme de la température dans l'élément considéré ainsi que des affaiblissements dus à des éclatements et à des fissures.	On vérifiera la sécurité structurale des dispositifs de goujonage et d'ancrage au moyen des propriétés de matériau selon chiffre 4.3.10.2.
70	4.3.10.5.1 Tableau 16		 L'application du tableau 16 se limite de manière générale à R 180 et en plus pour les colonnes à des élancements de $\lambda \leq 50$ jusqu'à R 90 resp. $\lambda \leq 30$ à partir de R 120.

Page	Chiffre/ figure	jusqu'à présent (Les passages erronés sont écrits en gras / biffé)	Correction (Les passages corrigés sont écrits en gras / italique)
70	4.3.10.5.2	On préviendra à l'aide de mesures constructives les formes de défaillance non couvertes par ce procédé de vérification, comme l'éclatement du béton d'enrobage, les ruptures d'adhérence ou le flambage de l'armature comprimée.	Pour les cas suivants aucune vérification relative à l'éclatement est nécessaire : - Classes de résistance au feu $\leq R 30$ en présence de classes de résistance à la compression du béton $< C 50/60$ - Des structures porteuses planes conçues selon chiff. 4.3.10.1.2 Pour tous les autres cas, il faut vérifier que des éclatements peuvent être évités ou alors prévoir des mesures lorsque - la résistance à la compression moyenne sur cylindre est $f_{cm,28} \geq 45 \text{ N/mm}^2$ pour des bétons à classe de consistance $\geq F5$ (étalement) resp. pour des bétons autoplaçants SF1 à SF3 (slumpflow selon SN EN 206), ou - la classe de résistance à la compression du béton est $\geq C 50/60$ pour toutes les autres classes de consistance. Le comportement d'éclatement du béton ou l'aptitude des mesures doit être vérifié par essai.
70	4.3.10.5.3	Pour les éléments en béton précontraint, on majorera de 25 à 50% les valeurs du tableau 16. De plus, lors du calcul de la résistance ultime, on tiendra compte du fait que la précontrainte peut subir une réduction sous l'action de la température.	Pour les unités de précontrainte, on majorera l'enrobage minimal valable pour l'armature passive du tableau 16 de 15 mm.
70	4.3.10.6.1	Dans certains cas, l'ajout de fibres de polypropylène peut constituer une mesure diminuant le risque d'écaillage explosif du béton, car elles favorisent la migration de la vapeur dans les espaces de décompression libérés par la fonte du polypropylène sous l'action de la température.	L'ajout de fibres de polypropylène peut réduire le risque d'un éclatement explosif du béton. L'efficacité des fibres utilisées doit être vérifiée par essai.
70	4.3.10.6.2	Les armatures collées seront pourvues d'une isolation thermique permettant d'exclure toute défaillance par décollage, lorsque leur résistance ultime a une influence significative sur la vérification de la situation de projet incendie.	Les armatures collées seront pourvues d'une isolation thermique permettant d'exclure toute défaillance de l'adhérence ainsi que de l'armature , lorsque leur résistance ultime a une influence significative sur la vérification de la situation de projet incendie.
72	4.4.2.3.3	Le dimensionnement de l'armature minimale s'effectue en limitant les contraintes dans l'acier à des valeurs admissibles, en fonction des exigences choisies au chiffre 4.4.2.2.3.	Le dimensionnement de l'armature minimale s'effectue en limitant les contraintes dans l'acier à des valeurs admissibles, en fonction des exigences choisies au chiffre 4.4.2.2.3 et pour des sollicitations principalement statiques. Pour des sollicitations principalement dynamiques, des ouvertures de fissure plus importantes sont probables ; l'armature minimale doit être majorée au moyen de modèles de calcul avancés.

Page	Chiffre/ figure	jusqu'à présent (Les passages erronés sont écrits en gras / biffé)	Correction (Les passages corrigés sont écrits en gras / italique)
72	4.4.2.3.4	Les buts recherchés, les actions et les exigences figurent dans le tableau 17. Les contraintes admissibles se trouvent sur la figure 31.	Les buts recherchés, les actions et les exigences figurent dans le tableau 17. La contrainte admissible dans l'acier pour limiter l'ouverture nominale des fissures au moment de la fissuration est : $\sigma_{s,adm} = \sqrt{\frac{9 \cdot E_s \cdot f_{ctm} \cdot w_{nom}}{\phi_s}} \leq f_{sd} \quad (100a)$ L'ouverture nominale des fissures w_{nom} est une grandeur théorique définie au niveau de l'axe de l'armature ; elle ne correspond pas à l'ouverture des fissures à la surface du béton. Figure 31 montre les contraintes admissibles dans l'acier pour limiter l'ouverture nominale des fissures en fonction du diamètre de l'armature, à titre d'exemple pour $f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ (béton classé C 30/37).
73	Tableau 17	Objectifs, sollicitations et exigences pour le contrôle des fissures	Objectifs, sollicitations et exigences pour limiter l'ouverture des fissures.

Page	Chiffre/ figure	jusqu'à présent (Les passages erronés sont écrits en gras / biffé)	Correction (Les passages corrigés sont écrits en gras / italique)																																										
73	Tableau 17	<table><tr><th rowspan="2">Objectifs</th><th colspan="3">Exigences</th></tr><tr><th>normales</th><th>accrues</th><th>élevées</th></tr><tr><td>Eviter une défaillance fragile lorsque f_{ctd} est atteint</td><td>A</td><td>A</td><td>A</td></tr><tr><td>Limitier l'ouverture des fissures sous déformations imposées ou entravées (lorsque f_{ctd} est atteint)</td><td>A</td><td>B</td><td>C</td></tr><tr><td>Limitier l'ouverture des fissures pour les cas de charge quasi permanents selon la norme SIA</td><td>-</td><td>-</td><td>C</td></tr><tr><td>Limitier l'ouverture des fissures pour les cas de charge fréquents selon la norme SIA 260</td><td>-</td><td>$f_{ed} - 80$</td><td>$f_{ed} - 80$</td></tr></table>	Objectifs	Exigences			normales	accrues	élevées	Eviter une défaillance fragile lorsque f_{ctd} est atteint	A	A	A	Limitier l'ouverture des fissures sous déformations imposées ou entravées (lorsque f_{ctd} est atteint)	A	B	C	Limitier l'ouverture des fissures pour les cas de charge quasi permanents selon la norme SIA	-	-	C	Limitier l'ouverture des fissures pour les cas de charge fréquents selon la norme SIA 260	-	$f_{ed} - 80$	$f_{ed} - 80$	<table><tr><th rowspan="2">Objectifs</th><th colspan="3">Exigences</th></tr><tr><th>normales</th><th>accrues</th><th>élevées</th></tr><tr><td>Eviter une défaillance fragile lorsque f_{ctd} est atteint</td><td>$\sigma_s \leq f_{sd}$</td><td>$\sigma_s \leq f_{sd}$</td><td>$\sigma_s \leq f_{sd}$</td></tr><tr><td>Eviter l'écoulement plastique de l'armature pour les cas de charge fréquents selon SIA 260</td><td>-</td><td>$\sigma_s \leq f_{sd} - 80 \text{ N/mm}^2$</td><td>$\sigma_s \leq f_{sd} - 80 \text{ N/mm}^2$</td></tr><tr><td>Limitier l'ouverture des fissures (sous déformations imposées ou entravées, resp. pour les cas de charge quasi permanents selon SIA 260) lorsque f_{ctd} est atteint¹⁾</td><td>$\sigma_s \leq f_{sd}$</td><td>$\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$ pour $w_{nom} = 0,5 \text{ mm}$</td><td>$\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$ pour $w_{nom} = 0,2 \text{ mm}$</td></tr></table> ¹⁾ Pour des niveaux de sollicitation au-delà de la fissuration, une armature minimale supérieure à celle obtenue avec l'éq. (100a) est nécessaire pour respecter l'ouverture nominale des fissures exigée ; le cas échéant, elle est à déterminer avec des modèles de calcul avancés.	Objectifs	Exigences			normales	accrues	élevées	Eviter une défaillance fragile lorsque f_{ctd} est atteint	$\sigma_s \leq f_{sd}$	$\sigma_s \leq f_{sd}$	$\sigma_s \leq f_{sd}$	Eviter l'écoulement plastique de l'armature pour les cas de charge fréquents selon SIA 260	-	$\sigma_s \leq f_{sd} - 80 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s \leq f_{sd} - 80 \text{ N/mm}^2$	Limitier l'ouverture des fissures (sous déformations imposées ou entravées, resp. pour les cas de charge quasi permanents selon SIA 260) lorsque f_{ctd} est atteint ¹⁾	$\sigma_s \leq f_{sd}$	$\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$ pour $w_{nom} = 0,5 \text{ mm}$	$\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$ pour $w_{nom} = 0,2 \text{ mm}$
Objectifs	Exigences																																												
	normales	accrues	élevées																																										
Eviter une défaillance fragile lorsque f_{ctd} est atteint	A	A	A																																										
Limitier l'ouverture des fissures sous déformations imposées ou entravées (lorsque f_{ctd} est atteint)	A	B	C																																										
Limitier l'ouverture des fissures pour les cas de charge quasi permanents selon la norme SIA	-	-	C																																										
Limitier l'ouverture des fissures pour les cas de charge fréquents selon la norme SIA 260	-	$f_{ed} - 80$	$f_{ed} - 80$																																										
Objectifs	Exigences																																												
	normales	accrues	élevées																																										
Eviter une défaillance fragile lorsque f_{ctd} est atteint	$\sigma_s \leq f_{sd}$	$\sigma_s \leq f_{sd}$	$\sigma_s \leq f_{sd}$																																										
Eviter l'écoulement plastique de l'armature pour les cas de charge fréquents selon SIA 260	-	$\sigma_s \leq f_{sd} - 80 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s \leq f_{sd} - 80 \text{ N/mm}^2$																																										
Limitier l'ouverture des fissures (sous déformations imposées ou entravées, resp. pour les cas de charge quasi permanents selon SIA 260) lorsque f_{ctd} est atteint ¹⁾	$\sigma_s \leq f_{sd}$	$\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$ pour $w_{nom} = 0,5 \text{ mm}$	$\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$ pour $w_{nom} = 0,2 \text{ mm}$																																										
73	Figure 31	Limitation des contraintes en fonction de l'espacement des barres	Contraintes admissibles dans l'acier en fonction du diamètre de l'armature pour $f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ (béton classé C 30/37).																																										

Page	Chiffre/ figure	jusqu'à présent (Les passages erronés sont écrits en gras / biffé)	Correction (Les passages corrigés sont écrits en gras / italique)
73	Figure 31		
76	5.2.4.1	 Lorsqu'une armature de reprise de la traction transversale est prévue selon le chiffre 5.2.7.2, on pourra, dans certains cas particuliers (angles de cadres ou ancrages au moyen de boudes, par exemple), réduire les diamètres des mandrins de piages aux valeurs minimales indiquées ci-dessous: – crochets et boudes $d_2 = 4\varnothing$ pour les barres ≤ 16 mm $d_2 = 7\varnothing$ pour les barres > 16 mm et ≤ 30 mm. 	 Lorsqu'une armature de reprise de la traction transversale est prévue selon le chiffre 5.2.7.2, on pourra, dans certains cas particuliers (angles de cadres ou ancrages au moyen de boudes, par exemple), réduire les diamètres des mandrins de piages aux valeurs minimales indiquées ci-dessous: – crochets et boudes $d_2 = 4\varnothing$ pour les barres ≤ 16 mm $d_2 = 6\varnothing$ pour les barres > 16 mm et ≤ 20 mm $d_2 = 7\varnothing$ pour les barres > 20 mm et ≤ 30 mm.

Page	Chiffre/ figure	jusqu'à présent (Les passages erronés sont écrits en gras / biffé)	Correction (Les passages corrigés sont écrits en gras / italique)
77	5.2.4.3	Le rayon de courbure minimal des câbles de précontrainte sera déterminé selon le chiffre 3.4.6.3. De plus, on vérifiera les pressions locales exercées sur le béton.	Le rayon de courbure minimal des câbles de précontrainte intérieurs avec adhérence dans des gaines en plastique et des câbles de précontrainte extérieurs sera déterminé selon le chiffre 3.4.6.3. De plus, on vérifiera les pressions locales exercées sur le béton. Le rayon de courbure minimal des câbles de précontrainte intérieurs avec adhérence dans des gaines métalliques et des câbles de précontrainte intérieurs sans adhérence ne doit de manière générale pas être inférieur à : $R_{min} \geq 2,8 \sqrt{f_{pk} A_p} \geq 2,5 \text{ m}$ où (f_{pk} A_p) sont utiliser en [MN].
91	6.3.2	 Si ces délais ne peuvent pas être respectés ou en présence de conditions et d'un environnement défavorables, des mesures de protection particulières (par exemple l'utilisation d'une émulsion protectrice agréée ou l'alimentation continue des unités de précontrainte avec de l'air sec, humidité relative de l'air < 50%) doivent être prévues. Des données supplémentaires sur les délais et les mesures de protection sont illustrées dans la norme SIA 262/1 et dans l'agrément technique des systèmes de précontrainte selon chiffre 3.4.1.2.	 Si ces délais ne peuvent pas être respectés ou en présence de conditions et d'un environnement défavorables, des mesures de protection particulières (par exemple utilisation d'une émulsion protectrice adéquate ou alimentation continue des unités de précontrainte avec de l'air sec, humidité relative de l'air < 50%) doivent être prévues. Des données supplémentaires sur les délais et les mesures de protection sont illustrées dans la norme SIA 262/1 et dans la documentation technique du système de précontrainte selon chiffre 3.4.1.2.
91	6.3.3	Les unités de précontrainte mises en place doivent être appuyées selon les indications contenues dans l'agrément technique du système utilisé selon chiffre 3.4.1.2. 	Les unités de précontrainte mises en place doivent être appuyées selon les indications de la documentation technique du système utilisé selon chiffre 3.4.1.2.

Page	Chiffre/ figure	jusqu'à présent (Les passages erronés sont écrits en gras / biffé)	Correction (Les passages corrigés sont écrits en gras / italique)														
94	6.4.6.7	Si aucune condition relative à l'étanchéité de la zone de bord n'est spécifiée, la classe de cure NBK2 suffit (par ex. XC2). correspondent aux éléments de construction exposés aux intempéries (par ex. XC4), tandis que les exigences sévères doivent être spécifiées pour les éléments de construction fortement exposés et à durée de service longue (par ex. XD3, XF4) ou devant présenter une résistance à l'abrasion.	Si aucune condition relative à l'étanchéité de la zone de bord n'est spécifiée, la classe de cure NBK2 suffit (par ex. XC2). Les exigences accrues à la cure s'appliquent p.ex. pour des éléments de construction exposés aux intempéries (par ex. XC4) ou en cas d'exigences accrues selon chiff. 4.4.2.3. Les exigences sévères à la cure s'appliquent p.ex. pour des éléments de construction fortement sollicités et avec une durée de service longue (par ex. XD3, XF4), en cas de sollicitations abrasives ou en cas d'exigences sévères selon chiff. 4.4.2.2.3. Pour les exigences normales à la cure, les chiff. 6.4.6.8 à 6.4.6.10 s'appliquent et pour les exigences accrues et élevées, les chiff. 6.4.3.11 et 6.4.3.12 s'appliquent en plus.														
94	6.4.6.11 (nouv.)	— —	En cas d'exigences accrues et élevées à la cure, la durée de cure des bétons avec une évolution rapide ou moyenne de la résistance ne doit pas être inférieure aux valeurs minimales du tab. 23a. Tableau 23a: Valeurs indicatives pour la durée minimale de la cure ¹⁾ en cas d'exigences accrues ou élevées à la cure (pour des bétons avec une évolution rapide ou moyenne de la résistance) <table><tr><th rowspan="2">Sortes de béton selon SN EN 206</th><th rowspan="2">Exi- gences selon chiff. 6.4.6.7</th><th colspan="2">Durée min. de cure en [jours] en fonction de la température de surface T du béton ³⁾ [°C]</th></tr><tr><th>T ≥ 15</th><th>5 ≤ T < 10 ²⁾</th></tr><tr><td>B et C</td><td>accrues</td><td>3</td><td>5</td></tr><tr><td>B et C D à G</td><td>élevées</td><td>5</td><td>7</td></tr></table> ^{1), 2) et 3)} : Les notes du tab. 23 s'appliquent.	Sortes de béton selon SN EN 206	Exi- gences selon chiff. 6.4.6.7	Durée min. de cure en [jours] en fonction de la température de surface T du béton ³⁾ [°C]		T ≥ 15	5 ≤ T < 10 ²⁾	B et C	accrues	3	5	B et C D à G	élevées	5	7
Sortes de béton selon SN EN 206	Exi- gences selon chiff. 6.4.6.7	Durée min. de cure en [jours] en fonction de la température de surface T du béton ³⁾ [°C]															
		T ≥ 15	5 ≤ T < 10 ²⁾														
B et C	accrues	3	5														
B et C D à G	élevées	5	7														
94	6.4.6.12 (nouv.)	— —	En cas d'exigences accrues et élevées à la cure, la durée de cure des bétons avec une évolution lente ou très lente de la résistance doit être définie au cas par cas.														

Page	Chiffre/ figure	jusqu'à présent (Les passages erronés sont écrits en gras / biffé)	Correction (Les passages corrigés sont écrits en gras / italique)
94	6.4.6.13 (nouv.)	— —	<i>Lorsque les exigences en matière de durée minimale de la cure selon chifff. 6.4.6.10 et 6.4.6.11 ne sont pas respectées, il est nécessaire de confirmer au moyen d'essais lors de l'exécution que les exigences relatives au béton sont satisfaites.</i>