

JTG

Norme de l'industrie de
la République populaire de Chine
中华人民共和国行业标准

JTG 3362—2018 (FR)

Norme de conception pour les ponts et les ponceaux
routiers en béton armé et en béton précontraint

公路钢筋混凝土及预应力混凝土
桥涵设计规范

(法文版)

Promulguée le 16 juillet 2018

Mise en application le 01 novembre 2018

Ministère des Transports de la République populaire de Chine

Norme de l'industrie de la République populaire de Chine
中华人民共和国行业标准

**Norme de conception pour les ponts et les ponceaux
routiers en béton armé et en béton précontraint**

**公路钢筋混凝土及预应力混凝土
桥涵设计规范**

(法文版)

JTG 3362—2018(FR)

Organisation en charge de rédaction : CCCC Highway Consultants Co., Ltd.

Département de promulgation : Ministère des Transports de la République populaire de Chine

Date de la mise en application : Le 01 novembre 2018

中华人民共和国交通运输部

公告

第 49 号

交通运输部关于发布《公路工程质量检验 评定标准 第二册 机电工程》英、法文版等 4 项 公路工程行业标准外文版的公告

为促进公路工程行业标准的国际交流与共享,现发布《公路工程质量检验评定标准 第二册 机电工程》英文版[JTG 2182—2020(EN)][代替标准号 JTG F80/2—2004(E)]及法文版[JTG 2182—2020(FR)]、《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》法文版[JTG 3362—2018(FR)]、《公路水泥混凝土路面施工技术细则》法文版[JTG/T F30—2014(FR)]。

上述标准外文版的管理权和解释权归中华人民共和国交通运输部,日常管理和解释工作由编译单位中国路桥工程有限责任公司负责。

标准外文版与中文版在技术内容上出现异议时,以中文版为准。

如在使用过程中发现问题或有修改建议,请函告中国路桥工程有限责任公司(地址:北京市安定门外大街丙 88 号,邮政编码:100011,电子邮箱:kjb@crbc.com)。

特此公告。

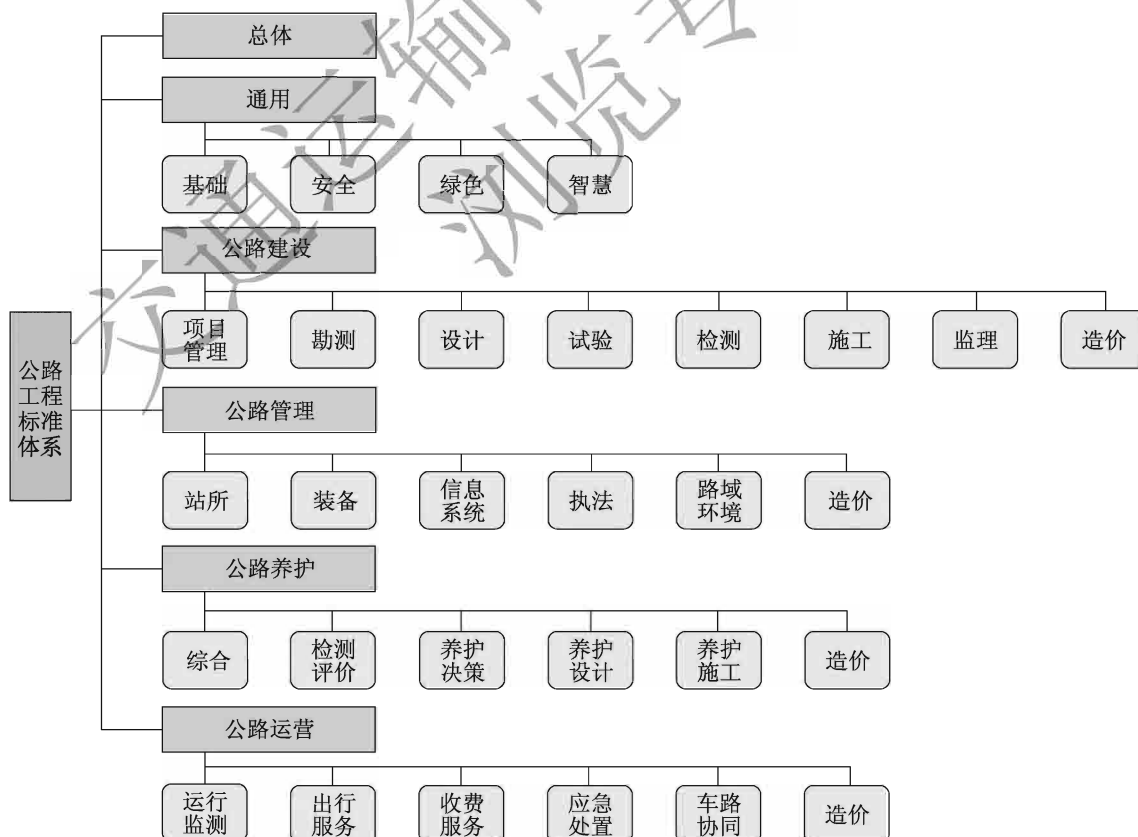
中华人民共和国交通运输部

2023 年 9 月 20 日

法文版编译出版说明

标准是人类文明进步的成果,是世界通用的技术语言,促进世界的互联互通。近年来,中国政府大力开展标准化工作,通过标准驱动创新、协调、绿色、开放、共享的共同发展。在丝绸之路经济带与 21 世纪海上丝绸之路,即"一带一路"倡议的指引下,为适应日益增长的全球交通运输发展的需求,增进世界连接,促进知识传播与经验分享,中华人民共和国交通运输部组织编译并发布了一系列中国公路行业标准外文版。

中华人民共和国交通运输部发布的公路工程行业标准代号为 JTG,体系范围涵盖公路工程从规划建设到养护和运营管理全过程所需要的设施、技术、管理与服务标准,也包括相关的安全、环保和经济方面的评价等标准。



在公路标准体系当中,包含了多项桥梁相关的设计、施工、养护标准,有效支撑了中国公路桥梁的快速发展。其中桥梁设计规范目前有:《公路桥涵设计通用规范》《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》《公路圬工桥涵设计规范》《公路钢结构桥梁设计规范》《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》《公路斜拉桥设计规范》《公路悬索桥设计规范》《公路钢管混凝土拱桥设计规范》《公路装配式混凝土桥梁设计规范》《公路桥梁抗风设计规范》《公路桥梁抗撞设计规范》《公路桥梁景观设计规范》等。截至2022年底,中国已建成公路桥梁103.3万座、8576.5万延米,其中,混凝土结构桥梁占比90%以上。《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》作为公路桥涵结构设计极其重要的规范,在中国交通建设行业得到了非常广泛的应用。

第一部《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 023-85)于1985年颁布实施。尔后,经历了2004年的第一次修订(JTG D62—2004)和2018年的第二次修订(JTG 3362—2018)。经过近四十年的技术发展,建立了内容较为完整的公路混凝土桥涵结构设计技术体系。本次编译的《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)中文版于2018年7月修订发布,并于2018年11月1日实施。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)采用以概率理论为基础、按分项系数表达的极限状态设计方法;充实了箱梁抗倾覆设计方法、空间效应分析模型、应力扰动区设计方法、体外预应力设计方法等技术要求,对推动桥梁建设技术进步、提升公路混凝土桥梁品质发挥了非常重要的作用。

本法文版的编译发布便是希望将中国的工程经验和科技成果与各国同行进行交流分享,为其他国家类似建设条件的公路桥涵建设提供参考借鉴。

本法文版的编译工作由中华人民共和国交通运输部委托中国路桥工程有限责任公司主持完成,并由中华人民共和国交通运输部公路局组织审定。

本法文版标准的内容与现行中文版一致,如出现异议时,以中文版为准。

感谢中文版主编袁洪先生在本法文版编译与审定期间给予的指导与支持。

如在执行过程中发现问题或有任何修改建议,请函告法文版主编单位(地址:北京市东城区安定门外大街丙88号中路大厦,邮政编码:100011,电子邮箱:zgb@crbc.com),以便修订时研用。

法文版主编单位:中国路桥工程有限责任公司

法文版主编:董延峰

法文版参编人员:于剑锋,何宇、林芳,段妍,邢文

法文版主审:让·马克·丹尼斯

法文版参与审查人员:张慧彧,赵永升,杨思博

交通运输部信息公开
浏览专用

Annonce du Ministère des Transports de la République populaire de Chine

N°49

Annonce du Ministère des Transports sur la publication de
quatre normes de l'industrie routière en langues étrangères

Afin de promouvoir l'échange international des normes de l'industrie routière, les quatre normes chinoises en langues étrangères ci-dessous sont publiées en langues étrangères :

La version anglaise de « Normes de l'inspection de la qualité des travaux routiers-Volume II -Génie électromécanique », JTG 2182—2020 (EN), en remplacement de JTG F80/2—2004 (E) ;

La version française de « Normes de l'inspection de la qualité des travaux routiers-Volume II -Génie électromécanique », JTG 2182—2020 (FR) ;

La version française de « Norme de conception pour les ponts et les ponceaux routiers en béton armé et en béton précontraint », JTG 3362—2018 (FR) ;

La version française de « Spécifications techniques pour la construction des chaussées routières en béton de ciment », JTG/T F30—2014 (FR) ;

La gestion et l'interprétation des versions en langues étrangères des normes ci-dessus sont du ressort du Ministère des Transports de la République populaire de Chine. La gestion et l'interprétation quotidienne relèvent de la responsabilité de China Road and Bridge Corporation, l'institut principal de rédaction.

En cas d'opposition entre les versions en langues étrangères et les versions chinoises de ces normes, les versions chinoises prévaudront.

Tous les organismes concernés sont priés de résumer leur expérience pratique et d'informer en temps voulu China Road and Bridge Corporation (adresse : No 88, Avenue Andingmenwai, Dongcheng District, Beijing, Code Postal: 100011 ; Courrier électronique : kjb@crbc.com) des problèmes et des suggestions de modification afin de faciliter l'étude de la révision.

La présente annonce est publiée par

Ministère des Transports de la République populaire de Chine

le 20 Septembre 2023

交通运输部信息公告
浏览专用

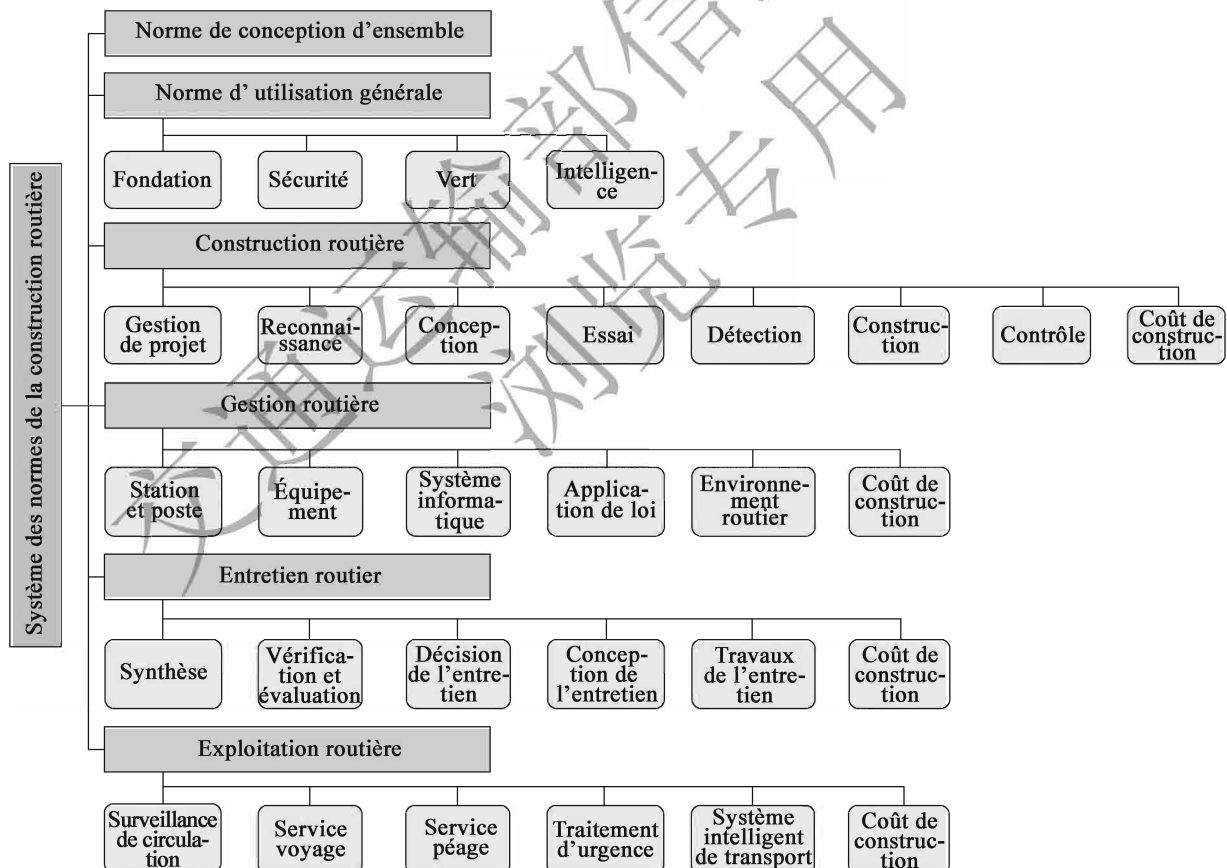
Explication de rédaction, traduction et publication de la version française

Les normes sont le résultat du progrès de la civilisation humaine, elles forgent un langage technologique universel et participent à la promotion de l'interconnectivité dans le monde. Ces dernières années, le gouvernement chinois a déployé des efforts considérables en matière de normalisation afin de promouvoir un développement commun fondé sur des normes qui favorisent l'innovation, la coordination, la protection de l'environnement, l'ouverture et le partage. Sous la direction de la ceinture économique de la route de la soie et de la route maritime de la soie du XXI^e siècle, c'est-à-dire à la lumière d'« une ceinture et une route », et afin de répondre aux besoins croissants du développement des transports mondiaux, d'améliorer les liaisons mondiales et de promouvoir la diffusion des connaissances et le partage des données d'expérience, le ministère des transports de la République populaire de Chine a organisé et publié une série de versions, en langue étrangère, des normes de l'industrie routière chinoise.

Le ministère des transports de la République populaire de Chine a publié le code de référence JTG pour l'industrie des travaux routiers, qui couvre les normes relatives aux installations, à la technologie, à la gestion et aux services nécessaires à l'ensemble du processus des travaux routiers, depuis la planification de la construction jusqu'à la gestion de l'entretien et de l'exploitation, ainsi que les normes pertinentes en matière de sécurité, de protection de l'environnement et d'évaluation économique.

Les normes de conception, de construction et d'entretien des ponts font partie du système des normes routières chinois. Parmi ces normes qui ont soutenu efficacement le développement rapide des ponts routiers en Chine, celles applicables à la conception des ponts sont les suivantes : « Norme générale de conception pour les ponts et les ponceaux routiers », « Norme de conception pour les ponts et les ponceaux routiers en béton armé et en béton précontraint »,

« Norme de conception pour les ponts et les ponceaux routiers en maçonnerie », « Norme de conception pour les ponts routiers en acier », « Norme de conception et de construction pour les ponts routiers mixtes acier-béton », « Norme de conception pour les ponts routiers à haubans », « Norme de conception des ponts routiers suspendus », « Norme de conception des ponts routiers en arc à tubes en acier remplis de béton », « Norme de conception des ponts routiers préfabriqués », « Spécification de conception des ponts routiers vis-à-vis des charges de vent », « Spécification de conception des ponts routiers vis-à-vis des charges de choc dynamique », et « Norme de conception de paysage des ponts routiers ». À la fin de 2022, 1,033 million de ponts routiers ont été construits en Chine qui font 85,765 millions mètres linéaires au total, dont 90% sont en béton. La « Norme de conception pour les ponts et les ponceaux routiers en béton armé et en béton précontraint » est une norme d'importance majeure et est largement appliquée dans les projets de transport en chine.



La première version de la “ Norme de conception pour les ponts et les ponceaux routiers en béton armé et en béton précontraint ” (JTJ 023-85) a été promulguée et mise en ? uvre en 1985. Elle a ensuite subi la première révision en 2004 (JTG

D62—2004) et la deuxième révision en 2018 (JTG 3362—2018). Après près de 40 ans d'évolution technique, un système complet de conception des ponts et des ponceaux routiers en béton a été établi. La version chinoise de la "Norme de conception pour les ponts et les ponceaux routiers en béton armé et en béton précontraint" (JTG 3362—2018) qui fait l'objet de la présente traduction française a été promulguée en juillet 2018 et mise en œuvre le 1er novembre 2018.

La première version de la « Norme de conception pour les ponts et les ponceaux routiers en béton armé et en béton précontraint » (JTJ 023-85) a été promulguée et mise en œuvre en 1985. Elle a ensuite subi la première révision en 2004 (JTG D62—2004) et la deuxième révision en 2018 (JTG 3362—2018). Après près de 40 ans d'évolution technique, un système complet de conception des ponts et des ponceaux routiers en béton a été établi. La version chinoise de la « Norme de conception pour les ponts et les ponceaux routiers en béton armé et en béton précontraint » (JTG 3362—2018) qui fait l'objet de la présente traduction française a été promulguée en juillet 2018 et mise en œuvre le 1er novembre 2018.

Basée sur la théorie de probabilité, la méthode de calcul aux états limites en prenant en compte des coefficients partiels correspondants a été adoptée dans la « Norme de conception pour les ponts et les ponceaux routiers en béton armé et en béton précontraint » (JTG 3362—2018). Cette version comprend les mises à jour sur les thématiques suivantes : les méthodes de vérification de stabilité au renversement des ponts-caissons, les méthodes et les modèles d'analyse des effets spatiaux, les méthodes d'analyse de la diffusion des efforts de précontrainte, ainsi que les méthodes de conception des ponts à précontrainte extérieure. Ces évolutions ont joué un rôle important dans la promotion du progrès technique de la construction de ponts et de l'assurance de la qualité des ponts routiers en béton.

La traduction et la publication de cette version française de la présente norme visent à échanger et à partager le développement technique et les expériences de réalisation de la Chine avec les ingénieurs de divers pays, et à fournir des renseignements pour la construction de ponts et de ponceaux routiers dans des conditions de construction similaires dans d'autres pays.

La rédaction de cette version française a été confiée par le ministère des transports de la République populaire de Chine à China Road and Bridge Corporation et a été organisée et validée par le bureau des routes du ministère des transports de la

République populaire de Chine.

Le contenu de la présente version française est conforme à celui de la version chinoise actuelle et, en cas d'objection, c'est la version chinoise qui prévaut.

Remerciements à M. YUAN Hong, rédacteur en chef de la version chinoise, et à M. Tian Keping, auteur principal, pour les conseils et l'appui qu'ils ont fournis pendant la rédaction et la validation de la version française.

Si des problèmes de mise en application ou des propositions de modification sont constatées, veuillez écrire à l'éditeur en chef de la version française (bâtiment C 88, Avenue Andingmenwai, district de Dongcheng, Pékin, code postal : 100011, adresse électronique : zgb@crbc.com) pour qu'il les utilise à des fins de révision.

Organisme rédacteur en chef en français : China Road and Bridge Corporation

Rédacteur en chef en français : Dong Yanfeng

Rédacteurs en français : Yu Jianfeng, He Yu, Lin Fang, Duan Yan, Xing Wen

Réviseur en chef : Jean Marc Tanis

Comité de révision : Zhang Huiyu, Zhao Yongsheng, Yang Sibao

Préambule

Conformément au Communiqué relatif au plan de *Révision des Spécifications de Construction des Autoroutes en date de 2011* (MTC-R No. 115 [2011]) du Ministère des Transports et Communications, CCCC Highway Consultants CO., Ltd, en sa qualité de rédacteur en chef, s'est vu confier la tâche de rédiger la « *Norme de Conception pour les Ponts et les ponceaux routiers en béton armé et en béton précontraint* » (JTG D62—2017).

Afin de mettre au point la rédaction, l'équipe en charge de cette rédaction a pris en compte l'expérience pratique et les résultats de recherches en matière de conception des ponts en béton armé et en béton précontraint, effectuées en Chine. Par ailleurs, elle s'est appuyée sur les normes et standards internationaux les plus avancés. Les commentaires et les avis des organismes et des services concernés ont été également pris en compte. La présente norme a été finalisée après de multiples discussions et révisions.

Cette version comprend les mises à jour sur les thématiques suivantes :

- les classes des barres ont été précisées;
- les exigences de base de la conception ont été complétées;
- les exigences de conception relatives à la durabilité des ponts et ponceaux en béton ont été renforcées;
- les exigences de vérification de stabilité au renversement des ponts – caissons en béton ont été complétées;
- les méthodes d'analyse pratique et détaillées pour les ponts complexes ont été complétées;
- les méthodes de conception des ponts à précontrainte extérieure ont été complétées;
- les méthodes d'analyse de la diffusion des efforts de précontrainte ont été complétées;
- la méthode de calcul de la capacité résistante des sections normales circulaires

- des éléments soumis à la compression a été précisée;
- les formules utilisées pour déterminer les longueurs de flambement efficaces des éléments soumis à la en compression sous différentes conditions aux extrémités ont été ajoutées;
- la méthode de calcul de l' ouverture des fissures dans les structures en béton armé et en béton précontraint de classe B a été ajoutée;
- les exigences de conception des dispositifs constructifs ont été complétées et précisées.

Toutes questions ou suggestions utiles sont bienvenues, et peuvent être adressées à l' équipe en charge du suivi de la présente norme. Personne à contacter : LI Huichi (Adresse : Salle 407, Bâtiment B, Centre International Desheng, 83 Boulevard Deshengmenwai, Beijing, CCCC Highway Consultants CO. , Ltd, code postal : 100088, fax : 010-82017041, adresse mail : sssohpdi@163.com).

Organisme en charge de la rédaction :

CCCC Highway Consultants CO. , Ltd

Entités ayant participé à la rédaction :

Université de Tongji

Université de Dongnan

Académie des sciences routières, Ministère des transports

Université de technologie de Dalian

CCCC Highway Long Bridge Construction National Engineering Research Center Co. , Ltd

Rédacteur en chef :

YUAN Hong

Composition du comité de rédaction

ZHAO Junli, XU Guoping, XU Dong, LIU Zhao, LU Jianming, GONG Jinxin, FENG Min, LI Huichi, Li Wenjie

Réviser en chef : SHEN Yonglin

Composition du comité de révision :

YU Peiyu

YANG Yaoquan

FENG Pengcheng

XI Guangheng

ZHANG Shaoqing

LI Huaifeng

MA Jianzhong

LIU Junqi

LIU Dongxu

DAI Benliang

XU Hongguang

HAN Dazhang

LI Zheng

SHI Fanghua

ZHONG Mingquan

TIAN Bo

LIANG Linong

BAO Qiwei

QIN Dahang

XU Yue

交通运输部信息公开
浏览专用

Table des matières

	Page
1 Généralités	1
2 Terminologie et symboles	2
2.1 Terminologie	2
2.2 Symboles	4
3 Matériaux	10
3.1 Bétons	10
3.2 Armatures	11
4 Exigences de base	14
4.1 Généralités	14
4.2 Dalles pleines	16
4.3 Poutres	20
4.4 Arcs	24
4.5 Exigences de durabilité	27
5 États-Limites Ultimes (ELU) en service	30
5.1 Généralités	30
5.2 Eléments sollicités à la flexion	33
5.3 Eléments sollicités à la compression	47
5.4 Eléments sollicités à la traction	57
5.5 Eléments sollicités à la torsion	59
5.6 Eléments sollicités au poinçonnement	65
5.7 Eléments sollicités par des efforts concentrés (ancrages , appuis , charges ponctuelles)	67
6 États-Limites de Service (ELS) . en service	71
6.1 Généralités	71

6.2	钢 Pertes de précontrainte	79
6.3	Maîtrise de la fissuration	85
6.4	Calcul de l'ouverture des fissures	88
6.5	Limitation des flèches	93
7	Calcul des contraintes en service et en phases provisoires	97
7.1	Calcul des contraintes dans les éléments en béton précontraint en service	97
7.2	Calcul des contraintes dans les éléments en béton précontraint en situations provisoires	102
8	Règles de calcul des éléments	106
8.1	Éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, sollicités à la flexion	106
8.2	Zones d'ancrage des éléments soumis à la précontrainte par post-tension	113
8.3	Entretoises sur appuis	117
8.4	Chevêtres sur piles et sur culées	119
8.5	Pieux et Semelles	122
8.6	Articulations	129
8.7	Appareils d'appui	131
8.8	Joints de dilatation	135
9	Dispositions constructives	139
9.1	Généralités	139
9.2	Dalles pleines	147
9.3	Poutres	150
9.4	Éléments de tablier en béton précontraint	159
9.5	Ponts en arc	168
9.6	Poteaux, piles, culées, pieux et semelles	171
9.7	Appareils d'appui et joints de dilatation	177
9.8	Ponts dalots, crochets de levage et articulations	178
Annexe A	Modèles d'analyse aux éléments finis	180
Annexe B	Modèle bielles-tirants	183
Annexe C	Calcul du retrait et du fluage du béton, incidences sur les pertes de précontrainte intermédiaires et finales	188

Annexe D	Formules de calcul des effets thermiques	193
Annexe E	Formules simplifiées de calcul de la longueur de flambement des éléments soumis à la compression	195
Annexe F	Calcul de la résistance à la compression des sections droites circulaires pour les éléments sollicités en compression excentrée	197
Annexe G	Méthode de calcul simplifiée pour le calcul des pertes de précontrainte due à la déformation des systèmes d'ancrage, à la rentrée des clavettes d'ancrage et aux effets des frottements	201
Annexe H	Méthode de calcul simplifiée des pertes de précontrainte due à la déformation élastique du béton dans les éléments soumis à une précontrainte par post-tension	204
Annexe J	Méthode de Calcul de la hauteur de zone comprimée dans les sections fissurées en béton précontraint de classe B	205
	Notice explicative relative aux expressions de la présente norme	207
	Explication sur les mots utilisés dans la présente norme	208
	Explication sur les articles	209
	1 Généralités	211
	2 Terminologie et symboles	212
	3 Matériaux	213
	4 Exigences de base	220
	5 États-Limites Ultimes (ELU) en situations de service	248
	6 États-Limites de Service (ELS)	282
	7 Calcul des contraintes en phase de service et en phases provisoires	304
	8 Règles de calcul des éléments	309
	9 Dispositions constructives	337
Annexe A	Modèle d'analyse aux éléments finis des structures de pont	365
Annexe B	Modèle bielle-tirant	368
Annexe C	Calcul du retrait et du fluage du béton, incidence sur les pertes de précontrainte intermédiaires et finales	376
Annexe D	Formules de calcul des effets thermiques	383
Annexe E	Formules simplifiées de calcul de la longueur de flambement des éléments soumis à la compression	387

Annexe F	Calcul de la résistance à la compression des sections droites circulaires, des éléments sollicités en compression excentrée	391
Annexe G	Méthode de calcul simplifiée pour les pertes de précontrainte due à la déformation des organes d'ancrage, à la rentrée d'ancrage et aux efforts de frottement	393
Annexe J	Méthode de Calcul de la hauteur de la zone comprimée dans les sections fissurées en béton précontraint de catégorie B	395

交通运输部信息公开
浏览专用

1 Généralités

1.0.1 La présente norme a été rédigée dans le but de normaliser, de servir de cadre pour la conception des ponts routiers en béton armé et en béton précontraint et de garantir la qualité de leur conception et de leur construction.

1.0.2 La présente norme s'applique à la conception des ponts routiers en béton armé et en béton précontraint de différentes classes. Elle ne s'applique pas à la conception des ponts en béton à ultra-hautes performances.

1.0.3 La présente norme adopte la méthode de calcul aux états limites, basée sur la théorie des probabilités. Les calculs sont développés par application de coefficients partiels.

1.0.4 En complément des dispositions de la présente norme, on se conformera aux dispositions des normes concernées en vigueur.

2 Terminologie et symboles

2.1 Terminologie

2.1.1 Armatures passives

Terme général désignant les barres en acier d'acier non précontraintes utilisées dans les éléments structuraux en béton.

2.1.2 Armatures de précontrainte

Terme général désignant les fils, les torons, et les barres en acier pour armatures de précontrainte, utilisées pour appliquer les efforts précontraints dans les éléments structuraux en béton.

2.1.3 Structures en béton armé

Structures en béton dans la lesquelles on dispose des armatures passives.

2.1.4 Structures en béton précontraint

Structures en béton dans la lesquelles on dispose des armatures de précontrainte et qui sont donc soumises aux efforts précontraints par mise en tension des armatures ou par d'autres procédés.

2.1.5 Etats limites

Etats au-delà desquels la structure, ou une partie de la structure, ne satisfait plus aux critères de dimensionnement.

2.1.6 Situations de projet

Ensemble des conditions physiques représentant les conditions réelles qui se produisent pendant une unecertaine durée, durant-laquelle il sera démontré, par le calcul, que les états-limites concernés ne seront pas dépassés

2.1.7 Résistance caractéristique

Valeur représentative de la résistance du matériau ayant une probabilité de 95% à ne pas être atteinte dans l'hypothèse d'une série d'essais réalisée sur des échantillons standards.

2.1.8 Coefficients partiels de sécurité

Les coefficients partiels sont utilisés pour définir les valeurs de calcul et couvrir en partie les nombreuses incertitudes qui existent, afin de donner à la structure, avec une approximation raisonnable, la marge de sécurité souhaitée. En général, ils interviennent comme coefficients majorants des actions ou comme coefficients minorants des résistances.

2.1.9 Résistance de calcul d'un matériau

Valeur obtenue en divisant la résistance caractéristique du matériau par son coefficient partiel.

2.1.10 Niveau de sécurité

niveau de sécurité défini en fonction de la gravité des conséquences de la défaillance du pont.

2.1.11 Coefficient d'importance de la structure

Le coefficient d'importance de la structure est constitué des coefficients d'ajustement appliqués à la valeur nominale de l'effort calculé à partir des combinaisons d'actions. Les efforts s'exerçant sur des éléments de structure présentent différents niveaux de sécurité afin de donner à la structure le niveau de fiabilité réglementaire.

2.1.12 Valeur caractéristique d'une propriété géométrique

Valeur nominale géométrique de la structure ou des éléments structuraux qui peut être prise selon les dimensions spécifiées du projet.

2.1.13 Sollicitation résistante

Capacité d'une structure ou d'un élément structurel ou d'une section transversale d'un élément structurel, à résister à des actions sans défaillance mécanique. Cette capacité est calculée en prenant en compte les valeurs de la résistance de calcul du matériau.

2.1.14 Moment de fissuration

Moment critique théorique de flexion, correspondant au fait que la contrainte limite de traction est atteinte en fibre extrême.

2.1.15 Charges de construction

Charges provisoires ou temporaires, appliquées à la structure ou aux éléments structuraux, pendant la phase de construction, en situations provisoires ou transitoires. Ces charges peuvent concerner le poids propre de la structure, le coffrage, les matériaux, les outils ou équipements provisoires, le personnel d'exécution sur chantier, ou d'autres types de charges supportées par la structure ou les

éléments structuraux.

2.1.16 Conception durable

La conception durable est fonction de la durée de vie prévue pour la structure ou pour les éléments structurels. Elle concerne la qualité intrinsèque des matériaux, leur sélection, le contrôle qualité des matériaux, la définition des dispositifs constructifs et de protection, etc.

2.1.17 Zone de régularisation des contraintes

Zones où les contraintes et les déformations ne sont pas réparties linéairement sur toute la section selon le principe de Navier - Bernoulli, également dénommé la zone D.

2.1.18 Modèle bielles-tirants

Modèle présentant le cheminement des efforts et des contraintes dans la zone de transfert dans une structure en béton

2.1.19 Effort de fendage

Effort de traction transversal, provoqué par la diffusion de la force concentrée dans la zone d'ancrage de la précontrainte; mise en oeuvre par post-tension.

2.1.20 Effort d'éclatement

Effort de traction dans béton, derrière la plaque d'ancrage, provoqué par la déformation du béton sous la force concentrée amenée par la précontrainte par post-tension.

2.1.21 Épaisseur d'enrobage

Distance entre la surface de l'armature la plus proche de la surface du béton, et la surface du béton proprement dite.

2.1.22 Longueur de scellement

Longueur de scellement nécessaire pour que l'effort de calcul dans l'acier soit transmis au béton par adhérence ou par effet de confinement.

2.2 Symboles

2.2.1 Symboles liés aux propriétés des matériaux

C30—Béton dont la résistance caractéristique mesurée sur cube est égale à 30 MPa

E_c 、 G_c —Module d'élasticité du béton, Module de cisaillement du béton

E_s 、 E_p —Module d'élasticité des armatures passives, Module d'élasticité des armatures de précontrainte

$f_{ce,d}$ —Résistance de calcul des bielles de béton dans le modèle bielles-tirants
 $f_{ck} \setminus f_{cd}$ —Résistance caractéristique en compression du béton, Valeur de calcul de la résistance en compression du béton
 $f'_{ck} \setminus f'_{tk}$ —Résistance caractéristique en compression du béton en phase de construction, Résistance caractéristique en traction axiale du béton en phase de construction,
 f_{cu} —Résistance en compression du cube en béton de côté 150 mm;
 f'_{cu} —Résistance à la compression du cube en béton de côté 150mm en phase de construction;
 $f_{cu,k}$ —Résistance caractéristique en compression du cube en béton de côté 150mm;
 $f_{pk} \setminus f_{pd}$ —Limite d'élasticité caractéristique à la traction des armatures de précontrainte,
 $f_{sk} \setminus f_{sd}$ —Limite d'élasticité caractéristique à la traction des armatures passive
 $f'_{sd} \setminus f'_{pd}$ —Résistance caractéristique à la compression des armatures passives, Résistance caractéristique à la compression des armatures de précontrainte,
 $f_{tk} \setminus f_{td}$ —Résistance caractéristique à la traction du béton, Résistance de calcul à la traction du béton

2.2.2 Symboles liés aux actions et aux effets des actions

F_{ld} —Valeur nominale de réaction concentrée
 $M_{1Gd} \setminus M_{2Gd}$ —Valeur nominale du moment de flexion généré en première phase par le poids propre des structures et en deuxième phase par les éléments préfabriqués et le béton coulé en place
 M_{1Qd} —Valeur de calcul due au moment de flexion résultant des charges supplémentaires appliquées à la partie préfabriquée et au béton coulé en place
 M_{2Qd} —Valeur nominale du moment de flexion généré par la combinaison des actions variables appliquées à la structure de deuxième phase constituée des éléments préfabriqués et du béton coulé en place
 M_{cr} —Valeur du moment de fissuration en section courante;
 M_d —Valeur de calcul du moment fléchissant
 M_k —Valeur du moment de flexion calculé sous combinaison caractéristique;
 $M_s \setminus M_l$ —Valeur du moment de flexion calculée sous combinaison fréquente; Valeur du moment de flexion calculé sous combinaison quasi-permanente;
 N_d —Valeur de calcul de l'effort normal;
 N_p —Force résultante des armatures de précontrainte et des armatures passives dans les éléments structuraux précontraints par post-tension
 N_{p0} —Force résultante des armatures de précontrainte et des armatures passives dans les éléments structuraux précontraints par post-tension, lorsque la contrainte normale du béton est égale à zéro
 T_d —Valeur de calcul du moment de torsion
 V_d —Valeur de calcul de l'effort tranchant
 V_{cs} —Effort tranchant résistant de calcul, intégrant la résistance du béton et la résistance des

- armatures d'effort tranchant dans les sections inclinées des éléments structuraux
- V_{sb} —Effort tranchant résistant de calcul, repris par les armatures passives se situant dans les sections inclinées des éléments structuraux
- V_{pb} —Effort tranchant résistant de calcul, repris par les armatures de précontrainte inclinées dans les sections inclinées des éléments structuraux
- W_{fk} —Valeur maximale de l'ouverture des fissures des éléments sollicités en flexion
- σ_{cc} —Contrainte normale de compression dans les sections fissurées en phase de service
- $\sigma_{con} \setminus \sigma'_{con}$ —Contrainte limite à l'extrémité de l'armature de précontrainte dans les zones tendues des éléments structuraux; Contrainte limite à l'extrémité de l'armature de précontrainte dans les zones comprimées des éléments structuraux. Pour les éléments précontraints par post-tension, c' est la contrainte en sortie des vérins de mise en tension qui est prise en compte
- $\sigma_{kc} \setminus \sigma_{kt}$ —Contrainte normale de compression dans le béton, associée à la valeur caractéristique de l'action; Contrainte normale de traction dans le béton, associée à la valeur caractéristique de l'action;
- $\sigma_l \setminus \sigma'_l$ —Pertes de précontrainte dans les armatures de précontrainte dans les zones tendues des éléments structuraux; Pertes de précontrainte dans les armatures de précontrainte dans les zones comprimées des éléments structuraux
- $\sigma_{p0} \setminus \sigma'_{p0}$ —Contrainte dans les armatures de précontrainte dans les zones tendues de la section, lorsque la contrainte normale du béton au barycentre des efforts de précontrainte est égale à zéro; Contrainte dans les armatures de précontrainte dans les zones comprimées de la section lorsque la contrainte normale du béton au barycentre des efforts de précontrainte est égale à zéro;
- σ_{pc} —Contrainte normale de compression dans le béton, générée par l'application de la force de précontrainte
- $\sigma_{pe} \setminus \sigma'_{pe}$ —Effort effectif de la précontrainte longitudinale dans les zones tendues de la section; Effort effectif de la précontrainte longitudinale dans les zones comprimées de la section
- σ_{pt} —Contrainte normale de traction dans le béton, générée par l'application de la force de précontrainte
- $\sigma_s \setminus \sigma_p$ —Contrainte ou variation de contrainte dans les armatures passives longitudinales résultant du calcul de la résistance des sections droites; Contrainte ou variation de contrainte dans les armatures de précontrainte longitudinales résultant du calcul de la résistance des sections droites;
- σ_{ss} —Contrainte de traction dans les armatures longitudinales dans les sections fissurées sous combinaison fréquente
- $\sigma_{st} \setminus \sigma_{lt}$ —Contrainte normale de traction du béton dans la fibre extrême sous combinaison fréquente; Contrainte normale de traction du béton dans la fibre extrême sous combinaison quasi-permanente;
- $\sigma_{tp} \setminus \sigma_{cp}$ —Contrainte principale de traction dans les éléments structuraux en béton; Contrainte

principale de compression dans les éléments structuraux en béton
 τ —Contrainte de cisaillement dans les éléments structuraux en béton

2.2.3 Symboles liés à la géométrie

- A —Aire de la section brute
- A_0, A_n —Aire de la section homogénéisée; Aire de la section nette
- A_{cor} —Aire du béton intérieur aux cadres, aux cerces ou aux treillis soudés
- A_{cr} —Aire homogénéisée des sections fissurées
- A_l, A_{ln} —Aire du béton comprimé localement Aire nette du béton comprimé localement
- A_p, A'_p —Section des armatures de précontrainte dans les zones comprimées; Section des armatures de précontrainte dans les zones tendues;
- A_s —Section des armatures passives dans les zones tendues, ou section de toutes les armatures passives se situant dans les éléments structuraux de section circulaire;
- A'_s —Section des armatures passives dans les zones comprimées
- A_{sb}, A_{pb} —Section des armatures passives inclinées d'effort tranchant; Section des armatures de précontrainte inclinées;
- A_{sv} —Section totale des brins d'armatures constituant le cadre
- B —Rigidité à la flexion de la section fissurée
- B_0 —Rigidité à la flexion de la section non-fissurée homogénéisée
- B_{cr} —Rigidité à la flexion de la section fissurée homogénéisée
- I —Moment d'inertie de la section brute
- I_0, I_n —Moment d'inertie de la section homogénéisée Moment d'inertie de la section nette
- I_{cr} —Moment d'inertie de la section fissurée homogénéisée
- S_0, S_n —Moment statique de la partie supérieure (ou inférieure) de béton par rapport à l'axe neutre de la section homogénéisée; Moment statique de la partie supérieure (ou inférieure) de béton par rapport à l'axe neutre de la section nette
- W —Module de flexion élastique de la section brute par rapport à la fibre extrême tendue
- W_0, W_n —Module de flexion élastique de la section homogénéisée par rapport à la fibre extrême tendue; Module de flexion élastique de la section nette par rapport à la fibre extrême tendue
- a, a' —Distance entre le barycentre des efforts dans les armatures passives et les armatures de précontrainte se situant dans la zone tendue, et la fibre extrême la plus proche; Distance entre le barycentre des efforts dans les armatures passives et dans les armatures de précontrainte se situant dans la zone comprimée et la fibre extrême la plus proche;
- a_s, a_p —Distance entre le barycentre des efforts dans les armatures passives se situant dans la zone tendue, et la fibre extrême tendue; Distance entre le barycentre des efforts dans les armatures de précontrainte se situant dans la zone tendue, et la fibre extrême tendue;
- a'_s, a'_p —Distance entre le barycentre des efforts dans les armatures passives se situant dans la zone comprimée, et la fibre extrême comprimée; Distance entre le barycentre des efforts dans

les armatures de précontrainte se situant dans la zone comprimée, et la fibre extrême comprimée;

b —Largeur de la section rectangulaire, ou largeur de l'âme des sections en T ou en I;

b_f, b'_f —Largeur participante dans la zone tendue des sections en T ou en I; Largeur participante de la zone comprimée des sections en T ou en I;

h_f, h'_f —Hauteur de la zone tendue des sections en T ou en I; Hauteur de la zone comprimée des sections en T ou en I;

c —Épaisseur d'enrobage

d —Diamètre nominal des barres

e, e' —Distance entre le point d'application de l'effort normal agissant, et le barycentre des efforts dans les armatures passives se situant dans la zone tendue; Distance entre le point d'application de l'effort normal agissant, et le barycentre des efforts dans les armatures passives se situant dans la zone comprimée

e_0 —Excentricité de l'effort normal appliqué par rapport au centre de gravité de la section transversale;

e_s, e_p —Distance entre le point d'application de l'effort normal appliqué et le barycentre des efforts dans les armatures passives longitudinales se situant dans la zone tendue; Distance entre le point d'application de l'effort normal appliqué et le barycentre des efforts dans les armatures de précontrainte longitudinales se situant dans la zone tendue;

e'_s, e'_p —Distance entre le point d'application de l'effort normal appliqué et le barycentre des efforts dans les armatures passives longitudinales se situant dans la zone comprimée; Distance entre le point d'application de l'effort normal appliqué et le barycentre des efforts dans les armatures de précontrainte longitudinales se situant dans la zone comprimée;

e_{p0}, e_{pn} —Excentricité de la force résultante s exerçant dans les armatures de précontrainte et les armatures passives, par rapport au centre de gravité de la section homogénéisée; Excentricité de la force résultante s exerçant dans les armatures de précontrainte et les armatures passives, par rapport au centre de gravité de la section nette

l —Portée utile d'un élément sollicité en flexion ou longueur entre les nœuds d'un élément sollicité en compression

l_0 —Longueur efficace d'un élément sollicité en compression

l_n —Distance libre entre nus d'appui d'un élément sollicité en flexion

r —Rayon d'une section circulaire

s_v, s_p —Espacement des armatures d'effort tranchant; Espacement des armatures de précontrainte verticale

y_0, y_n —Distance entre le centre de gravité de la section homogénéisée et la fibre de béton considérée; Distance entre le centre de gravité de la section nette et la fibre de béton considérée;

y_p, y'_p —Distance entre le barycentre des efforts s exerçant dans les armatures de précontrainte de

la zone tendue, et le centre de gravité de la section homogénéisée; Distance entre le barycentre des efforts s' exerçant dans les armatures de précontrainte de la zone comprimée, et le centre de gravité de la section homogénéisée;

y_{pn}, y'_{pn} —Distance entre le barycentre des efforts s' exerçant dans les armatures de précontrainte de la zone tendue, et le centre de gravité de la section nette; Distance entre le barycentre des efforts s' exerçant dans les armatures de précontrainte de la zone comprimée, et le centre de gravité de la section nette;

y_s, y'_s —Distance entre le barycentre des efforts s' exerçant dans les armatures passives de la zone tendue, et le centre de gravité de la section homogénéisée; Distance entre le barycentre des efforts s' exerçant dans les armatures passives de la zone comprimée, et le centre de gravité de la section homogénéisée;

y_{sn}, y'_{sn} —Distance entre le barycentre des efforts s' exerçant dans les armatures passives de la zone tendue, et le centre de gravité de la section nette; Distance entre le barycentre des efforts s' exerçant dans les armatures passives de la zone comprimée, et le centre de gravité de la section nette;

x —Hauteur de la zone comprimée

z —Bras de levier des forces internes, correspondant à la distance entre le barycentre des efforts s' exerçant dans les armatures tendues, et la force résultante du béton comprimé

2.2.4 Symboles liés aux coefficients de calcul

k_{qt} —Coefficient de stabilité vis-à-vis du renversement transversal

α_{ES}, α_{EP} —Rapport entre le module d'élasticité des armatures passives et le module d'élasticité du béton Rapport entre le module d'élasticité des armatures de précontrainte et le module d'élasticité du béton

β_{cor} —Coefficient de majoration de la résistance en compression en tenant compte de l'effet de confinement des armatures transversales

β_a —Coefficient de réduction de l'épaisseur effective de la paroi du caisson lors du calcul de la résistance à la torsion d'une section caisson

β_t —Coefficient de réduction de la résistance à la torsion du béton d'un élément soumis à des sollicitations d'efforts tranchant et de torsion

γ —Coefficient qui prend en compte le comportement plastique dans la zone de béton tendu

γ_0 —Coefficient d'importance de la structure

η —Coefficient de majoration de l'excentricité de l'effort normal d'un élément soumis à la compression excentrée

η_0 —Coefficient de majoration des flèches à long terme

ρ —Ratio d'armatures longitudinales

ρ_{sv} —Ratio d'armatures transversales

ρ_{te} —Ratio efficace d'armatures longitudinales

φ —Coefficient de stabilité de l'élément soumis à la compression axiale

3 Matériaux

3.1 Bétons

3.1.1 La classe de résistance du béton doit être déterminée en fonction de la valeur de la résistance caractéristique à la compression des éprouvettes cubiques de 150 mm de côté.

3.1.2 Les classes de résistance du béton des éléments structuraux des ponts routiers et des ponceaux, doivent être conformes aux dispositions suivantes :

- 1 La classe de résistance du béton armé ne doit pas être inférieure à C25. Lorsque les armatures sont de résistance caractéristique supérieure ou égale à 400MPa, la classe de résistance du béton ne doit pas être inférieure à C30.
- 2 La classe de résistance du béton précontraint ne doit pas être inférieure à C40.

3.1.3 Les résistances caractéristiques en compression du béton f_{ck} , et les résistances caractéristiques en traction du béton f_{tk} , sont données dans le tableau 3.1.3.

Tableau 3.1.3 Résistances caractéristiques du béton

Classes de résistance	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_{ck} (MPa)	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5	41.5	44.5	47.4	50.2
f_{tk} (MPa)	1.78	2.01	2.20	2.40	2.51	2.65	2.74	2.85	2.93	3.00	3.05	3.10

3.1.4 Les résistances de calcul en compression du béton f_{cd} et les résistances de calcul en traction du béton f_{td} sont données dans le tableau 3.1.4.

Tableau 3.1.4 Résistances de calcul du béton

Classes de résistance	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_{cd} (MPa)	11.5	13.8	16.1	18.4	20.5	22.4	24.4	26.5	28.5	30.5	32.4	34.6
f_{td} (MPa)	1.23	1.39	1.52	1.65	1.74	1.83	1.89	1.96	2.02	2.07	2.10	2.14

3.1.5 Il convient de déterminer les modules d'élasticité E_c du béton en compression ou en traction selon le tableau 3.1.5. Lorsque les résultats fiables résultant d'essais sont disponibles, E_c peut être déterminé en fonction des résultats mesurés.

Tableau 3.1.5 Module d'élasticité du béton

强度等级 Classes de résistance	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c ($\times 10^4$ MPa)	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

NOTA : Lorsque les résultats d'essais sont absents pour le béton, du fait de l'utilisation d'entraîneur d'air ou de mise en oeuvre par pompage avec un taux de sable élevé, les valeurs E_c doivent être réduites par un coefficient de minoration de 0.95 pour les bétons de classes de résistance C50 ~ C80.

3.1.6 Le module de cisaillement G_c du béton peut être pris égal à 0,4 fois la valeur E_c du tableau 3.1.5, et le coefficient de Poisson ν_c du béton peut être pris égal à 0,2.

3.2 Armatures

3.2.1 Les armatures des structures en béton des ponts routiers et des ponceaux doivent être conformes aux dispositions suivantes :

- 1 Il convient de choisir les aciers de classe HPB300, HRB400, HRB500, HRBF400 et RRB400 pour les armatures passives des éléments en béton armé et en béton précontraint. Les cadres et les étriers des éléments en béton précontraint devront être des barres en acier à haute adhérence. Les treillis disposés selon les exigences constructives peuvent être des barres en acier à haute adhérence laminées à froid.
- 2 Les armatures de précontrainte doivent être des torons ou des fils en acier. Les armatures de précontrainte verticales et transversales ou celles des éléments précontraints de taille moyenne ou petite, peuvent être des barres précontraintes nervurées.

3.2.2 La limite d'élasticité caractéristique des armatures passives f_{sk} et la limite caractéristique d'élasticité des armatures de précontrainte f_{pk} sont données dans les tableaux 3.2.2-1 et 3.2.2-2.

Tableau 3.2.2-1 Limites d'élasticité caractéristiques des armatures passives

Classes d'acier	Symbole	Diamètre nominal d (mm)	f_{sk} (MPa)
HPB300	A	6 ~ 22	300
HRB400 HRBF400 RRB400	C C ^F C ^R	6 ~ 50	400
HRB500	D	6 ~ 50	500

Tableau 3.2.2-2 Limites d'élasticité caractéristiques des armatures de précontrainte

Types d'acier		Symbole	Diamètre nominal d (mm)	f_{pk} (MPa)
Torons	1 × 7	A ^S	9.5, 12.7, 15.2, 17.8	1720, 1860, 1960
			21.6	1860
Fils libres de toute contrainte	lisse nervuré	A ^P A ^H	5	1570, 1770, 1860
			7	1570
			9	1470, 1570
barres précontraintes nervurées		A ^T	18, 25, 32, 40, 50	785, 930, 1080

NOTA: Lorsque les torons de limite caractéristique d'élasticité 1960MPa sont utilisés, ceux ci doivent être justifiés par des références techniques fiables ou par des essais de contrôle.

3.2.3 La limite d'élasticité de calcul en traction f_{sd} et la limite d'élasticité de calcul en compression f'_{sd} des armatures passives sont données dans le tableau 3.2.3-1. Les résistances de calcul en traction f_{pd} et les résistances de calcul en compression f'_{pd} des armatures de précontrainte sont données dans le tableau 3.2.3-2.

Tableau 3.2.3-1 Résistances de calcul en traction et résistances de calcul en compression des armatures passives

Classes d'acier	f_{sd} (MPa)	f'_{sd} (MPa)
HPB300	250	250
HRB400, HRBF400, RRB400	330	330
HRB500	415	400

NOTA: 1. Lorsque la limite d'élasticité des armatures passives d'un élément en béton armé soumis à la traction axiale ou à la traction excentrée est supérieure à 330MPa, cette valeur doit être prise égale à 330MPa. Lorsque la limite d'élasticité des armatures transversales est supérieure à 330MPa, cette valeur doit être prise égale à 330MPa pour les calculs de résistance au cisaillement, à la torsion ou au poinçonnement.

2. Lorsque l'élément comporte des armatures de classes différentes, les résistances de calcul de chacune des classes d'acier doivent être prise en compte.

Tableau 3.2.3-2 Résistances de calcul en traction et résistances de calcul en compression des armatures de précontrainte

Types d'acier	f_{pk} (MPa)	f_{pd} (MPa)	f'_{pd} (MPa)
Torons (7 fils)	1720	1170	390
	1860	1260	
	1960	1330	
Fils libres de toute contrainte	1470	1000	410
	1570	1070	
	1770	1200	
	1860	1260	
barres précontraintes nervurées	785	650	400
	930	770	
	1080	900	

3.2.4 Il convient de déterminer le module d'élasticité E_s des armatures passives et le module d'élasticité E_p des armatures de précontrainte selon le tableau 3.2.4. Lorsque des résultats d'essai sont disponibles, E_s et E_p peuvent être déterminés en fonction des résultats mesurés.

Tableau 3.2.4 Modules d'élasticité des armatures

Classes d'acier	Module d'élasticité E_s ($\times 10^5$ MPa)	Types d'acier	Module d'élasticité E_p ($\times 10^5$ MPa)
HPB300	2.10	Fils libres de toute contrainte	2.05
HRB400, HRB500 HRBF400, RRB400	2.00	Torons	1.95
		Barres précontraintes nervurées	2.00

4 Exigences de base

4.1 Généralités

4.1.1 Les ponts routiers et ponceaux en béton armé et en béton précontraint doivent être conçus en considérant les deux types d'états limites suivants.

- 1 Etats-limites ultimes: Etats associés à la capacité portante maximale d'une structure ou d'un élément structurel ou à une déformation excessive due à une instabilité mécanique
- 2 Etats-limites de service: Etats correspondant à des conditions au – delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifié pour une structure ou un élément structurel ne sont plus satisfaites

4.1.2 La conception des ponts et des ponceaux en béton armé doivent satisfaire au contenu suivant :

- 1 Conception générale de la structure.
- 2 Conception des éléments structurels.
- 3 Analyse des actions et de leurs effets.
- 4 Vérification aux états-limites de la structure et des éléments structurels
- 5 Conception spécifique des éléments structurels et de la structure pour répondre à des exigences particulières.

4.1.3 Il convient d'adopter des travées classiques ou usuelles pour les ponts dont la portée ne dépasse pas 50 m doivent

4.1.4 Il convient de déterminer les portées des ponts à poutres en béton armé en considérant les exigences suivantes :

- 1 Pour les ponts-dalles en béton préfabriqué, les portées doivent être inférieures à 10 m
- 2 Pour les ponts en béton coulé en place, les portées doivent être inférieures à 10m pour les travées isostatiques, et 16 m pour les travées continues.
- 3 Pour les ponts à poutres en T préfabriquées, les portées doivent être inférieures à 16 m
- 4 Pour les ponts-caissons en béton coulé en place, les portées doivent être inférieures à 20m pour les travées isostatiques, et 25m pour les travées continues.

4.1.5 Il convient de déterminer les portées des ponts à poutres en béton précontraint selon les exigences suivantes :

- 1 Pour les ponts-dalles creuses ou élégies en béton préfabriqué, les portées doivent être inférieures à 20 m
- 2 Pour les ponts en béton précontraint coulés en place, les portées doivent être inférieures à 20m pour les travées isostatiques, et 25m pour les travées continues.
- 3 Pour les ponts à poutres précontraintes en T préfabriquées, les portées doivent être inférieures à 50 m
- 4 Pour les ponts en caisson précontraint mixte préfabriqué, les portées doivent être inférieures à 40 m

4.1.6 Pour les ponts dont les travées sont supérieures à 100 m, il convient de s'assurer que toutes les sections des poutres principales soient entièrement comprimées

Il convient de faire l'analyse des effets des actions, en appliquant la théorie de l'élasticité. Les conditions suivantes doivent être remplies :

- 1 Les forces internes des éléments structurels, en fin de construction, doivent être calculées et cumulées en prenant en compte les phases de construction.
- 2 Les contraintes dans les éléments structurels, en fin de construction, doivent être calculées et cumulées en prenant en compte les phases de construction et en considérant selon les

cas, les sections nettes ou les sections homogénéisées.

- 3 L'effet de l'excentrement des charges des véhicules doit être prise en compte. Cet effet peut être calculé à l'aide d'un modèle aux éléments finis ou en tirant profit d'une expérience technique éprouvée.
- 4 Les structures des ponts en béton de géométrie complexe, telles que les ponts courbes, les ponts de largeur importante ou variable, les ponts biais, les ponts à bifurcation, peuvent être calculées à l'aide de modèle volumiques aux éléments finis ou de modèles particuliers tels que ceux présentés en annexe A de la présente norme.

4.1.7 En situation de service, les structures porteuses des ponts à poutres ne doivent pas être modifiées dans le temps et les conditions explicitées ci-après, en matière de stabilité vis-à-vis du renversement transversal, doivent être remplies.

- 1 Sous combinaisons ELU fondamentales, les appareils d'appui doivent rester comprimés.
- 2 Sous combinaisons ELS caractéristiques (prises conformément à l'article 7.1.1 de la présente spécification), l'effet d'une poutre sur appuis simples ou d'un ensemble de poutres doit satisfaire aux exigences de la formule suivante

$$\frac{\sum S_{bk,i}}{\sum S_{sk,i}} \geq k_{qf} \quad (4.1.8)$$

Avec:

k_{qf} —Coefficient de stabilité vis-à-vis du renversement transversal, $k_{qf} = 2.5$

$\sum S_{bk,i}$ —Valeur de calcul des effets stabilisants du tablier;

$\sum S_{sk,i}$ —Valeur de calcul des effets déstabilisants du tablier;

4.1.8 Les contraintes dans la zone de transfert dans les éléments structurels peuvent être calculées en adoptant le modèle bielles-tirants (voir annexe B), le modèle volumique aux éléments finis ou des formules simplifiées pour les cas de charge spécifiques.

4.1.9 Lors de la conception des ponts routiers en béton, il convient de prévoir les passages, les espaces ou les dispositifs en fonction des besoins liés à l'inspection, la surveillance, l'entretien ou le remplacement des éléments.

4.2 Dalles pleines

4.2.1 Lorsque le rapport entre la longueur et la largeur d'une dalle reposant sur ses 4 cotés est

supérieur ou égal à 2, le calcul peut être mené selon la direction la plus courte en considérant celle-ci comme la direction porteuse. Sinon, le calcul doit être mené en tenant compte de toutes les directions porteuses.

4.2.2 La portée de calcul d'une dalle isostatique doit être la distance entre les lignes d'appuis. Lors du calcul du moment de flexion des dalles ou hourdis supérieurs qui s'appuient sur des poutres parallèles, la portée de calcul peut être prise égale à la distance entre nus extérieurs des âmes des poutres, augmentée de la demi épaisseur de la dalle, de chaque côté. Mais cette valeur doit être inférieure ou égale à la distance entre les axes de deux poutres contiguës. Dans ce cas, le moment de flexion peut être calculé selon la méthode simplifiée suivante

1 Moments sur appuis

$$M = -0.7M_0 \quad (4.2.2-1)$$

2 Moment à mi-travée

1) Lorsque le rapport entre l'épaisseur de la dalle et la hauteur des poutres est supérieur ou égale à 1/4

$$M = +0.7M_0 \quad (4.2.2-2)$$

2) Lorsque le rapport entre l'épaisseur de la dalle et la hauteur des poutres est inférieur à 1/4

$$M = +0.5M_0 \quad (4.2.2-3)$$

Avec :

M_0 — correspondant au moment à mi-travée d'une dalle isostatique de même portée de calcul

Pour le calcul des efforts de cisaillement dans les dalles ou hourdis supérieurs portant sur des poutres longitudinales parallèles, la portée de calcul peut être prise égale à la distance entre nus des poutres, et le calcul peut être mené en considérant une dalle isostatique.

4.2.3 Pour les dalles unidirectionnelles, il convient de calculer la largeur ou la longueur de répartition de la charge des essieux conformément aux règles suivantes :

1 Largeur de répartition des charges parallèlement à la direction de portée de la dalle

$$b = b_1 + 2h \quad (4.2.3-1)$$

2 Longueur de la répartition de la charge perpendiculairement à la direction de portée de la dalle

1) Si une seule roue se situe au milieu de la portée de la dalle

$$a = (a_1 + 2h) + \frac{l}{3} \geq \frac{2}{3}l \quad (4.2.3-2)$$

- 2) Si plusieurs roues identiques se situent au milieu de la portée de la dalle, les largeurs de répartition de charge des roues individuelles se superposent et sont calculées selon la formule (4.2.32),

$$a = (a_1 + 2h) + d + \frac{l}{3} \geq \frac{2}{3}l + d \quad (4.2.3-3)$$

- 3) Si les roues se situent sur appuis

$$a = (a_1 + 2h) + t \quad (4.2.3-4)$$

- 4) Si les roues sont proches des appuis et si la distance des roues par rapport au point d'appui est x

$$a = (a_1 + 2h) + t + 2x \quad (4.2.3-5)$$

Cette valeur doit être inférieure ou égale à celle calculée lorsque la roue se situe au milieu de la portée de la dalle

- 5) Lorsque les largeurs de répartition calculées, conformément aux règles ci-dessus, sont supérieures à la largeur totale de la dalle, cette dernière doit être prise égale à la largeur de répartition des charges;

- 6) Pour les dalles préfabriquées qui ne sont pas continues, la largeur de répartition des roues à l'intérieur de la dalle, ne doit pas être supérieure à la largeur de la dalle préfabriquée. Pour les formules ci-dessus: l — Portées de calcul de la dalle,

h — Épaisseur de la couche d'étanchéité et de la couche d'enrobé

t — Épaisseur de la dalle à mi-travée

d — Distance entre les roues extérieures lorsqu'il y a plusieurs roues

a_1, b_1 — Côtés de la surface rectangulaire de contact de la roue, dans la direction perpendiculaire à la portée de la dalle, et dans la direction parallèle à la portée de la dalle

4.2.4 Lorsque l'angle entre la direction perpendiculaire à la ligne d'appui et l'axe longitudinal du pont, est inférieur à 15° , la dalle du pont biais peut être calculée comme une dalle rectangulaire.

Lorsque $l/b \leq 1.3$, la portée de calcul doit être prise égale à la distance perpendiculaire aux lignes d'appui.

Lorsque $l/b > 1.3$, la portée de calcul doit être prise égale à la portée biaise, l étant la portée biaise et b étant la largeur de la dalle perpendiculairement à l'axe longitudinal ale du pont.

Pour les dalles préfabriquées biaises qui portent sur des appuis simples, le calcul peut être mené comme pour une dalle rectangulaire en prenant pour largeur de calcul, la distance perpendiculaire entre les deux bords et pour portée de calcul, la portée biaise.

4.2.5 Lorsque la longueur d'encorbellement est inférieure à 2,5m soit $l_c \leq 2.5m$, la longueur de répartition de la charge de la roue dans la direction perpendiculaire ou longitudinale peut être calculée selon la formule suivante :

$$a = (a_1 + 2h) + 2l_c \quad (4.2.5)$$

Avec :

a —Largeur de répartition de la charge de la roue dans la direction transversale

a_1 —Dimension du coté de la surface de contact dans la direction transversale

l_c —Distance entre le bord de la projection à 45° du coté extérieur de la roue sur le hourdis supérieur en béton, et la surface verticale extérieure de l'âme (figure 4.2.5) ;

h —Épaisseur de la couche d'étanchéité et de la couche d'enrobé

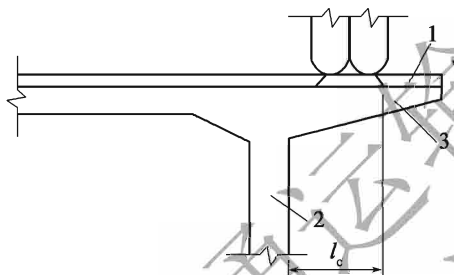


Figure 4.2.5 Répartition des roues sur la dalle en encorbellement

1-hourdis en béton;2-âme;3-encorbellement

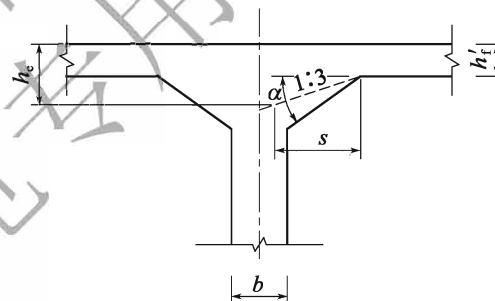


Figure 4.2.6 Epaisseur de calcul de la dalle en encorbellement au niveau du gousset

4.2.6 Pour le calcul des sections au niveau des goussets, lorsque les dalles sont liées aux âmes par des goussets(figure 4.2.6) , l'épaisseur de calcul de la dalle au niveau du gousset peut être calculée comme suit :

$$h_e = h'_f + s \cdot \tan\alpha \quad (4.2.6)$$

Avec :

h_e —Épaisseur de calcul des sections entre le point de départ du gousset et l'axe de l'âme

h'_f —Épaisseur de la dalle sans gousset

s —Distance horizontale des sections de calcul par rapport au plan axial ou moyen de l'âme

α —Angle formé par la surface inférieure du gousset et la surface inférieure de la dalle en encorbellement. Lorsque $\tan\alpha > 1/3$, la valeur de $\tan\alpha$ est prise égale à $1/3$

4.3 Poutres

4.3.1 Pour l'analyse des éléments de réduction sur les structures hyperstatiques, la rigidité en flexion des éléments doit être prise conformément aux dispositions suivantes

Eléments pour lesquels la fissuration est admissible: $0.8E_cI$

Eléments pour lesquels la fissuration n'est pas admissible: E_cI

I est le moment d'inertie de la section brute.

4.3.2 Pour le calcul de la résistance et le calcul de la contrainte dans la section, la largeur efficace de la dalle de compression doit être prise en compte pour des poutres de sections en T, en I ou en caisson.

4.3.3 La largeur participante b'_f de la dalle de compression des poutres en T et des poutres en I doit être prise conformément aux règles suivantes:

1 Pour les poutres intérieures, la largeur participante est prise égale à la valeur minimale parmi les 3 valeurs suivantes:

1) Pour des poutres isostatiques, $1/3$ de la portée de calcul.

Pour les zones de moment de flexion positif en travées intermédiaires, 0.2 fois la portée de calcul de la travée.

Pour les zones de moment de flexion positif en travées de rive, 0.27 fois la portée de calcul de la travée.

Pour les zones de moment de flexion négatif sur appuis intermédiaires, 0.07 fois la somme des deux travées adjacentes.

2) espacement moyen des poutres adjacentes;

3) $(b + 2b_h + 12h'_f)$, avec b , largeur de l'âme, b_h la largeur du gousset, h'_f épaisseur de la dalle en encorbellement.

Lorsque $h_h/b_h < 1/3$, b_h dans la formule doit être remplacé par $3h_h$, en sachant que h_h est l'épaisseur du gousset au niveau de sa jonction avec l'âme.

- 2 Pour les poutres de rive, la largeur participante est prise égale à la somme des trois valeurs suivantes : la moitié de la largeur participante de la poutre intérieure adjacente, la moitié de la largeur de l'âme, et la plus petite des deux valeurs que sont : 6 fois l'épaisseur de la dalle en encorbellement ou la portée de la dalle en encorbellement.

4.3.4 La largeur participante b_{mi} du hourdis supérieur et du hourdis inférieur des sections en caisson peut être calculée selon les règles suivantes

- 1 Pour les zones en travée des poutres isostatiques et des poutres continues

$$b_{mi} = \rho_f b_i \quad (4.3.4-1)$$

$$\rho_f = -6.44(b_i/l_i)^4 + 10.10(b_i/l_i)^3 - 3.56(b_i/l_i)^2 - 1.44(b_i/l_i) + 1.08 \quad (4.3.4-2)$$

- 2 Pour les zones sur appuis des poutres isostatiques, des poutres continues et les zones en porte-à-faux des poutres en encorbellement

$$b_{mi} = \rho_s b_i \quad (4.3.4-3)$$

$$\rho_s = 21.86(b_i/l_i)^4 - 38.01(b_i/l_i)^3 + 24.57(b_i/l_i)^2 - 7.67(b_i/l_i) + 1.27 \quad (4.3.4-4)$$

Avec

b_{mi} —largeur participante du hourdis supérieur et du hourdis inférieur; $i = 1, 2, 3, \dots$ voir figure 4.3.4

b_i —épaisseur du hourdis supérieur et du hourdis inférieur, $i = 1, 2, 3, \dots$ voir figure 4.3.4

ρ_f —Coefficient de calcul de la largeur participante pour les zones en travée des poutres isostatiques ou des poutres continues

ρ_s —Coefficient de calcul de la largeur participante pour les zones sur appuis des poutres isostatiques, ou des poutres continues ou des zones en porte-à-faux des poutres en encorbellement

l_i —Portée de calcul, déterminée selon tableau 4.3.4.

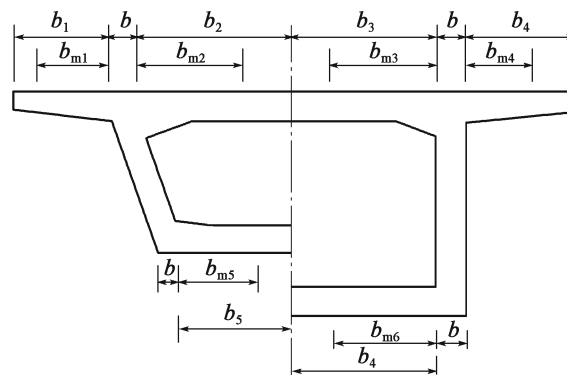
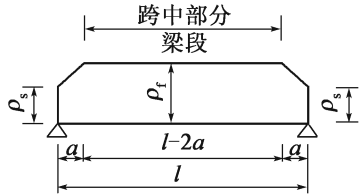
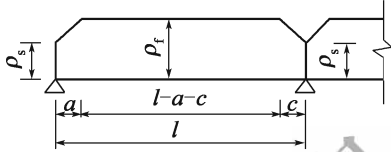
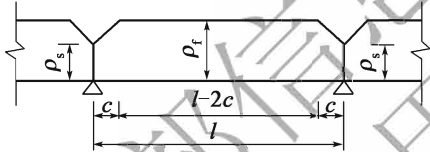
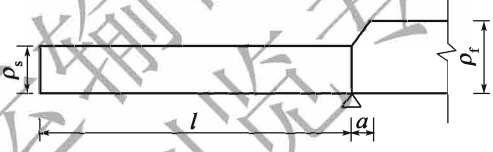


Figure 4.3.4 Largeur participante du hourdis supérieur et du hourdis inférieur des sections en caisson

Lorsque $h \geq b_i/0.3$, la largeur participante de la dalle doit être prise égale à sa largeur réelle.

Tableau 4.3.4 Portée de calcul l_i et zones d'application de ρ_s et ρ_t

Types de structure		Portées de calcul l_i
Poutres isostatiques 		$l_i = l$
Poutres continues	Travée de rive 	$l_i = 0.8l$ pour les zones en travée
	Travée intermédiaire 	$l_i = 0.8l$ pour les zones en travée $l_i = 0.2$ fois la somme des portées des deux travées adjacentes pour les zones sur appuis intermédiaires
Travée en porte-à-faux 		$l_i = 1.5l$

NOTA :

1. a est la largeur réelle b_i de la dalle comprimée correspondante, à largeur participante, mais a ne doit pas être supérieur à $0.25l$.
2. l étant la portée de calcul.
3. $c = 0.1l$.
4. Pour les zones de poutre à l'intérieur de la longueur a ou de longueur c, la largeur participante peut être calculée par l'interpolation entre $\rho_s b_i$ et $\rho_t b_i$.

4.3.5 Lors du calcul du moment de flexion négatif au niveau des appuis intermédiaires de la poutre continue, l'effet de la largeur d'appui sur la réduction du moment de flexion peut être prise en compte. Le moment de flexion après réduction, est calculé selon la formule suivante (fig. 4.3.5) ; Toutefois, le moment de flexion après réduction ne doit pas être inférieur à 0,9 fois le moment de flexion sans réduction

$$M_e = M - M' \quad (4.3.5-1)$$

$$M' = \frac{1}{8} q a^2 \quad (4.3.5-2)$$

avec :

M_e —moment de flexion négatif sur appuis, après réduction

M —Moment de flexion négatif sur appuis, calculé selon les formules théoriques

M' —Réduction des moments de flexion

q —La charge répartie est calculée en divisant la réaction d'appui R , par la longueur de répartition au niveau de l'axe neutre G-G de la poutre, et en tenant compte d'une diffusion à 45° de la réaction R , $q = R/a$

a —Longueur de répartition au niveau de l'axe neutre G-G de la poutre, de la réaction R supposée se diffuser à 45° à partir de son point d'application (Les appareils d'appui de forme circulaire peuvent être considérés comme des appareils d'appui carrés de côté égal à 0,8 fois le diamètre)

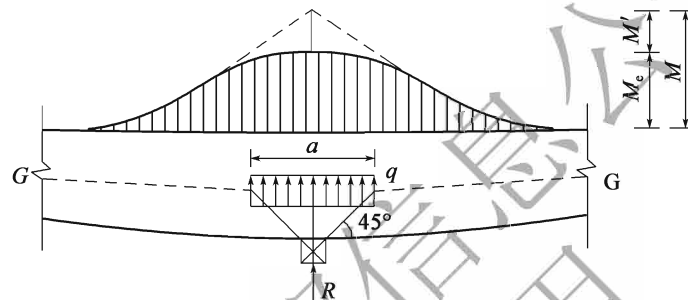


Figure. 4.3.5 Schéma de principe de calcul du moment de flexion réduit sur appuis intermédiaires

4.3.6 Pour le calcul, la variation du moment d'inertie de la section doit être pris en compte pour les poutres de hauteur variable ou pour celles qui présentent des goussets au niveau des appuis. Lorsque le rapport du moment d'inertie de la section sur appui par rapport à celui de la section à mi-travée est inférieur ou égal à 2, cette influence peut être négligée.

4.3.7 Lorsque les poutres continues disposent d'entretoises sur appuis, la section de calcul des poutres continues sur appuis à considérer peut être celle de la section des poutres continues.

4.3.8 Pour le calcul des poutres continues ou d'autres types de structures hyperstatiques, les effets de la température, du retrait, du fluage du béton et du tassement différentiel de la fondation, doivent être pris en compte selon la situation. Pour les poutres continues en béton précontraint, l'effet hyperstatique de précontrainte doit être pris en compte.

4.3.9 Lors du calcul du fluage du béton, on peut supposer, en première approche, que le fluage a une relation linéaire avec la contrainte du béton. En l'absence de données ou de méthodes de calcul plus précises qui répondraient aux conditions locales réelles, le coefficient de fluage du béton dans le tableau 6.2.7 ou dans l'annexe C peut être utilisé.

La déformation dû au retrait du béton peut être calculée conformément au tableau 6.2.7 ou selon l'annexe C.

4.3.10 La contrainte dans les sections de poutres, dû au gradient positif ou négatif de température, peut être calculée selon l'annexe D. La courbe de gradient vertical de température peut être prise conformément aux « Règles générales pour la conception des ponts routiers et des ponceaux » (JTG D60) .

4.4 Arcs

4.4.1 Pour le calcul des arcs, l'effet structurel des structures liées à l'arc principal peut être négligé. Lorsque cet effet est pris en compte, la structure liée à l'arc principal doit répondre aux conditions de calcul prédéfinies. Les dispositions de calcul de la section s'appliquent aux situations dans lesquelles seul l'arc principal est pris en compte.

Pour le calcul du moment de flexion positif dans les arcs, sous charges d'exploitation, il convient de déterminer les coefficients de réduction des différentes sections conformément au tableau 4.4.1.

Tableau 4.4.1 Coefficients de réduction du moment de flexion positif

Sections	Portées L m		
	$L \leq 60$	$60 < L < 100$	$L \geq 100$
Sommet de l'arc ; 1/4 arc	0.7	Interpolation	1.0
Pied d'arc	0.9	Interpolation	1.0
Autres sections	Interpolation		

4.4.2 Pour la conception d'un pont en arc, la fibre moyenne ou axe géométrique de l'arc doit être tracé de sorte que l'excentricité de l'effort normal par rapport à la fibre moyenne de l'arc soit faible sous les différentes combinaisons d'actions. Pour les ponts en arc de grande portée, si la ligne de pression sous poids propre de la structure s'écarte trop de la fibre moyenne de l'arc dans certaines sections, ou lorsque l'excentricité de l'effort normal est importante sous l'effet de la déformation élastique, de la variation de température, ou du retrait du béton, le tracé de l'axe de l'arc doit être ajusté. Le moment dû à l'écart de l'axe géométrique ou de la fibre moyenne de l'arc par rapport à la ligne de pression sous poids propre doit être pris en compte.

4.4.3 Lorsque les charges du tablier sont transmises par des poteaux verticaux à l'arc principal constitué de sections-caissons, la répartition transversale, non-uniforme, des charges d'exploitation doit être prise en compte.

Lorsque les charges du tablier sont transmises par des voiles verticaux à l'arc principal constitué de sections-caissons et lorsque la largeur de la zone d'application des charges ne dépasse pas la largeur

de l'arc, la répartition transversale des charges de trafic peut être considérée comme uniforme.

4.4.4 Pour les ponts en arc courants, dans lesquels le tablier est situé au dessus de l'arc, les charges d'exploitation peuvent être transmises à l'arc par des entretoises de tête et des poteaux.

4.4.5 Les entretoises au-dessus de l'arc peuvent être calculées en référence au chapitre 8.4.

4.4.6 Au cours de la construction de l'arc, la résistance de la section transversale et la stabilité de l'arc doivent être vérifiées dans chaque phase.

4.4.7 La stabilité de l'arc dans le sens longitudinal doit être vérifiée conformément à la clause 5.3.1 de la présente norme. A ce stade, la valeur de calcul de l'effort normal de l'arc, N_d , peut être calculée comme suit :

$$N_d = H_d / \cos \varphi_m \quad (4.4.7)$$

Avec

H_d —valeur de la poussée horizontale de l'arc ;

φ_m —Angle formé par la ligne de liaison entre le sommet de l'arc et le pied d'arc et la ligne horizontale.

En phase de construction, le coefficient partiel de l'effet du poids propre doit être pris égal à 1,2 pour la vérification de la stabilité longitudinale dans le plan de l'arc, et le coefficient partiel des effets des autres charges, pendant la construction, doit être pris égal à 1,4.

En phase de service, le coefficient partiel des effets des actions pour la vérification de la stabilité longitudinale dans le plan de l'arc devrait être pris conformément à la Norme Générale pour la Conception des Ponts routiers et des Ponceaux (JTG D60).

Lors du calcul de la stabilité longitudinale dans le plan vertical axial ou plan moyen, la longueur de calcul de l'arc peut être prise comme suit :

Arcs tri-articulés $0.58L_a$

Arcs bi-articulés $0.54L_a$;

Arcs non-articulés $0.36L_a$;

L_a est la longueur développée selon l'axe de l'arc.

4.4.8 Lorsque la largeur de l'arc est inférieure à 1/20 de la portée de calcul, la stabilité transversale de l'arc doit être vérifiée. Lors de la vérification de la stabilité transversale de l'arc comportant des entretoises, l'arc peut être considéré comme une poutre treillis en plan, dont la longueur est égale à la longueur développée de l'arc, et dont la longueur de calcul et le rapport d'élançement peuvent être déterminés en fonction des conditions d'appui. L'effort normal moyen dans l'arc peut être calculé par la formule (4.4.7).

4.4.9 Pour le calcul de la section en pied d'arc, l'effet dû au vent ou à la force centrifuge, peut être estimé selon les hypothèses suivantes :

- 1 Le moment de flexion M_1 en extrémité d'arc est calculé en considérant l'arc comme une poutre droite horizontale encastrée aux deux extrémités et de portée égale à la portée de calcul horizontale de l'arc, soumis aux charges uniformes de vent ou centrifuges.
- 2 Le moment M_2 est calculé en considérant l'arc comme une poutre console verticale de longueur ou portée égale à la flèche de l'arc encastré en pied, soumise à une charge répartie de vent, égale à celle s'exerçant sur la surface correspondant à la demi portée de l'arc et une charge ponctuelle s'exerçant sur l'extrémité libre
- 3 Le moment de flexion M en pied d'arc est la somme des projections des deux moments de flexion ci-dessus, sur la section du pied d'arc, perpendiculaire à l'axe :

$$M = M_1 \cos\varphi + M_2 \sin\varphi \quad (4.4.9)$$

Avec :

φ —L'angle formé par la tangente de l'axe géométrique de l'arc avec la ligne horizontale.

4.4.10 Pour les ponts en arc de portée importante, les sections qui se situent au sommet de l'arc, à 3/8 de la portée, à 1/4 de la portée et en pied d'arc doivent être vérifiées. Pour les ponts en arc de moyenne et de petite portée, il n'est pas obligatoire de vérifier la section au 1/4 de la portée. Pour les ponts en arc de portée extrêmement grande, des sections critiques supplémentaires doivent être vérifiées selon leurs conditions de ferrailage, en plus des quatre sections ci-dessus. La résistance des sections doit être vérifiée selon les dispositions du chapitre 5.3 de la présente norme et l'importance des calculs des éléments peut être déterminée selon l'article 4.4.7 de la présente norme.

4.4.11 Les ponts en arc multi-travées sans articulation, doivent être calculés en tant qu'arcs successifs continus. Lorsque le rapport entre la rigidité transversale des piles et celle de l'arc principal est supérieur à 37, le calcul peut être simplifié en considérant la structure comme un arc à travée unique sans articulation.

4.4.12 Les pieds d'arcs en treillis peuvent être constitués d'articulations fixes. Les connexions entre les barres du treillis sont considérées comme des liaisons rigides. Dans les calculs simplifiés, les connexions entre les barres du treillis peuvent être considérées comme des articulations, mais une marge de sécurité minimale de 20% doit être assurée pour la résistance des barres en membrure inférieure du treillis.

Le poids propre de l'arc en treillis peut être considéré comme une charge uniformément répartie sur la portée de calcul, cette charge est appliquée sur l'ensemble de l'arc. Cependant, si les barres de la membrure supérieure sont montées après clavage de la membrure inférieure du treillis, il doit être considéré que toutes les charges de la structure avant clavage sont supportées uniquement par la membrure inférieure du treillis. Il peut être considéré que les charges d'exploitation soient supportées par le tablier horizontal et les barres de la membrure supérieure du treillis.

Dans le calcul des barres diagonales et des montants, les moments de flexion dus aux charges concentrées appliquées sur le tablier doivent être pris en compte.

La répartition transversale des charges d'exploitation ou de trafic doit être prise en compte dans le calcul des arcs en treillis.

Il convient que l'axe de l'arc en treillis soit proche de la ligne de pression sous poids propre représenté par des courbes funiculaires à faible coefficient axial m ou par des courbes paraboliques.

4.4.13 Les ponts en arcs à tablier supérieur doivent disposer d'appareils d'appui glissants au niveau des extrémités de la membrure supérieure. Il peut être considéré que les charges d'exploitation soient supportées par l'ensemble constitué du tablier et de l'arc.

La répartition transversale des charges d'exploitation ou de trafic doit être considérée dans le calcul des ponts en arcs à tablier supérieur.

4.4.14 Pour les ponts bow – strings, lorsque le rapport entre la rigidité à la flexion des sections d'arcs et celle de la section du tablier tirant, est inférieur à $1/100$, les arcs peuvent être considérés comme des arcs souples qui sont sollicités uniquement par de la compression axiale. Lorsque le rapport entre la rigidité à la flexion des sections d'arcs et celle de la section du tablier tirant est supérieur à $1/100$, il peut être considéré que le tablier tirant soit sollicité uniquement en traction axiale. Les points de connexion des poutres sont considérés en tant qu'articulations.

Lorsque le rapport entre la rigidité à la flexion des sections d'arcs et celle de la section du tablier tirant est compris entre $1/100$ et 100 , la connexion entre les arcs et le tablier tirant doit être considérée comme rigide et les moments de flexion doivent être répartis dans les sections de l'arc et dans les sections du tablier tirant en fonction du rapport de leurs rigidités à la flexion.

4.5 Exigences de durabilité

4.5.1 La durée de vie de service des structures et des éléments structuraux des ponts routiers en

béton doit être conforme aux dispositions de la « Norme technique des travaux routiers » (JTG B01).

4.5.2 Les classes d'exposition des structures et des éléments structuraux des ponts routiers en béton doivent être déterminées en fonction des conditions d'environnement auxquelles les surfaces des structures sont directement exposées comme défini dans le tableau 4.5.2.

Tableau 4.5.2 Classes d'exposition des structures et des éléments structuraux des ponts routiers en béton

Classes d'exposition	Conditions environnementales
Classe I - Environnement normal	Seul l'impact de la carbonatation sur le béton est considéré
Classe II - Environnement agressif gel/dégel	La surface est exposée aux répétitions de cycles gel/dégel
Classe III - Environnement de corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer	La structure est exposée à l'air chargé de sel marin ou en contact direct avec l'eau de mer
Classe IV - Environnement de corrosion induite par les chlorures présents dans les agents de déverglaçage ou dans les autres sels chlorures	La structure est exposée aux chlorures présents dans les agents de déverglaçage ou dans les autres sels chlorures
Classe V - Environnement agressif sulfatique	La structure est soumise aux effets de l'augmentation de volume résultant de la cristallisation des sels sulfatiques dans les pores du béton
Classe VI - Environnement agressif chimique	La structure est soumise aux corrosions induites par des matières chimiques acides ou alcalines
Classe VII - Environnement agressif par abrasion	La structure est soumise aux phénomènes d'abrasion induites par le vent, les courants d'eau, le frottement ou les chocs occasionnés par des objets charriés par l'eau

4.5.3 Les classes de résistance minimales du béton utilisé dans des environnements de différentes classes d'exposition doivent être conformes au tableau 4.5.3

Tableau 4.5.3 Classes de résistance minimales du béton

Types d'éléments structuraux	Poutres, dalles, pylônes, arcs		Culées et fûts des piles		Semelles et fondations	
	100 ans	50 ans, 30 ans	100 ans	50 ans, 30 ans	100 ans	50 ans, 30 ans
Durées de vie						
Classe I - Environnement normal	C35	C30	C30	C25	C25	C25
Classe II - Environnement agressif gel/dégel	C40	C35	C35	C30	C30	C25
Classe III - Environnement de corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer	C40	C35	C35	C30	C30	C25
Classe IV - Environnement de corrosion induite par les chlorures présents dans les agents de déverglaçage ou autres chlorures	C40	C35	C35	C30	C30	C25

suite

Types d' éléments structuraux	Poutres, dalles, pylônes, arcs		Culées et fûts des piles		Semelles et fondations	
	100 ans	50 ans, 30 ans	100 ans	50 ans, 30 ans	100 ans	50 ans, 30 ans
Classe V-Environnement agressif sulfatique	C40	C35	C35	C30	C30	C25
Classe VI-Environnement agressif chimique	C40	C35	C35	C30	C30	C25
Classe VII-Environnement agressif par abrasion	C40	C35	C35	C30	C30	C25

4.5.4 Les dispositions de durabilité suivantes doivent être prises pour les structures et les éléments structuraux des ponts routiers en béton

- 1 L'épaisseur d'enrobage doit être conforme à l'article 9.1.1 de la présente norme.
- 2 De multiples mesures de protection doivent être adoptées pour les armatures de précontrainte dans les structures en béton précontraint.
- 3 La perméabilité du béton doit répondre aux dispositions des normes concernées lorsque la conception l'exige.
- 4 Dans un environnement de froid et d'humidité, le béton doit répondre aux exigences de résistance antigel, données dans les normes concernées.
- 5 Les formes de la structure et des éléments structuraux doivent faciliter le drainage et la ventilation afin d'éviter la stagnation d'eau et de matières corrosives.

5 États-Limites Ultimes (ELU) de service

5.1 Généralités

5.1.1 En phase de service, les ponts routiers et les ponceaux doivent être conçus conformément aux exigences relatives aux États-Limites Ultimes (ELU) en vérifiant la capacité portante et la stabilité des éléments structuraux. La stabilité au renversement et la stabilité au glissement de la structure doivent être aussi vérifiés selon le besoin.

5.1.2 En terme de forces internes, l'expression suivante doit être utilisée pour le calcul de la capacité portante des ponts et des ponceaux aux États-Limites Ultimes (ELU)

$$\gamma_0 S \leq R \quad (5.1.2-1)$$

$$R = R(f_d, a_d) \quad (5.1.2-2)$$

Avec :

γ_0 —Coefficient d'importance de la structure. Selon le niveau de sécurité retenu pour la conception du pont, les coefficients 1.1, 1.0 et 0.9 sont utilisés respectivement pour les pont de premier niveau, de deuxième niveau, et de troisième niveau. Le niveau de sécurité de la structure du pont doit être déterminé conformément aux " Règles générales de Conception des ponts routiers et ponceaux" (JTG D60) ;

S —pour les situations de service, les calculs doivent être menés sous combinaisons fondamentales (coefficient dynamique des charges de véhicule inclus) conformément aux « Règles générales de conception des ponts routiers et des ponceaux » (JTG D60) , .

R —Résistance de calcul des éléments structuraux

$R(\cdot)$ —fonction de la Résistance des éléments structuraux

f_d —Résistance de calcul du matériau

a_d —Valeur du paramètre géométrique.

Lorsqu'il n'existe pas de données mesurées, la valeur nominale a_k , c'est-à-dire la valeur spécifiée, peut être prise en compte.

5.1.3 La résistance de la section droite doit être calculée selon les hypothèses de base suivantes :

- 1 Les sections droites restent droites sous les moments de flexion
- 2 La résistance en traction du béton est négligée
- 3 La contrainte dans les armatures longitudinales, est égale au produit de la déformation des armatures et de leur module d'élasticité, et leur valeur doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$-f'_{sd} \leq \sigma_{si} \leq f_{sd} \quad (5.1.3-1)$$

$$-(f'_{pd} - \sigma_{p0i}) \leq \sigma_{pi} \leq f_{pd} \quad (5.1.3-2)$$

Avec

σ_{si} , σ_{pi} — La contrainte dans les armatures passives longitudinales et dans les armatures de précontrainte du lit *i*, sont calculées selon les formules 5.1.5-1 et 5.1.5-2. Les valeurs positives correspondent à une contrainte de traction et les valeurs négatives à une contrainte de compression ;

f_{sd} , f'_{sd} — Limite délasticité en traction et en compression des armatures passives longitudinales, prises conformément au tableau 3.2.31.

f_{pd} , f'_{pd} — Limite délasticité en traction et en compression des armatures de précontrainte, prises conformément au tableau 3.2.32.

σ_{p0i} — Contrainte dans les armatures de précontrainte lorsque la contrainte normale du béton au centre de gravité du *i* ème lit d'armatures est égale à zéro.

5.1.4 Le calcul de la contrainte du béton dans la zone comprimée de la section droite, section soumise à la flexion et à, des forces axiales excentrées, doit être conforme aux prescriptions suivantes :

- 1 Le diagramme de contraintes du béton dans la zone comprimée de la section droite, peut être simplifié en recourant à un diagramme de contrainte rectangulaire équivalent.
- 2 Le rapport entre la hauteur du diagramme rectangulaire et la hauteur réelle de la zone comprimée est β , conformément au tableau 5.1.4.
- 3 La valeur de la compression dans le diagramme rectangulaire est prise égale à la résistance de calcul en compression du béton f_{cd}

Tableau 5.1.4 Valeurs du coefficient β

Classes du béton	Inférieure à C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
β	0.80	0.79	0.78	0.77	0.76	0.75	0.74

5. 1. 5 La contrainte dans les armatures longitudinales doit être déterminée conformément aux dispositions suivantes :

Pour les armatures passives

$$\sigma_{si} = \varepsilon_{cu} E_s \left(\frac{\beta h_{0i}}{x} - 1 \right) \quad (5.1.5-1)$$

Pour les armatures de précontrainte

$$\sigma_{pi} = \varepsilon_{cu} E_p \left(\frac{\beta h_{0i}}{x} - 1 \right) + \sigma_{poi} \quad (5.1.5-2)$$

Avec :

x —Avec x hauteur de la zone comprimée dans le diagramme rectangulaire

h_{0i} —Distance entre le centre de gravité des armatures du i ème lit, et le bord comprimé de la section (pour la compression excentrée, prendre le bord le plus comprimé).

E_s, E_p —Module d'élasticité des armatures passives et des armatures de précontrainte;

β —Rapport entre la hauteur du diagramme rectangulaire et la hauteur réelle de la zone comprimée, pris conformément au tableau 5.1.4.

ε_{cu} —Déformation ultime du béton lorsque la section transversale est sollicitée en compression non-uniforme. Pour les bétons de classe inférieure à C50, $\varepsilon_{cu} = 0.0033$. Pour les bétons de classe supérieure à C80, $\varepsilon_{cu} = 0.003$. Pour les bétons de classe qui se situe entre C50 et C80, la valeur de ε_{cu} est déterminée par interpolation.

Pour le calcul de la contrainte dans les armatures longitudinales en appliquant les formules (5.1.5-1) et (5.1.5-2), le calcul doit être conforme aux dispositions de l'article 5.1.3.

Pour le calcul de la résistance à la flexion de la section de la zone d'ancrage en extrémité de l'élément en béton précontraint par pré-tension, la limite d'élasticité des armatures de précontrainte doit être prise égale à 0 au début de la zone d'ancrage et à f_{pd} en fin de zone d'ancrage. Pour les zones intermédiaires, les contraintes sont calculées par interpolation. La longueur d'ancrage l_a doit être prise conformément au tableau 5.1.6.

Tableau 5.1.6 Longueur d'ancrage des armatures de précontrainte l_a (mm)

Types d'armature de précontrainte	Classes de béton					
	C40	C45	C50	C55	C60	$\geq C65$
Torons 1×7 , $f_{pd} = 1260$ MPa	$130d$	$125d$	$120d$	$115d$	$110d$	$105d$
Fils adhérents, $f_{pd} = 1200$ MPa	$95d$	$90d$	$85d$	$83d$	$80d$	$80d$

NOTA :

1. Lorsque les armatures de précontrainte sont relâchées immédiatement après mise en tension, il est considéré que le point de départ de la longueur d'ancrage se situe à $0.25l_{tr}$ à partir de l'extrémité de l'ancrage, où l_{tr} est la longueur de transmission de l'effort de précontrainte déterminée conformément au tableau 6.1.8.
2. Lorsque la limite d'élasticité f_{pd} des armatures de précontrainte est différente de la valeur donnée dans le tableau, la longueur d'ancrage doit être augmentée ou diminuée proportionnellement à la résistance.
3. d est le diamètre nominal des armatures de précontrainte.

5.2 Eléments sollicités à la flexion

5.2.1 La hauteur relative ξ_b de la zone comprimée de la section droite sollicitée à la flexion doit être déterminée conformément au tableau 5.2.1.

Tableau 5.2.1 Hauteur relative ξ_b de la zone comprimée

Types d'armatures	Classes de béton			
	C50 及以下	C55、C60	C65、C70	C75、C80
HPB300	0.58	0.56	0.54	—
HRB400、HRBF400、RRB400	0.53	0.51	0.49	—
HRB500	0.49	0.47	0.46	—
Torons et fils	0.40	0.38	0.36	0.35
Barres de précontrainte	0.40	0.38	0.36	—

NOTA

1. Pour les éléments soumis à la flexion comportant différents types d'armatures dans la zone de traction, la valeur la plus petite de ξ_b doit être prise en compte.
2. $\xi_b = x_b/h_0$, où x_b est la hauteur du diagramme rectangulaire lorsque l'armature longitudinale tendue et le béton dans la zone comprimée atteignent simultanément leurs résistances de calcul.

5.2.2 Pour les éléments structuraux de section rectangulaire avec armatures longitudinales ou de section en T, dont la table est tendue le calcul de résistance en flexion de la section droite doit être conforme aux dispositions suivantes (Figure 5.2.2) :

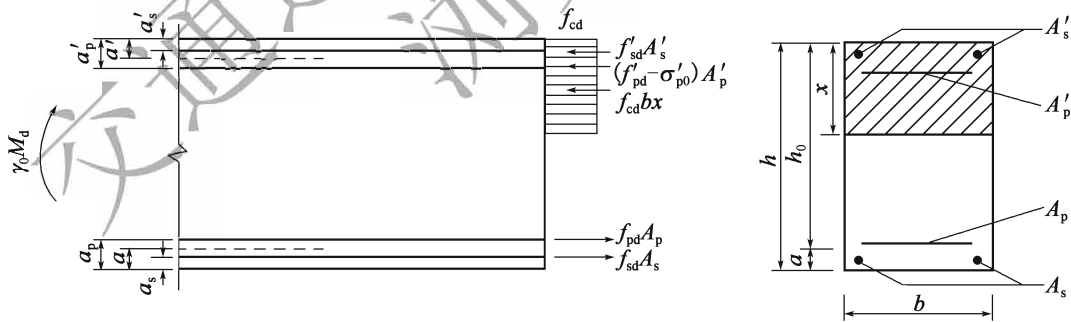


Figure. 5.2.2 Calcul de la résistance en flexion de la section rectangulaire

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.2.2-1)$$

La hauteur x de la zone de compression du béton doit être calculée comme suit :

$$f_{sd} A_s + f_{pd} A_p = f_{cd} b x + f'_{sd} A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p \quad (5.2.2-2)$$

La hauteur de la zone comprimée doit répondre aux exigences suivantes :

$$x < \xi_b h_0 \quad (5.2.2-3)$$

Lorsque la zone comprimée comporte des armatures passives longitudinales et des armatures de précontrainte et que les armatures de précontrainte sont comprimées, alors $(f'_{pd} - \sigma'_{p0})$ est positive :

$$x \geq 2a' \quad (5.2.2-4)$$

Lorsque la zone comprimée comporte uniquement des armatures passives longitudinales, ou lorsqu'elle comporte des armatures passives longitudinales et des armatures de précontrainte et que les armatures de précontrainte sont tendues, alors $(f'_{pd} - \sigma'_{p0})$ est négative :

$$x \geq 2a'_s \quad (5.2.2-5)$$

Avec :

γ_0 —Coefficient d'importance de la structure, déterminé selon l'article 5.1.2

M_d —Moment de flexion de calcul

f_{cd} —Résistance de calcul en compression du béton, prise dans le tableau 3.1.4

f_{sd}, f'_{sd} —Limite d'élasticité en traction et en compression des armatures passives, prise dans le tableau 3.2.3-1.

f_{pd}, f'_{pd} —Limite d'élasticité en traction et en compression des armatures de précontrainte, prise dans le tableau 3.2.3-2.

A_s, A'_s —Aire des armatures passives longitudinales dans la zone de traction et dans la zone de compression

A_p, A'_p —Aire des armatures de précontrainte longitudinales dans la zone de traction et dans la zone de compression

b —Largeur de la section rectangulaire ou largeur de l'âme de la section en T

h_0 —Hauteur utile de la section, $h_0 = h - a$, où h est la hauteur totale de la section

a, a' . a —Distance du barycentre des efforts dans les armatures passives et dans les armatures de précontrainte de la zone tendue par rapport à la fibre extrême de la zone tendue ;

a' —Distance du barycentre des efforts dans les armatures passives et dans les armatures de précontrainte de la zone comprimée par rapport à la fibre extrême de la zone comprimée

a'_s, a'_p, a'_s —Distance du barycentre des efforts dans les armatures passives de la zone comprimée par rapport à la fibre extrême de la zone comprimée ;

a'_p —Distance du barycentre des efforts dans les armatures de précontrainte de la zone comprimée par rapport à la fibre extrême de la zone comprimée ;

σ'_{p0} —Contrainte dans les armatures de précontrainte dans les zones comprimées lorsque la contrainte normale du béton au barycentre des efforts de précontrainte est égale à zéro.

Pour les éléments de précontrainte par pré-tension, le calcul doit être mené selon la formule (6.1.6-2). Pour les éléments précontraints par post-tension, le calcul doit être mené selon la formule (6.1.6-5)

5.2.3 Pour les éléments de sections en T ou en I soumis à la flexion, lorsque la table est située dans la zone de compression, la résistance en flexion de la section doit être calculée conformément aux dispositions suivantes :

1 Lorsque les conditions suivantes sont remplies

$$f_{sd}A_s + f_{pd}A_p \leq f_{cd}b'_f h'_f + f'_{sd}A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (5.2.3-1)$$

Une section rectangulaire de largeur b'_f [Figure 5.2.3a)] doit être calculée conformément à la formule 5.2.2.

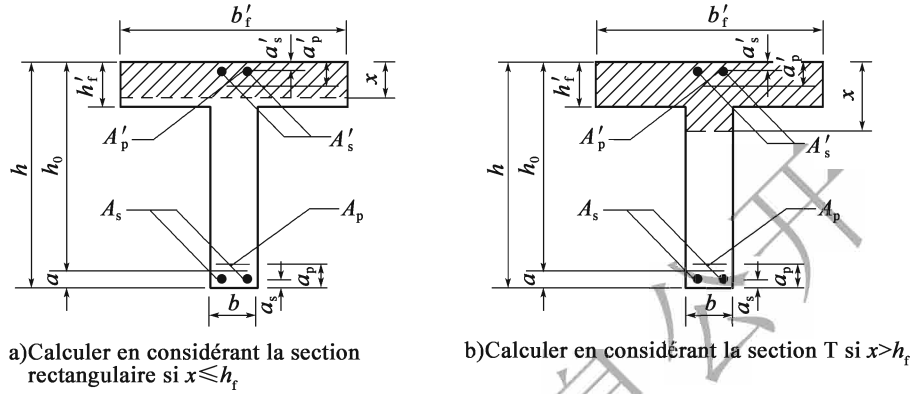


Figure. 5.2.3 Calcul de la résistance en flexion de la section en T
(la direction des efforts internes dans la section est la même que celle de la Figure 5.2.2)

2 Lorsque les conditions de la formule (5.2.31) ne sont pas remplies, le calcul doit être le suivant [Figure 5.2.3b)] :

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} \left[bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.2.3-2)$$

La hauteur x de la zone de pression doit être calculée selon la formule suivante et doit satisfaire aux prescriptions des équations (5.2.23) et (5.2.24) ou (5.2.25).

$$f_{sd}A_s + f_{pd}A_p = f_{cd} [bx + (b'_f - b) h'_f] + f'_{sd}A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (5.2.3-3)$$

Avec :

h'_f —Épaisseur de la table de compression de la section en T ou en I

b'_f —Largeur participante de la section en T ou en I, déterminée selon l'article 4.3.3

La résistance en flexion de la section caisson qui comporte uniquement des armatures de précontrainte intérieure, peut être calculée selon la méthode ci-dessus.

5.2.4 Lorsque les armatures longitudinales de la zone comprimée sont prises en compte dans le calcul, mais que les conditions de la formule (5.2.24) ou (5.2.25) ne sont pas remplies, le calcul de la résistance en flexion de la section qui comporte uniquement des armatures longitudinales de précontrainte intérieure doit être conforme aux dispositions suivantes (Figure. 5.2.2) :

1 Lorsque la zone comprimée comporte des armatures passives longitudinales et des armatures de

précontrainte et que les armatures de précontrainte sont comprimées, on doit vérifier la relation suivante

$$\gamma_0 M_d \leq f_{pd} A_p (h - a_p - a') + f_{sd} A_s (h - a_s - a') \quad (5.2.4-1)$$

- 2 Lorsque la zone comprimée comporte uniquement des armatures passives longitudinales, ou des armatures passives et des armatures de précontrainte et que les armatures de précontrainte sont tendues, on doit vérifier que

$$\gamma_0 M_d \leq f_{pd} A_p (h - a_p - a'_s) + f_{sd} A_s (h - a_s - a'_s) - (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (a'_p - a'_s) \quad (5.2.4-2)$$

Avec :

a_s, a_p — Distance du barycentre des efforts dans les armatures passives de la zone tendue par rapport à la fibre extrême de la zone tendue;

Distance du barycentre des efforts dans les armatures de précontrainte de la zone tendue par rapport à la fibre extrême de la zone tendue;

5.2.5 Le calcul de la résistance en flexion d'une section en T comportant des armatures de précontrainte longitudinale extérieure doit vérifier les dispositions suivantes (voir Figure 5.2.5).

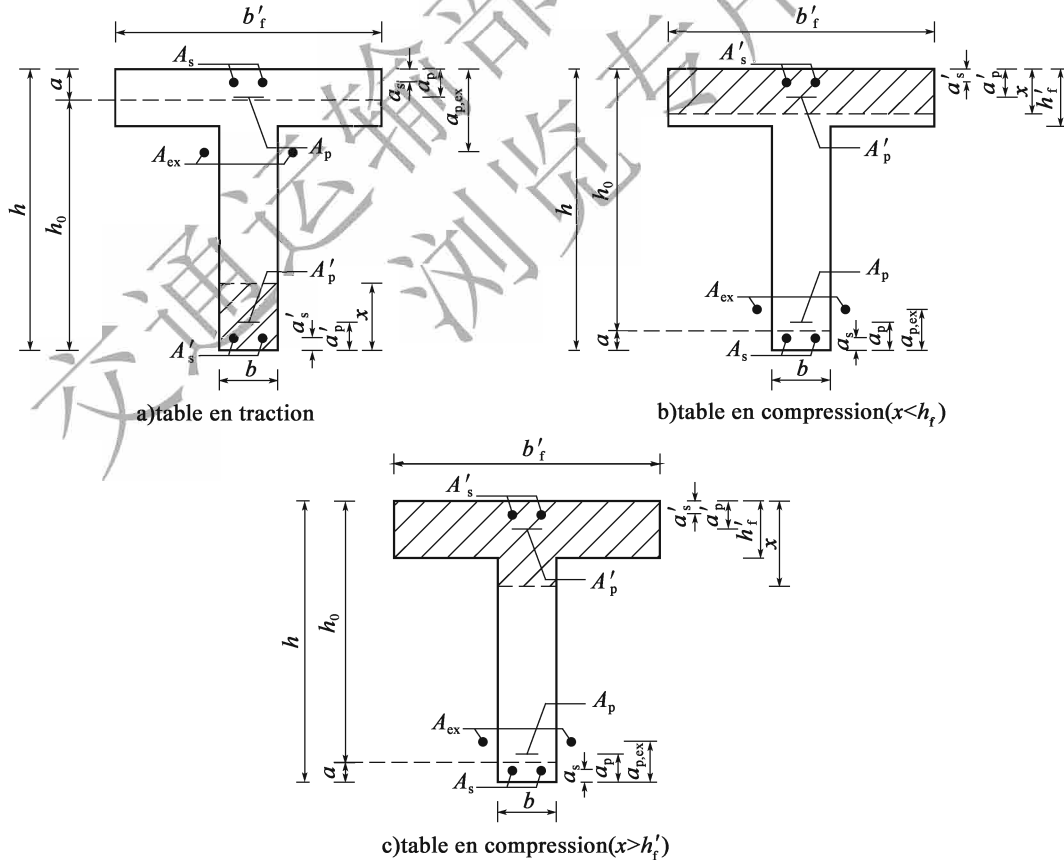


Figure. 5.2.5 Calcul de la résistance en flexion d'une section en T comportant des armatures de précontrainte longitudinale extérieure

a—Distance du barycentre des armatures passives, des armatures de précontrainte intérieure dans la zone tendue et des armatures de précontrainte extérieure, par rapport à la fibre extrême de la zone tendue;

1 Lorsque la table est en traction

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.2.5-1)$$

$$f_{sd} A_s + f_{pd} A_p + \sigma_{pe,ex} A_{ex} = f_{cd} b x + f'_{sd} A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p \quad (5.2.5-2)$$

Avec:

$\sigma_{pe,ex}$ —Contrainte effective dans les armatures de précontrainte extérieure, en phase de service, après déduction des pertes de précontrainte, calculées conformément à l'article 6.1.6.

A_{ex} —Aire des armatures de précontrainte extérieure

2 Lorsque la table est en compression

1) Si $f_{sd} A_s + f_{pd} A_p + \sigma_{pe,ex} A_{ex} \leq f_{cd} b'_f h'_f + f'_{sd} A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p$:

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b'_f x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.2.5-3)$$

$$f_{sd} A_s + f_{pd} A_p + \sigma_{pe,ex} A_{ex} = f_{cd} b'_f x + f'_{sd} A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p \quad (5.2.5-4)$$

Avec:

h'_f —Épaisseur de la table de compression d'une section en T

b'_f —Largeur participante de la table de compression d'une section en T, déterminée conformément aux dispositions de la clause 4.3.3.

2) Si $f_{sd} A_s + f_{pd} A_p + \sigma_{pe,ex} A_{ex} > f_{cd} b'_f h'_f + f'_{sd} A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p$:

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} \left[b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) +$$

$$(f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.2.5-5)$$

$$f_{sd} A_s + f_{pd} A_p + \sigma_{pe,ex} A_{ex} = f_{cd} [b x + (b'_f - b) h'_f] + f'_{sd} A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p \quad (5.2.5-6)$$

La hauteur x de la zone comprimée calculée à l'aide des formules (5.2.5-2), ou (5.2.5-4), ou (5.2.5-6) doit satisfaire aux exigences des formules (5.2.23), (5.2.24) et (5.2.25).

La résistance en flexion de la section caisson comportant des armatures de précontrainte extérieure peut être calculée selon la méthode ci-dessus lorsque l'élément dispose uniquement d'armatures de précontrainte intérieure au béton.

5.2.6 Pour les éléments qui comportent des armatures de précontrainte extérieure, lorsque les armatures longitudinales de la zone comprimée sont prises en compte mais que les conditions des

formules (5.2.24) ou (5.2.25) ne sont pas remplies, la résistance à la flexion de la section doit être calculée conformément aux dispositions suivantes (Figure. 5.2.5) :

- 1 Lorsque la zone comprimée comporte des armatures passives et des armatures de précontrainte intérieure, et que les armatures de précontrainte intérieure sont comprimées, alors

$$\gamma_0 M_d \leq f_{pd} A_p (h - a_p - a') + f_{sd} A_s (h - a_s - a') + \sigma_{pe,ex} A_{ex} (h - a_{p,ex} - a') \quad (5.2.6-1)$$

- 2 Lorsque la zone comprimée comporte des armatures passives, ou des armatures passives et des armatures de précontrainte intérieure et que les armatures de précontrainte intérieure sont tendues, alors

$$\gamma_0 M_d \leq f_{pd} A_p (h - a_p - a'_s) + f_{sd} A_s (h - a_s - a'_s) + \sigma_{pe,ex} A_{ex} (h - a_{p,ex} - a'_s) - (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (a'_p - a'_s) \quad (5.2.6-2)$$

Avec :

$a_{p,ex}$ — Distance du barycentre des armatures de précontrainte extérieure par rapport à la fibre extrême de la zone tendue;

5.2.7 Lors du calcul de la résistance en flexion de la section, si les conditions (5.2.2-3) ne sont pas remplies, alors les sections des armatures longitudinales supplémentaires résultent d'un calcul aux états limites de service, et les sections des armatures longitudinales exigées du fait de dispositions constructives, peuvent être négligées.

5.2.8 Lors du calcul de la résistance au cisaillement des sections inclinées soumises à la flexion, les positions des sections à vérifier doivent être déterminées conformément aux dispositions suivantes :

- 1 Pour les poutres isostatiques et les zones en travée de rive des poutres continues :
 - 1) 距支座中心 $h/2$ 处截面 [图 5.2.8a) 截面 1-1] ;
Section à $h/2$ par rapport à l'axe d'appui [soit section 1-1 de la Figure. 5.2.8a] ;
 - 2) Section au niveau du point d'inflexion des armatures inclinées d'effort tranchant dans la zone tendue [section 2-2 et 3-3 de la Figure. 5.2.8a]
 - 3) Section dans laquelle la contrainte dans les armatures longitudinales est égale à zéro [section 4-4 de la Figure. 5.2.8a]
 - 4) Section où le nombre ou l'espacement des armatures d'effort tranchant changent [section 5-5 de la Figure. 5.2.8a]

5) Section où la largeur d'âme change.

2 Pour les zones proches des appuis intermédiaires des poutres continues et des poutres consoles :

1) Section proche de l'entretoise sur appui [section 6-6 de la Figure. 5.2.8b]

2) Section au droit du changement de hauteur de la poutre [section 7-7 de la Figure. 5.2.8b]

3) Sections qui doivent être vérifiées dans le cas de poutres isostatiques

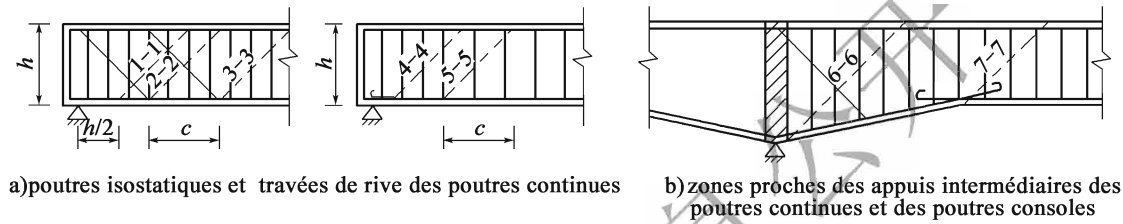


Figure. 5.2.8 Emplacement des sections inclinées pour la vérification de la résistance au cisaillement

5.2.9 Lorsque les éléments de section rectangulaire, en forme de T ou en I comportent des armatures de précontrainte verticales, des cadres et des armatures inclinées d'effort tranchant, le calcul de la résistance au cisaillement des sections inclinées doit être conforme aux dispositions suivantes (Figure 5.2.9) :

$$\gamma_0 V_d \leq V_{cs} + V_{sb} + V_{pb} + V_{pb,ex} \quad (5.2.9-1)$$

$$V_{cs} = 0.45 \times 10^{-3} \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k}} (\rho_{sw} f_{sv} + 0.6 \rho_{pv} f_{pv})} \quad (5.2.9-2)$$

$$V_{sb} = 0.75 \times 10^{-3} f_{sd} \sum A_{sb} \sin \theta_s \quad (5.2.9-3)$$

$$V_{pb} = 0.75 \times 10^{-3} f_{pd} \sum A_{pb} \sin \theta_p \quad (5.2.9-4)$$

$$V_{pb,ex} = 0.75 \times 10^{-3} \sum \sigma_{pe,ex} A_{ex} \sin \theta_{ex} \quad (5.2.9-5)$$

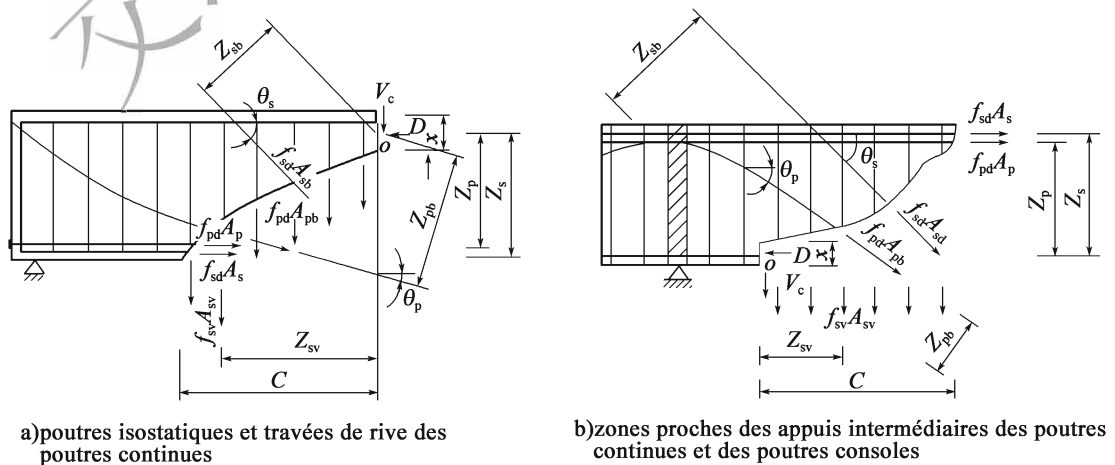


Figure. 5.2.9 Calcul de la résistance au cisaillement des sections inclinées selon l'inclinaison de la bielle de compression

Avec :

- V_d —Effort de calcul au cisaillement (kN), pris égal à l'effort de cisaillement dans la section droite traversant la section inclinée
- V_{cs} —Résistance de calcul au cisaillement (kN) du béton et des armatures passives dans les sections inclinées
- V_{sb} —Résistance de calcul au cisaillement (kN) des armatures passives inclinées traversant les sections inclinées
- V_{pb} —Résistance de calcul au cisaillement (kN) des armatures de précontrainte intérieure inclinées traversant les sections inclinées
- $V_{pb, ex}$ —Résistance de calcul au cisaillement (kN) des armatures de précontrainte extérieure inclinées traversant les sections inclinées
- α_1 —coefficient d'influence du changement de signe du moment de flexion. $\alpha_1 = 1.0$ pour la résistance au cisaillement des sections des poutres isostatiques ou des sections proches de l'appui de rive des poutres continues. $\alpha_1 = 0.9$ pour la résistance au cisaillement des sections proches des appuis intermédiaires des poutres continues et des poutres consoles.
- α_2 —Coefficient de majoration de la résistance au cisaillement dû à la précontrainte. $\alpha_2 = 1.0$ pour les éléments en béton armé sollicités en flexion. $\alpha_2 = 1.25$ pour les éléments en béton précontraint sollicités en flexion. Mais $\alpha_2 = 1.0$ lorsque les efforts dus aux moments générés par les armatures de précontrainte sont dans le même sens que les moments extérieurs sollicitants ou lorsque les fissures sont autorisées.
- α_3 —Coefficient d'influence de la table de compression. $\alpha_3 = 1.0$ pour les sections rectangulaires. $\alpha_3 = 1.1$ pour les sections en forme de T ou de I.
- b —Largeur de la section rectangulaire de la zone comprimée dans la section inclinée, ou largeur de l'âme des sections en T ou en I
- h_0 —Hauteur utile de la section (mm), prise égale à la distance entre le barycentre des armatures longitudinales tendues et le bord de la zone comprimée dans la section droite qui est la projection de la section inclinée de cisaillement.
- P —Ratio d'armatures longitudinales tendues dans la section inclinée, $P = 100\rho$, $\rho = (A_p + A_s)/bh_0$, lorsque $P > 2.5$, $P = 2.5$
- $f_{cu,k}$ —Résistance caractéristique (MPa) de l'éprouvette sur cube de 150mm de côté
- ρ_{sv}, ρ_{pv} —Ratio d'armatures d'effort tranchant ou transversales passives et d'armatures de précontrainte verticale dans la section inclinée, $\rho_{sv} = A_{sv}/s_v b$, $\rho_{pv} = A_{pv}/s_p b$
- f_{sv}, f_{pv} —Résistance de calcul en traction des armatures d'effort tranchant passives et de précontrainte verticale, prises selon les tableaux 3.2.3-1, 3.2.3-2
- A_{sv}, A_{pv} —Sections totales (mm²) d'armatures d'effort tranchant passives et de précontrainte verticale dans la même section inclinée
- s_v, s_p —Espacement (mm) des armatures transversales passives et des armatures de précontrainte verticale dans la section inclinée

$\sigma_{pe,ex}$ —Contrainte effective (MPa) dans les armatures de précontrainte extérieure en phase de service après déduction des pertes de précontrainte, calculées selon l'article 6.1.6

A_{sb} , A_{pb} , A_{ex} —Sections (mm^2) des armatures passives inclinées d'effort tranchant, des armatures de précontrainte intérieure inclinées, et des armatures de précontrainte extérieure inclinées qui sont disposées dans une même section inclinée.

θ_s , θ_p , θ_{ex} —Angle formé par l'horizontale et les lignes parallèles aux armatures passives inclinées, les lignes parallèles aux armatures de précontrainte intérieure inclinées, et les lignes parallèles aux armatures de précontrainte extérieure inclinées, considérées dans la section droite qui est la projection de la section inclinée.

La résistance au cisaillement des sections inclinées des éléments caissons, sollicités à la flexion, peut être calculée selon le présent article.

5.2.10 Pour le calcul de la résistance au cisaillement des sections inclinées, la longueur C (voir figure 5.2.9) correspond à la projection selon l'horizontale, de la section inclinée, et doit être calculée par la formule suivante

$$C = 0,6mh_0 \quad (5.2.10)$$

Avec :

m —Rapport entre la longueur sur laquelle s'exerce le cisaillement et la hauteur effective, calculé à partir de M_d et V_d dans la section droite, projection de la section inclinée de cisaillement sur la verticale, $m = M_d/V_d h_0$. La valeur de m est prise égale à 3 lorsque sa valeur calculée par la formule est supérieure à 3.

h_0 —Hauteur utile de la section (mm), prise égale à la distance entre le barycentre des armatures longitudinales tendues et le bord de la zone comprimée dans la section droite, projection de la section inclinée de cisaillement sur la verticale.

M_d —Moment de flexion de calcul, qui correspond à V_d de l'article 5.2.9 d.

5.2.11 La section de cisaillement des éléments sollicités à la flexion, de section rectangulaire, en forme de T ou en forme de I, doit satisfaire aux prescriptions suivantes :

$$\gamma_0 V_d \leq 0,51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 \quad (5.2.11)$$

Avec :

V_d —Effort tranchant de calcul, pris égal à la valeur la plus défavorable, dans les sections inclinées.

$f_{cu,k}$ —Résistance caractéristique (MPa) de l'éprouvette sur cube en béton de 150mm de côté

b —Largeur de la section rectangulaire ou largeur de l'âme des sections en T ou en I, prise égale à la valeur minimale dans la section inclinée.

h_0 —Distance entre le barycentre des armatures longitudinales tendues et le bord de la zone

comprimée, prise égale à la valeur minimale dans la section inclinée.

Pour les poutres continues de hauteur variable, outre les sections dans les zones de la poutre, proches de l'appui de rive, les sections au niveau des changements brusques de dimensions doivent également être vérifiées.

5.2.12 Lorsque les éléments sollicités à la flexion de section rectangulaire, en forme de T ou en forme de I, satisfont aux dispositions suivantes, la vérification de la résistance au cisaillement n'est pas nécessaire et seules les armatures constructives sont requises selon l'article 9.3.12

$$\gamma_0 V_d \leq 0.50 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td} b h_0 \quad (5.2.12)$$

Avec :

f_{td} — Résistance de calcul en traction du béton, pris selon le tableau 3.1.4

Pour les dalles sollicitées à la flexion qui ne disposent pas d'armatures transversales, un coefficient de majoration de 1.25 peut être appliqué sur le terme droit de l'équation (5.2.12).

NOTA : voir article 5.2.11 pour les significations et les dimensions des paramètres V_d , b , et h_0

5.2.13 Lors du calcul des armatures d'effort tranchant des éléments sollicités à la flexion de section rectangulaire, en forme de T ou en forme de I, les armatures transversales et les armatures inclinées d'effort tranchant doivent être calculées et disposées selon les règles suivantes :

- 1 Dans le diagramme enveloppe d'effort tranchant, les valeurs d'effort tranchant les plus défavorables doivent être prises en compte conformément aux dispositions suivantes pour calculer les armatures d'effort tranchant : Pour les poutres isostatiques et les poutres continues, l'effort tranchant, dans les zones proches de l'appui de rive, est pris égal à V'_d , dans la section qui se situe à $h/2$ de l'appui de rive [voir figure 5.2.13a)]. Pour les poutres continues et les poutres en encorbellement de section constante, l'effort tranchant de calcul dans les segments de poutre proches des appuis intermédiaires, est pris égale à V'_d au niveau du bord de l'entretoise sur appui [voir figure. 5.2.13b)]. Pour les poutres continues et les poutres en encorbellement de section variable, l'effort tranchant dans les zones proches des appuis intermédiaires, est pris égal à V ; dans la section de transition entre les zones de hauteur constante et celles de hauteur variable [voir figure. 5.2.13c)]. Il est considéré que la part minimale de V'_d ou V reprise par le béton et les armatures transversales est de 60% et que la part maximale de V'_d ou V reprise par les armatures inclinées d'effort tranchant est de 40%. Le diagramme enveloppe de l'effort tranchant est ainsi divisé en deux parties par une ligne horizontale.

- 2 Si les classes d'acier et les diamètres des armatures d'effort tranchant ont été définies, l'espacement des armatures d'effort tranchant s_v (mm) peut être calculé par la formule suivante

$$s_v = \frac{0.2 \times 10^{-6} \alpha_1^2 \alpha_3^2 (2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k}} A_{sv} f_{sv} b h_0^2}{(\xi \gamma_0 V_d)^2} \quad (5.2.13-1)$$

Avec :

V_d —Effort tranchant utilisé pour le dimensionnement des armatures. Lors du calcul de l'espacement des armatures d'effort tranchant pour les poutres isostatiques, les zones proches de l'appui de rive des poutres continues, les zones proches des appuis intermédiaires des poutres continues et des poutres en encorbellement de hauteur constante, il est considéré que $V_d = V'_d$ [voir figure 5.2.13a) , b)]. Pour le calcul de l'espacement des armatures transversale dans les zones proches des appuis intermédiaires des poutres continues et des poutres en encorbellement de hauteur variable, il est considéré que $V_d = V$ [voir figure 5.2.13c)]

ξ —Le pourcentage de la part minimale de l'effort tranchant repris par le béton et les armatures d'effort tranchant est considéré avec la valeur de $\xi \geq 0.6$

h_0 —Hauteur utile de la section pour laquelle l'effort tranchant est dimensionnant pour calculer les armatures de cisaillement

b —Largeur de l'âme de la section pour laquelle l'effort tranchant est dimensionnant pour calculer les armatures de cisaillement. Lorsque la largeur de l'âme est variable, la largeur minimale est prise en compte.

A_{sv} —Section totale des armatures d'effort tranchant dans la même section transversale (mm^2)

- 3 Les dispositions suivantes sont applicables pour le calcul de la première rangée d'armatures inclinées d'effort tranchant A_{sbl} . Pour les poutres isostatiques et les poutres continues, l'effort tranchant dans les zones proches de l'appui de rive est pris égal à V_{sbl} , qui est l'effort tranchant repris par les armatures inclinées dans la section qui se situe à $h/2$ de l'appui de rive [voir figure 5.2.13a)]. Pour les poutres continues et les poutres en encorbellement de section constante, l'effort tranchant dans les zones proches des appuis intermédiaires est pris égal à V_{sbl} , qui est l'effort tranchant repris par les armatures inclinées au niveau du bord de l'entretoise sur appui [voir figure. 5.2.13b)]. Pour les poutres continues et les poutres en encorbellement de section variable, l'effort tranchant dans les zones proches des appuis intermédiaires est pris égal à V_{sbl} , qui est l'effort tranchant repris par les armatures inclinées de la première rangée au niveau de leur point inférieur [voir figure. 5.2.13c)].

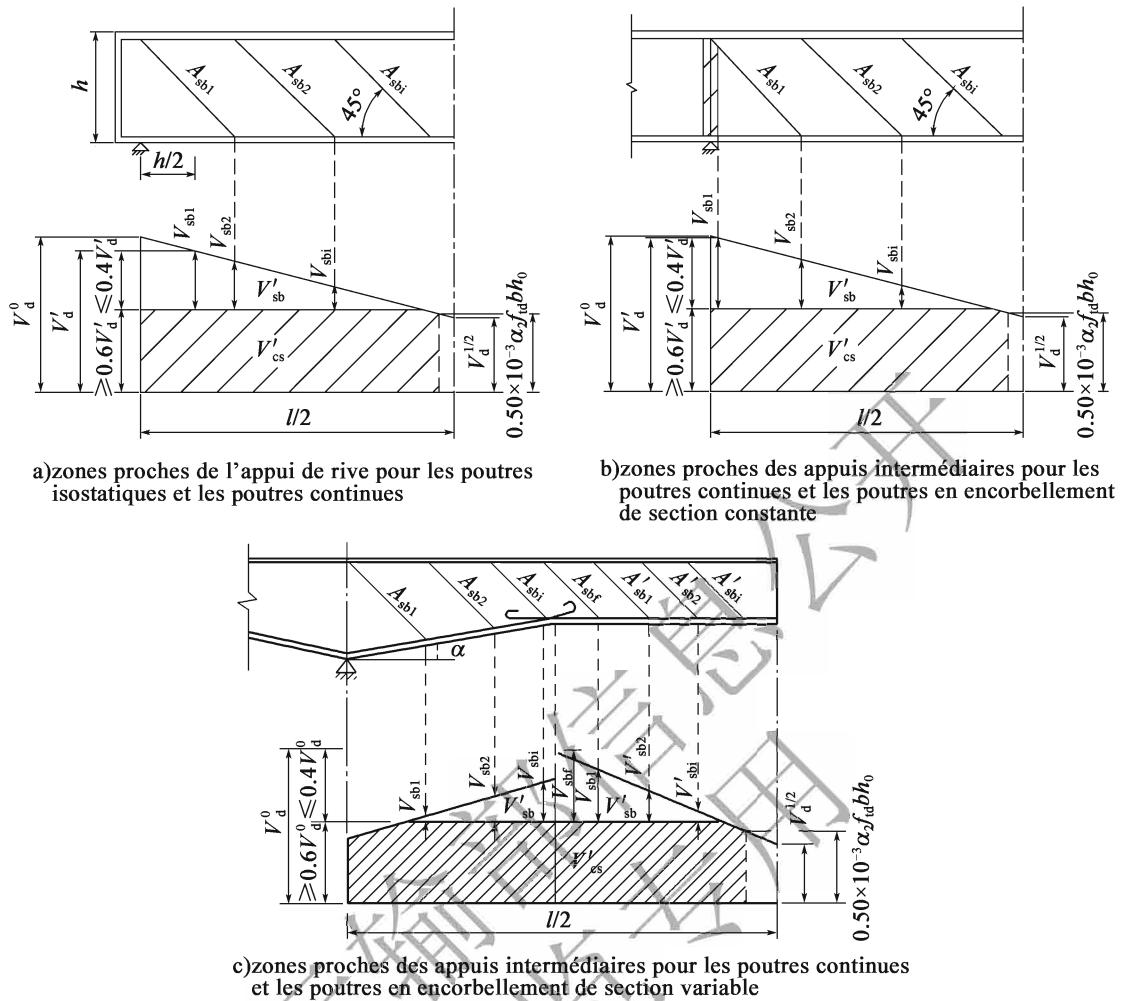


Figure 5.2.13 Calcul des armatures d'effort tranchant dans les sections inclinées

Avec :

V —effort tranchant le plus défavorable généré par les charges.

V_d^0 —L'effort tranchant le plus défavorable, pour les zones proches de l'appui de rive des poutres isostatiques et des poutres continues, est pris égal à l'effort tranchant dans la section qui se situe à $h/2$ de l'appui de rive. Pour les zones proches des appuis intermédiaires des poutres continues et des poutres en encorbellement de section constante, il est pris égal à l'effort tranchant au niveau du bord de l'entretoise sur appui

$V_d^{1/2}$ —Effort tranchant dans la section à mi-travée

V'_{cs} —Effort tranchant repris par le béton et les armatures transversales (surface hachurée dans la figure)

V'_{sb} —由弯起钢筋承担的总剪力设计值；

Effort tranchant repris par les armatures inclinées transversales

V_{sb1} 、 V_{sb2} 、 V_{sbi} —Effort tranchant repris par les armatures inclinées dans les poutres isostatiques.

Effort tranchant repris par les armatures inclinées dans les poutres continues et les poutres en encorbellement de section constante. Effort tranchant repris par les

armatures inclinées dans les zones de hauteur variable des poutres continues et des poutres en encorbellement de section variable

V_{sbf} —Effort tranchant repris par les armatures inclinées au niveau des sections de transition entre les zones de hauteur constante et de hauteur variable dans les poutres continues et les poutres en encorbellement de section variable

$V'_{\text{sb1}}, V'_{\text{sb2}}, V'_{\text{sbi}}$ —Effort tranchant repris par les armatures inclinées disposées sur plusieurs rangées dans les poutres continues et les poutres en encorbellement de section constante

$A_{\text{sb1}}, A_{\text{sb2}}, A_{\text{sbi}}$ —Sections d'armatures inclinées d'effort tranchant de première rangée de deuxième rangée, et de i ème rangée à partir du point d'appui pour les poutres isostatiques, poutres continues, poutres en encorbellement de section constante, poutres continues et poutres en encorbellement de section variable

A_{sbf} —Sections d'armatures inclinées d'effort tranchant qui traversent les sections de transition entre les zones de hauteur constante et celles de hauteur variable pour les poutres continues et les poutres en encorbellement de section variable.

$A'_{\text{sb1}}, A'_{\text{sb2}}, A'_{\text{sbi}}$ —Sections d'armatures inclinées d'effort tranchant de première rangée de deuxième rangée, et de i ème rangée dans les zones de hauteur constante, comptées à partir de la section de transition entre les zones de hauteur constante et celles de hauteur variable pour les poutres continues et les poutres en encorbellement de section variable

h —Hauteur des poutres de hauteur constante

l —portée de calcul de la poutre

α —Angle formé par le plan horizontal et le plan inférieur de la partie à hauteur variable de la poutre.

4 Pour les zones proches de l'appui de rive des poutres isostatiques et des poutres continues ainsi que pour les zones proches de l'appui intermédiaire des poutres continues et des poutres en encorbellement de hauteur constante, lors du calcul des sections des armatures inclinées d'effort tranchant $A_{\text{sb2}} \dots A_{\text{sbi}}$, à partir de la deuxième rangée, l'effort tranchant pour chacune des rangées est pris égal à celui repris par les armatures inclinées de la rangée précédente, au niveau de son point inférieur $V_{\text{sb2}} \dots V_{\text{sbi}}$ [voir figure 5.2. 13a) , b)]. Pour les zones de hauteur variable, proches des appuis intermédiaires des poutres continues et des poutres en encorbellement, l'effort tranchant pour chacune des rangées est pris égal à celui qui est repris par les armatures inclinées de même rangée au niveau de son point inférieur $V_{\text{sb2}} V_{\text{sbi}}$ [voir figure 5.2. 13c)].

5 Lors du calcul de la section A_{sbf} des armatures inclinées d'effort tranchant, qui traversent les sections de transition entre les zones de hauteur constante et celles de hauteur variable pour les poutres continues et les poutres en encorbellement de section variable, l'effort tranchant V_{sbf} , qui est la partie dans la valeur maximale de l'effort tranchant repris par les

armatures inclinées au niveau de la section de transition, doit être pris en compte [voir figure 5.2.13c)]. Lors du calcul des sections A'_{sb1} , A'_{sb2} , A'_{sbi} des armatures inclinées d'effort tranchant de différentes rangées pour les poutres de hauteur constante, l'effort tranchant pour chacune des rangées est pris égal à celui qui est repris par les armatures inclinées de même rangée au niveau de son point inférieur V'_{sb1} , V'_{sb2} , V'_{sbi} [voir figure 5.2.13c)].

- 6 Les sections d'armatures inclinées d'effort tranchant de chacune des rangées doivent être calculées selon la formule suivante

$$A_{sb} = \frac{\gamma_0 V_{sb}}{0.75 \times 10^{-3} f_{sd} \sin \theta_s} \quad (5.2.13-2)$$

Avec :

A_{sb} —Section totale des armatures inclinées d'effort tranchant de la même rangée, comme les sections A_{sb1} , A_{sb2} , A_{sbi} ou les sections A'_{sb1} , A'_{sbi} , A_{sbf} illustrées sur la figure 5.2.13.

V_{sb} —Effort tranchant repris par chacune des rangées d'armatures inclinées (kN), comme les efforts V_{sb1} , V_{sb2} , V_{sbi} ou V'_{sb1} , V'_{sb2} , V'_{sbi} , V_{sbf} illustrés sur la figure 5.2.13

5.2.14 Pour les éléments de section rectangulaire, en forme de T ou de I, sollicités à la flexion, la résistance à la flexion des sections transversales doit être calculée selon la formule suivante (voir la figure 5.2.9)

$$\gamma_0 M_d \leq f_{sd} A_s Z_s + f_{pd} A_p Z_p + \sum f_{sd} A_{sb} Z_{sb} + \sum f_{pd} A_{pb} Z_{pb} + \sum f_{sv} A_{sv} Z_{sv} \quad (5.2.14-1)$$

Dans ce cas, la longueur de la projection horizontale de la section inclinée la plus défavorable est calculée selon la formule suivante

$$\gamma_0 V_d = \sum f_{sd} A_{sb} \sin \theta_s + \sum f_{pd} A_{pb} \sin \theta_p + \sum f_{sv} A_{sv} \quad (5.2.14-2)$$

Avec :

M_d —Moment de flexion, pris égal à celui de la section droite, correspondant à la zone de cisaillement et de compression de la section inclinée

V_d —Effort tranchant concomitant au moment de flexion M_d

Z_s , Z_p —Distance entre le barycentre des armatures passives longitudinales tendues et le point central O de la zone comprimée. Distance entre le barycentre des armatures de précontrainte longitudinales tendues et le point central O de la zone comprimée.

Z_{sb} , Z_{pb} —Distance entre le barycentre des armatures passives inclinées reprenant l'effort tranchant et le point central O de la zone comprimée.

Distance entre le barycentre des armatures de précontrainte inclinées et le point central O de la zone comprimée.

Z_{sv} —Distance horizontale entre le barycentre des armatures d'effort tranchant et le bord de la zone comprimée dans la section inclinée.

La hauteur de la zone comprimée dans la section inclinée, est calculée en supposant que la somme des composantes de tous les efforts dans la section inclinée, dans la direction longitudinale de l'élément, est égale à zéro.

Pour les éléments sollicités à la flexion, lorsque les armatures longitudinales et transversales satisfont aux dispositions de l'article 9.1.4 et des articles 9.3.8 à 9.3.12, la vérification de la résistance en flexion des sections inclinées n'est pas obligatoire.

5.3 Eléments sollicités à la compression

5.3.1 Lorsque les éléments en béton armé, sollicités à la compression axiale comportent des armatures transversales ou d'effort tranchant (cerces, spirales ou armatures constituées de cadres soudés sur des armatures longitudinales) (Figure. 5.3.1), la résistance en compression de la section, doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$\gamma_0 N_d \leq 0.9\varphi(f_{cd}A + f'_{sd}A'_s) \quad (5.3.1)$$

Avec :

N_d —Effort normal de calcul

φ —Coefficient de stabilité des éléments sollicités à la compression axiale, pris selon le tableau 5.3.1.

A —Aire de la section brute. Lorsque le ratio d'armatures longitudinales est supérieur à 3%, A doit être remplacé par $A_n = A - A'_s$

A'_s —Aire totale des sections d'armatures longitudinales

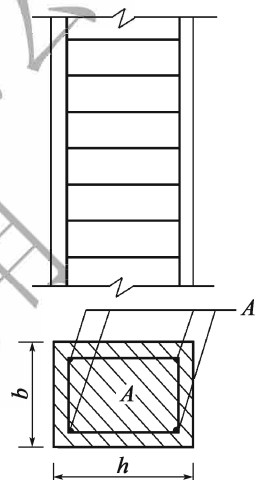


Figure 5.3.1 Eléments en béton armé, sollicités à la compression axiale comportant des armatures d'effort tranchant

Tableau 5.3.1 coefficient de stabilité des éléments sollicités à la compression axiale

l_0/b	≤ 8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
$l_0/2r$	≤ 7	8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5	24
l_0/i	≤ 28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97
φ	1.0	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56
l_0/b	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
$l_0/2r$	26	28	29.5	31	33	34.5	36.5	38	40	41.5	43
l_0/i	104	111	118	125	132	139	146	153	160	167	174
φ	0.52	0.48	0.44	0.40	0.36	0.32	0.29	0.26	0.23	0.21	0.19

NOTA: l_0 est la longueur des éléments prise selon l'Annexe E. b est la longueur du côté court de la section rectangulaire. r est le rayon de la section circulaire. i est le rayon de giration

5.3.2 Pour les éléments en béton armé sollicités à la compression axiale, dont l'élancement est $l_0/i \leq 48$, lorsqu'ils sont comportent des cerces, des spirales ou des armatures transversales en cadres soudés, si la section équivalente des armatures transversales en cadre A_{so} est supérieure ou égale à 25% de la section des armatures longitudinales et leur espacement est inférieur à 80mm ou à $d_{cor}/5$, la résistance en compression de la section doit être conforme aux dispositions suivantes :

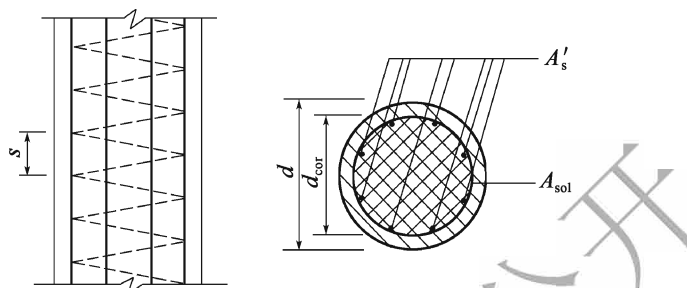


Figure 5.3.2 Éléments en béton armé sollicités à la compression axiale comportant des spirales

$$\gamma_0 N_d \leq 0.9 (f_{cd} A_{cor} + f'_{sd} A'_s + k f'_{sd} A_{so}) \quad (5.3.2-1)$$

$$A_{so} = \frac{\pi d_{cor} A_{sol}}{s} \quad (5.3.2-2)$$

Avec :

A_{cor} — aire de la section centrale de l'élément

A_{so} — section équivalente des armatures transversales

d_{cor} — diamètre de la section centrale de l'élément

k — Coefficient d'influence des armatures transversales.

$k = 2.0$ pour les bétons de classe inférieure ou égale à C50. k est calculé par interpolation

$k = 2.0 \sim 1.7$ pour les béton de classe C50 ~ C80.

A_{sol} — Aire de la section d'une barre transversale

s — Espacement entre les armatures transversales dans la direction longitudinale de l'élément.

Lorsque la section équivalente des armatures transversales, leur espacement, ou lorsque l'élancement de l'élément ne satisfont pas aux prescriptions du présent article, ou lorsque la résistance en compression calculée selon la formule (5.3.21) est inférieure à celle calculée selon la formule (5.3.1), l'effet de confinement du béton ne doit pas être pris en compte et la résistance à la compression de la section doit être calculée conformément aux dispositions de l'article 5.3.1.

La résistance à la compression calculée conformément à la formule (5.3.21) ne doit pas être supérieure à 1,5 fois celle calculée conformément à la formule (5.3.1).

5.3.3 Pour les éléments sollicités à la compression excentrée, la hauteur relative de la zone

comprimée, ξ_b constitue le critère pour déterminer l'amplitude de l'excentrement, et ξ_b doit être déterminé selon les dispositions suivantes

- 1 Pour les éléments en béton armé sollicités à la compression excentrée, la valeur de ξ_b peut être prise conformément au tableau 5.2.1;
- 2 Pour les éléments en béton précontraint sollicités à la compression excentrée, la valeur de ξ_b peut être calculée selon la formule suivante:

- 1) Élément composé de barres de précontrainte nervurées

$$\xi_b = \frac{\beta}{1 + \frac{f_{pd} - \sigma_{p0}}{E_p \varepsilon_{cu}}} \quad (5.3.3-1)$$

- 2) Élément composé de torons et de fils

$$\xi_b = \frac{\beta}{1 + \frac{0.002}{\varepsilon_{cu}} + \frac{f_{pd} - \sigma_{p0}}{E_p \varepsilon_{cu}}} \quad (5.3.3-2)$$

Avec:

β —rapport entre la hauteur du diagramme de contrainte rectangulaire de la zone comprimée et la hauteur réelle de la zone comprimée, pris conformément au tableau 5.1.4.

σ_{p0} —la contrainte dans les armatures de précontrainte lorsque la contrainte normale dans le béton au barycentre des armatures de précontrainte longitudinales dans la zone de traction est égale à zéro, cette contrainte est calculée selon la formule (6.1.6-2) ou la formule (6.1.6-5);

ε_{cu} —déformation ultime du béton dû à la compression non-uniforme.

$\varepsilon_{cu} = 0.0033$ pour les bétons de classes inférieures ou égales à C50.

$\varepsilon_{cu} = 0.003$ pour le béton C80.

Pour les bétons de classes intermédiaires, cette valeur est calculée par interpolation.

f_{pd} —Limite d'élasticité des armatures de précontrainte longitudinale

E_p —Module d'élasticité des armatures de précontrainte

5.3.4 La résistance à la compression de la section rectangulaire des éléments sollicités à la compression excentrée doit satisfaire aux conditions suivantes (Figure. 5.3.4);

$$\gamma_0 N_d \leq f_{cd} b x + f'_{sd} A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p - \sigma_s A_s - \sigma_p A_p \quad (5.3.4-1)$$

$$\gamma_0 N_d e \leq f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.3.4-2)$$

$$e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a \quad (5.3.4-3)$$

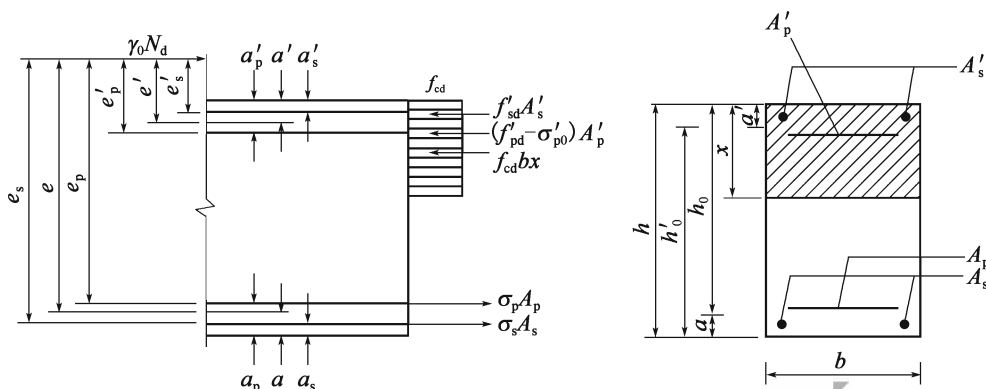


Figure 5.3.4 résistance en compression de la section rectangulaire des éléments sollicités à la compression excentrée

Avec :

e —distance entre le point d'application de la force axiale et le barycentre des armatures longitudinales A_s et A_p , et le bord tendu de la section ou le bord le moins comprimé de la section.

e_0 —excentricité de la force axiale par rapport à l'axe neutre de la section transversale, $e_0 = M_d/N_d$

M_d —Moment de flexion correspondant à la force axiale;

h_0 —distance entre le bord le plus comprimé de la section et le barycentre des armatures longitudinales, disposées sur le bord tendu de la section ou sur le bord le moins comprimé de la section.

η —coefficient d'accroissement de l'excentricité de la force axiale des éléments sollicités à la compression excentrée, calculé conformément aux dispositions de l'article 5.3.9.

Les contraintes σ_s et σ_p des armatures longitudinales localisées sur le bord tendu ou le bord le moins comprimé, doivent être déterminées comme suit :

Lorsque $\xi \leq \xi_b$, ξ étant la hauteur relative de compression, avec $\xi = x/h_0$, il s'agit de compression à excentrement important, alors $\sigma_s = f_{sd}$ et $\sigma_p = f_{pd}$.

Lorsque $\xi > \xi_b$, il s'agit de compression d'excentrement faible, alors σ_s et σ_p doit être calculé selon l'article 5.1.5.

Dans le calcul de la résistance à la compression, si les armatures longitudinales comprimées localisées sur le bord le plus comprimé sont prises en compte, alors la hauteur de la zone comprimée doit satisfaire aux formules (5.2.24) et (5.2.25).

Pour les éléments sollicités à la compression d'excentrement faible, lorsque le point d'application de la force axiale se situe entre le barycentre de A'_s et A'_p et le barycentre de A_s et A_p , le calcul de la

résistance en compression doit être conforme aux dispositions suivantes

$$\gamma_0 N_d e' \leq f_{cd} b h \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + f'_{sd} A_s (h'_0 - a_s) + (f'_{pd} - \sigma_{p0}) A_p (h'_0 - a_p) \quad (5.3.4-4)$$

$$e' = \frac{h}{2} - e_0 - a' \quad (5.3.4-5)$$

Avec :

e' —distance entre le point d'application de la force axiale et le barycentre des armatures longitudinales A'_s et A'_p , localisées sur le bord le plus comprimé de la section. Dans le calcul de l'excentricité e_0 , le coefficient de majoration η peut être négligé;

h'_0 —distance entre le bord le moins comprimé de la section et le barycentre des armatures longitudinales du bord le plus comprimé de la section, $h'_0 = h - a'$.

Pour les éléments de section rectangulaire comportant des armatures symétriques sollicitées à la compression sous excentrement faible, l'aire de la section d'armatures peut être calculée selon la formule suivante :

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_0 N_d e - \xi (1 - 0,5\xi) f_{cd} b h_0^2}{f'_{sd} (h_0 - a'_s)} \quad (5.3.4-6)$$

Dans laquelle la hauteur relative de la zone comprimée peut être calculée selon la formule suivante

$$\xi = \frac{\gamma_0 N_d - \xi_b f_{cd} b h_0}{\frac{\gamma_0 N_d e - 0,43 f_{cd} b h_0^2}{(\beta - \xi_b) (h_0 - a'_s)} + f_{cd} b h_0} + \xi_b \quad (5.3.4-7)$$

NOTA : Lorsque la hauteur de la zone comprimée, calculée pour l'élément sollicité à la compression, présente un excentrement faible supérieur à h ($x > h$), la hauteur h est prise en compte dans le calcul de la résistance à la compression, mais x est prise en compte pour le calcul des contraintes σ_s et σ_p dans les armatures.

5.3.5 Pour les éléments de section en forme de T ou de I, dont la table est sur le bord le plus comprimé, la résistance à la compression de la section doit être calculée conformément aux dispositions suivantes :

- 1 Lorsque la hauteur de la zone comprimée est $x \leq h'_f$, la résistance à la compression doit être calculée en considérant une section rectangulaire de largeur b'_f ;
- 2 Lorsque la hauteur de la zone comprimée est $x > h'_f$, la résistance à la compression doit être calculée selon la formule suivante (Figure 5.3.5) :

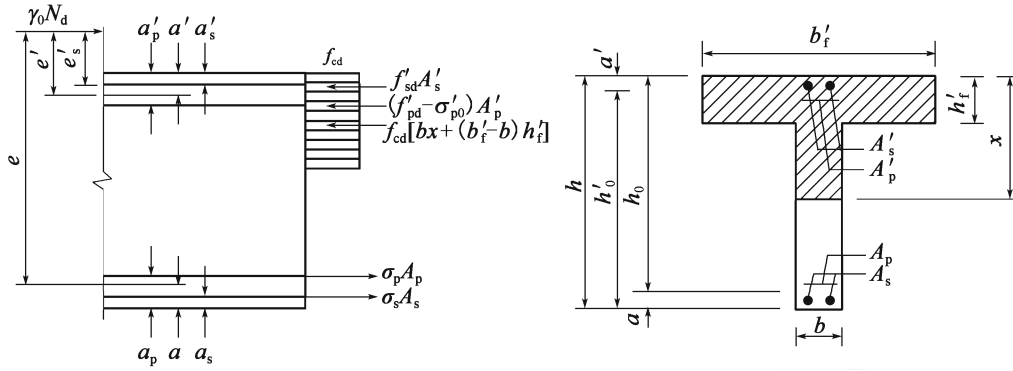


Figure 5.3.5 Calcul de la résistance à la compression de la section en T sollicitée à la compression excentrée

$$\gamma_0 N_d \leq f_{cd} [bx + (b'_f - b) h'_f] + f'_{sd} A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p - \sigma_s A_s - \sigma_p A_p \quad (5.3.5-1)$$

$$\gamma_0 N_d e \leq f_{cd} \left[bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.3.5-2)$$

Pour le calcul des contraintes σ_s et σ_p dans les armatures longitudinales localisées sur le bord tendu ou sur le bord le moins comprimé, ainsi que pour le calcul de la hauteur x de la zone comprimée, lorsque les armatures de compression sur le bord le plus comprimé sont prises en compte, les dispositions de l'article 5.3.4 doivent être respectées.

Pour les éléments de section en T ou en I, dont la table est sur le bord tendu ou sur le bord le moins comprimé, lorsque $x > h - h_f$, la contribution de la table doit être prise en compte dans le calcul de la résistance à la compression.

Pour les éléments sollicités à la compression, d'excentrement faible, et de section en f T et dont la table est sur le bord le plus comprimé, lorsque le point d'application de la force axiale se situe entre le barycentre des armatures longitudinales A'_s et A'_p et le barycentre de A_s et A_p , la résistance à la compression doit être calculée conformément aux dispositions suivantes :

$$\gamma_0 N_d e' \leq f_{cd} \left[bh \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + (b'_f - b) h'_f \left(\frac{h'_f}{2} - a' \right) \right] + f'_{sd} A_s (h'_0 - a_s) + (f'_{pd} - \sigma_{p0}) A_p (h'_0 - a_p) \quad (5.3.5-3)$$

Pour les éléments sollicités à la compression, d'excentrement faible et de section en T et dont la table est sur le bord le moins comprimé, la résistance en compression doit être calculée conformément aux dispositions suivantes :

$$\gamma_0 N_d e' \leq f_{cd} \left[bh \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + (b_f - b) h_f \left(h'_0 - \frac{h_f}{2} \right) \right] + f'_{sd} A_s (h'_0 - a_s) + (f'_{pd} - \sigma_{p0}) A_p (h'_0 - a_p) \quad (5.3.5-4)$$

Avec :

b_f —largeur de la table sur le bord le moins comprimé

h_f —épaisseur de la table sur le bord le moins comprimé

5.3.6 Pour le calcul de la résistance à la compression des éléments sollicités à la compression excentrée, lorsque les armatures longitudinales localisées sur le bord le plus comprimé sont prises en compte, mais la hauteur de la zone de compression ne répond pas à l'exigence des formules (5.2.2-4) ou (5.2.2-5), la résistance à la compression de la section peut être calculée selon les formules (5.2.4-1) et (5.2.4-2), dans lesquelles M_d doit être remplacé par $N_d e'$ et $N_d e'_s$, et le coefficient de majoration de l'excentrement η doit être prise en compte.

5.3.7 Pour les éléments sollicités à la compression excentrée de section rectangulaire, en forme de T ou en I, et qui présentent des armatures longitudinales uniformément réparties dans l'âme de la section, si le nombre de barres est supérieur ou égal à 4 par lit dans l'âme, la résistance à la compression doit être calculée selon les dispositions suivantes

$$\gamma_0 N_d \leq f_{cd} [\xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f] + f'_{sd} A'_s - \sigma_s A_s + N_{sw} \quad (5.3.7-1)$$

$$\gamma_0 N_d e \leq f_{cd} \left[\xi (1 - 0.5\xi) b h_0^2 + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + M_{sw} \quad (5.3.7-2)$$

$$N_{sw} = \left(1 + \frac{\xi - \beta}{0.5\beta\omega} \right) f_{sw} A_{sw} \quad (5.3.7-3)$$

$$M_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{\xi - \beta}{\beta\omega} \right)^2 \right] f_{sw} A_{sw} h_{sw} \quad (5.3.7-4)$$

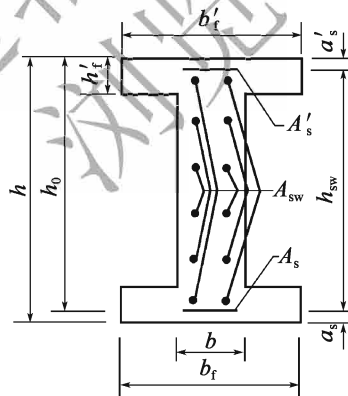


Figure 5.3.7 Calcul de la résistance à la compression pour les éléments sollicités à la compression excentrée de section en I, et présentant des armatures longitudinales uniformément réparties dans l'âme

Avec :

A_{sw} —Aire totale des sections d'armatures longitudinales uniformément réparties dans l'âme

f_{sw} —Résistance de calcul des armatures longitudinales uniformément réparties dans l'âme

N_{sw} —Effort axial repris par les armatures longitudinales uniformément réparties dans l'âme.

Lorsque $\xi = \frac{x}{h_0} > \beta$, $N_{sw} = f_{sw} A_{sw}$;

M_{sw} —Moment repris par les armatures longitudinales uniformément réparties dans l'âme par rapport aux armatures A_s localisées sur le bord tendu ou le bord le moins comprimé.

Lorsque $\xi > \beta$, $M_{sw} = 0.5f_{sw}A_{sw}h_{sw}$;

h_{sw} —hauteur de la zone où se situent les armatures longitudinales uniformément réparties dans l'âme, $h_{sw} = h_0 - a'_s$

ω — rapport entre la hauteur de la zone où se situent les armatures longitudinales uniformément réparties dans l'âme, et la hauteur utile de la section, $\omega = h_{sw}/h_0$.

Dans la formule (5.3.71), lors du calcul de la contrainte σ_s dans les armatures sur le bord tendu ou sur le bord le moins comprimé, si $\xi \leq \xi_b$, $\sigma_s = f_{sd}$. Si $\xi > \xi_b$, σ_s , alors elle doit être calculée selon la formule (5.1.5-1).

lorsque les armatures comprimées A'_s , situées sur le bord le plus comprimé sont prises en compte, la hauteur de la zone comprimée doit répondre aux exigences de $x \geq 2a'_s$. Si cette condition n'est pas remplie, la résistance à la compression de la section doit être conforme aux dispositions suivantes :

$$\gamma_0 N_d e' \leq f_{sd} A_s (h_0 - a'_s) + M'_{sw} \quad (5.3.7-5)$$

$$M'_{sw} = 0.5 f_{sw} A_{sw} h_{sw} \quad (5.3.7-6)$$

Pour les éléments sollicités à la compression excentrée de sections en forme de T ou de I, lorsque $x \leq h'_f$, une section rectangulaire de largeur b'_f doit être prise en compte. Pour les sections en forme de I, lorsque $x > h - h_f$, la contribution de la table sur le bord le moins comprimé doit être prise en compte.

NOTA: Lorsque $\xi > h/h_0$, il convient de considérer $\xi = h/h_0$ dans les formules du présent article. Néanmoins, pour le calcul des contraintes dans les armatures A_s , la valeur calculée de ξ doit être utilisée.

5.3.8 Pour les éléments en béton armé, sollicités à la compression excentrée, de section circulaire comportant des armatures longitudinales uniformément réparties sur le périmètre (Figure. 5.3.8), le calcul de la résistance à la compression doit être conforme aux dispositions suivantes :

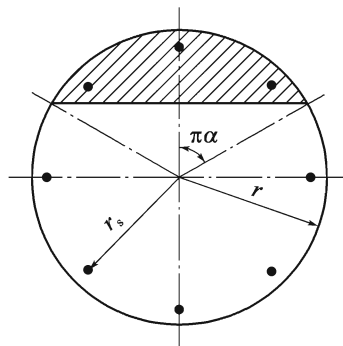


Figure 5.3.8 Section circulaire comportant des armatures longitudinales uniformément réparties sur le périmètre

$$\gamma_0 N_d \leq N_{ud} = \alpha f_{cd} A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + (\alpha - \alpha_t) f_{sd} A_s \quad (5.3.8-1)$$

$$\gamma_0 N_d \eta e_0 \leq M_{ud} = \frac{2}{3} f_{cd} A r \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + f_{sd} A_s r_s \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_t}{\pi} \quad (5.3.8-2)$$

$$\alpha_t = 1.25 - 2\alpha \quad (5.3.8-3)$$

Avec :

A —aire de la section circulaire

A_s —Aire totale des sections des armatures passives longitudinales

N_{ud} 、 M_{ud} —Résistance de calcul en compression de la section

Résistance de calcul en flexion de la section

r —Rayon de la section circulaire

r_s —Rayon du cercle formé par les centres de gravité des armatures passives longitudinales

e_0 —Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité de la section

α —Rapport entre l'angle au centre (rad) correspondant à la surface en compression et 2π

α_t —Rapport entre l'aire des sections des armatures passives longitudinales tendues et l'aire totale des sections de toutes les armatures passives longitudinales.

Lorsque α est supérieur à 0.625, α_t est pris égale à 0.

NOTA : Cet article s'applique au cas où le nombre d'armatures passives longitudinales dans la section n'est pas inférieur à 8.

Lorsque la classe de résistance du béton est C30 ~ C50 et que le ratio d'armatures longitudinales est compris entre 0,5% ~ 4%, la résistance à la compression de la section circulaire comportant des armatures longitudinales uniformément réparties sur le périmètre, peut être déterminée selon le tableau dans l'Annexe F.

5.3.9 Pour les éléments d'élanement $l_0/i > 17.5$, le coefficient de majoration de l'excentrement η à l'état limite ultime de compression excentrée, doit être pris en compte. Pour les éléments de section rectangulaire, en forme de T ou en I, le coefficient de majoration de l'excentrement η peut être calculé selon la formule suivante :

$$\eta = 1 + \frac{1}{1300 e_0 / h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \quad (5.3.9-1)$$

$$\zeta_1 = 0.2 + 2.7 \frac{e_0}{h_0} \leq 1.0 \quad (5.3.9-2)$$

$$\zeta_2 = 1.15 - 0.01 \frac{l_0}{h} \leq 1.0 \quad (5.3.9-3)$$

Avec

l_0 —longueur de calcul de l'élément, déterminée selon l'Annexe E

e_0 —excentricité de la force axiale par rapport au centre de gravité de la section, prise égale à la valeur la plus élevée entre 20mm et 1/30 de la dimension la plus grande de la section dans

la direction de l'excentrement.

h_0 —hauteur utile de la section, prise égale à $h_0 = r + r_s$ pour les sections circulaires.

h —hauteur totale de la section, prise égale à $h = 2r$ pour les sections circulaires

ζ_1 —coefficient d'influence de l'excentrement sur le rayon de giration de la section

ζ_2 —coefficient d'influence de l'élancement sur le rayon de giration de la section, ζ_2 doit être supérieur ou égal à 0.85.

5.3.10 Pour les éléments sollicités à la compression excentrée de section en forme de T ou de I, outre le calcul de la résistance à la compression de la section où s'applique le moment de flexion, la résistance à la compression de la section perpendiculaire à celle où s'applique le moment de flexion, doit également être vérifiée. Dans ce cas l'effet du moment de flexion peut être négligé, mais l'influence du coefficient de stabilité φ , doit être prise en compte.

5.3.11 Pour les éléments en béton armé dont la section présente deux axes de symétrie perpendiculaires, sollicités à la compression excentrée selon ces deux directions, la résistance à la compression peut être calculée comme suit:

$$\gamma_0 N_d \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{u0}}} \quad (5.3.11)$$

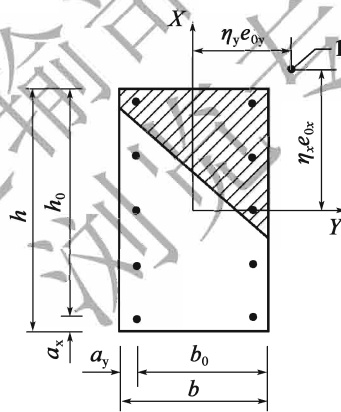


Figure 5.3.11 Eléments en béton armé soumis à une flexion déviée résultant de l'application d'une compression excentrée dans deux directions

1-Point d'application de la force axiale

Avec:

N_{u0} —résistance de calcul à la compression de la section, calculée selon la formule (5.3.1) en prenant le signe égalité dans la formule, et en remplaçant $\gamma_0 N_d$ par N_{u0} . Toutes les armatures longitudinales doivent être prises en compte, mais le coefficient de stabilité φ doit être négligé;

N_{ux} —résistance à la compression excentrée calculée en considérant l'excentrement $\eta_x e_{0x}$ dans la direction de l'axe x et en tenant compte de toutes les sections d'armatures longitudinales. Le coefficient η_x est calculé selon l'article 5.3.9. Lorsque les armatures

longitudinales sont disposées sur les bords haut et bas de la section, N_{ux} peut être calculé selon l'article 5.3.4 ou l'article 5.3.5. Lorsque les armatures longitudinales sont uniformément réparties sur l'âme verticale de la section, N_{ux} peut être calculé selon l'article 5.3.7. Ces calculs doivent être faits en prenant le signe égalité dans les formules et en remplaçant $\gamma_0 N_d$ par N_{ux} .

N_{uy} —résistance à la compression excentrée, calculée en considérant l'excentrement $\eta_y e_{0y}$ dans la direction de l'axe y et en tenant compte de toutes les sections d'armatures longitudinales. Le coefficient η_y est calculé selon l'article 5.3.9. La méthode de calcul de N_{uy} est identique à celle pour le calcul de N_{ux} .

5.4 Eléments sollicités à la traction

5.4.1 Le calcul de la résistance à la traction de la section de l'élément sollicité en traction axiale doit être conforme aux conditions suivantes :

$$\gamma_0 N_d \leq N_{ud} = f_{sd} A_s + f_{pd} A_p \quad (5.4.1)$$

Avec

N_{ud} —résistance de calcul à la traction de la section

A_s, A_p —aire de la section d'armatures passives et aire de la section d'armatures de précontrainte

5.4.2 La résistance en traction de la section rectangulaire des éléments sollicités à la traction excentrée doit être calculée conformément aux dispositions suivantes :

- 1 Pour les éléments sollicités à la traction, d'excentrement faible, lorsque le point d'application de la force axiale se situe entre le barycentre des armatures A_s et A_p , et le barycentre des armatures A'_s et A'_p , le calcul doit être conforme aux dispositions suivantes [Figure. 5.4.2a)]

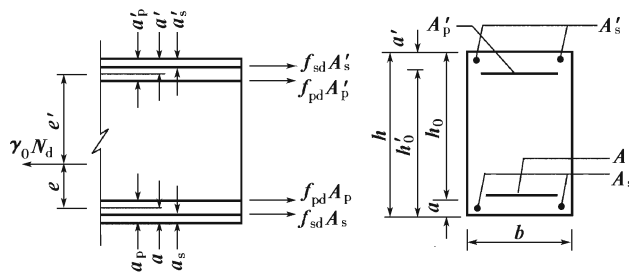
$$\gamma_0 N_d e \leq f_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + f_{pd} A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.4.2-1)$$

$$\gamma_0 N_d e' \leq f_{sd} A_s (h'_0 - a_s) + f_{pd} A_p (h'_0 - a_p) \quad (5.4.2-2)$$

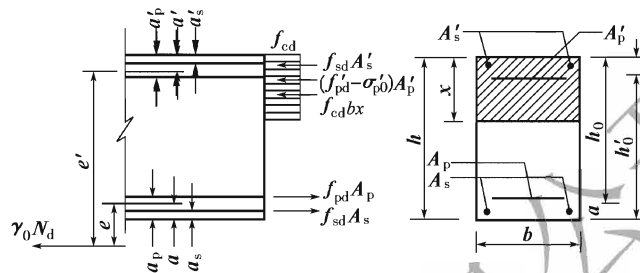
- 2 Pour les éléments sollicités à la traction, d'excentrement important, lorsque le point d'application de la force axiale ne se situe pas entre le barycentre des armatures A_s et A_p et le barycentre des armatures A'_s et A'_p , le calcul doit être conforme aux dispositions suivantes [Figure. 5.4.2b)]

$$\gamma_0 N_d \leq f_{sd} A_s + f_{pd} A_p - f'_{sd} A'_s - (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p - f_{cd} b x \quad (5.4.2-3)$$

$$\gamma_0 N_d e \leq f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.4.2-4)$$



a) éléments soumis à la traction d'excentrement faible



b) éléments soumis à la traction d'excentrement important

Figure 5.4.2 Calcul de la résistance à la traction de la section rectangulaire soumise à une traction excentrée

La hauteur de la zone de compression x doit satisfaire aux conditions de la formule (5.2.23). Lorsque les armatures comprimées sont prises en compte dans le calcul, x doit également satisfaire aux conditions de la formule (5.2.2-4) ou (5.2.2-5). Si ces conditions ne sont pas remplies, le calcul doit être fait selon les formules (5.2.4-1) et (5.2.4-2), mais la valeur de M_d dans la formule doit être remplacée par $N_d e'$ et $N_d e'_s$ respectivement.

5.4.3 Pour les éléments en béton armé de section rectangulaire, comprenant des armatures symétriques, éléments sollicités à une traction excentrée dans deux directions, la résistance à la traction de la section, doit être calculée selon la formule suivante :

$$\gamma_0 N_d \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ud}} + \sqrt{\left(\frac{e_{0x}}{M_{ux}}\right)^2 + \left(\frac{e_{0y}}{M_{uy}}\right)^2}} \quad (5.4.3)$$

Avec

N_{ud} — résistance de calcul à la traction de la section, calculée selon la formule (5.4.1)

e_{0x} , e_{0y} — excentricité de la traction par rapport à l'axe y et par rapport à l'axe x

M_{ux} , M_{uy} — résistance à la flexion de la section, selon l'axe x et selon l'axe y , calculée selon l'article 5.2.

5.4.4 Pour les éléments en béton armé, sollicités à la traction excentrée de section circulaire comportant des armatures longitudinales uniformément réparties sur le périmètre, la résistance à la traction de la section, doit être calculée selon la formule suivante

$$\gamma_0 N_d \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ud}} + \frac{e_0}{M_{ud}}} \quad (5.4.4)$$

Avec :

N_{ud} —résistance à la traction de la section, calculée selon la formule (5.4.1).

e_0 —excentricité de la traction par rapport au centre de gravité de la section

M_{ud} —résistance à la flexion de la section, calculée selon l'article 5.3.8, en prenant $N_{ud} = 0$.

5.5 Eléments sollicités à la torsion

5.5.1 Pour les éléments sollicités à la torsion simple de section rectangulaire, dont les épaisseurs des parois satisfont aux conditions de $t_2 \geq 0.1b$ et $t_1 \geq 0.1h$, la résistance à la torsion de la section doit être calculée selon les dispositions suivantes

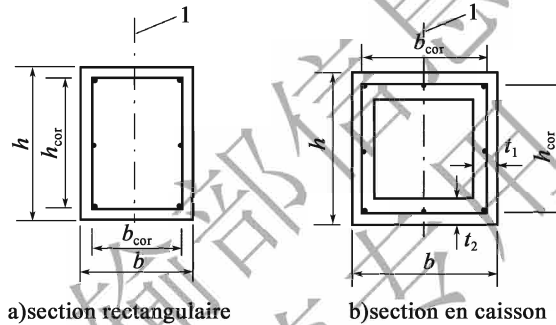


Figure 5.5.1 Eléments sollicités à la torsion, de section rectangulaire et de section caisson

1-plan dans lequel agit le moment de flexion

$$\gamma_0 T_d \leq 0.35 \beta_a f_{td} W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} \frac{f_{sv} A_{sv1} A_{cor}}{s_v} \quad (5.5.1-1)$$

$$\zeta = \frac{f_{sd} A_{st} s_v}{f_{sv} A_{sv1} U_{cor}} \quad (5.5.1-2)$$

Pour les éléments en béton armé, la valeur de ζ doit satisfaire aux conditions de $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$. Lorsque $\zeta > 1.7$, la valeur de ζ doit être prise égale à 1.7.

Pour les éléments en béton précontraint, lorsque $e_{p0} \leq h/6$ et $\zeta \geq 1.7$, le terme $0.05 \frac{N_{p0}}{A_0} W_t$ qui représente l'influence de la précontrainte, doit être rajouté à la droite de la formule (5.5.1-1) en prenant $\zeta = 1.7$.

Lorsque $e_{p0} > h/6$ ou $\zeta < 1.7$, l'influence de la précontrainte peut être négligée et le calcul peut être mené comme pour le béton armé.

Avec :

- T_d —Moment de torsion de calcul
- ζ —Rapport de sections entre les armatures de torsion et les armatures transversales pour les éléments sollicités à la torsion simple
- β_a —Coefficient de réduction de l'épaisseur des parois de la section caisson. Lorsque $0.1b \leq t_2 \leq 0.25b$ ou $0.1h \leq t_1 \leq 0.25h$, la valeur du coefficient β_a est prise égale à la plus petite des valeurs entre $4 \frac{t_2}{b}$ et $4 \frac{t_1}{h}$. Lorsque $t_2 > 0.25b$ et $t_1 > 0.25h$, $\beta_a = 1.0$. Pour les sections rectangulaires, $\beta_a = 1.0$.
- b —largeur de la section rectangulaire ou de la section caisson
- h —hauteur de la section rectangulaire ou de la section caisson
- t_1 —épaisseur de paroi selon le côté long de la section caisson
- t_2 —épaisseur de paroi selon le côté court de la section caisson
- f_{td} —résistance de calcul à la traction du béton
- W_t —Module plastique de résistance à la torsion de la section rectangulaire ou de la section caisson, calculé selon l'article 5.5.2.
- A_{sv1} —aire de la section d'un brin d'armature transversale dans le calcul à la torsion simple
- f_{sv} —limite d'élasticité des armatures transversales, prise selon le tableau 3.2.3-1.
- A_{st} —aire totale des sections d'armatures longitudinales disposées de manière symétrique sur le périmètre de la section
- f_{sd} —limite d'élasticité des armatures longitudinales, prise selon le tableau 3.2.3-1.
- A_{cor} —aire de la zone centrale du béton, qui s'inscrit à l'intérieur des armatures transversales, $A_{cor} = b_{cor} h_{cor}$, et avec b_{cor} et h_{cor} respectivement, dimensions du côté court et du côté long de la zone centrale.
- U_{cor} —périmètre de la zone centrale, $U_{cor} = 2(b_{cor} + h_{cor})$;
- s_v —espacement entre armatures transversales dans le calcul de la torsion simple
- e_{p0} —excentricité de la force résultante des armatures passives et de précontrainte par rapport au centre de gravité de la section homogénéisée, calculée selon la formule (6.1.7-2) pour les éléments précontraints par pré-tension et par post-tension. Pour les éléments précontraints par pré-tension, les contraintes σ_{p0} et σ'_{p0} , sont calculées selon la formule (6.1.6-2). Pour les éléments précontraints par post-tension, les contraintes de σ_{p0} et σ'_{p0} sont calculées selon la formule (6.1.6-5).
- N_{p0} —force résultante des armatures passives et de précontrainte lorsque la contrainte normale dans le béton est égale à zéro, calculée selon la formule (6.1.7-1) pour les éléments précontraints par pré-tension et par post-tension. Pour les éléments précontraints par pré-tension, les contraintes de σ_{p0} et σ'_{p0} sont calculées selon la formule (6.1.6-2). Pour les éléments précontraints par post-tension, les contraintes de σ_{p0} et σ'_{p0} sont calculées selon la formule (6.1.6-5). Lorsque $N_{p0} > 0.3f_{cd}A_0$, la valeur de N_{p0} est prise égale à $0.3f_{cd}A_0$, avec A_0 section homogénéisée.

5.5.2 Le module en torsion plastique, pour les sections rectangulaires et pour les sections caisson doit être calculé selon la formule suivante

1 Sections rectangulaires [Figure 5.5.1a)]

$$W_t = \frac{b^2}{6}(3h - b) \quad (5.5.2-1)$$

2 Sections caissons [Figure 5.5.1b)]

$$W_t = \frac{b^2}{6}(3h - b) - \frac{(b - 2t_1)^2}{6} [3(h - 2t_2) - (b - 2t_1)] \quad (5.5.2-2)$$

5.5.3 Les sections rectangulaires et les sections caissons, sollicitées à la flexion, au cisaillement et à la torsion doivent satisfaire à la condition suivante

$$\frac{\gamma_0 V_d}{bh_0} + \frac{\gamma_0 T_d}{W_t} \leq f_{cv} \quad (5.5.3-1)$$

Si la section satisfait à la condition suivante

$$\frac{\gamma_0 V_d}{bh_0} + \frac{\gamma_0 T_d}{W_t} \leq 0.50 \alpha_2 f_{td} \quad (5.5.3-2)$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la résistance à la torsion, seules les armatures constructives selon l'article 9.3.13, seront nécessaires.

Dans les formules ci-dessus

V_d —effort de cisaillement de calcul

T_d —moment de torsion de calcul

f_{cv} —contrainte nominale de cisaillement en MPa, $f_{cv} = 0.51 \sqrt{f_{cu,k}}$;

b —largeur de la surface rectangulaire perpendiculaire à la section sur laquelle agit le moment de flexion, ou largeur totale des âmes de la section caisson

h_0 —hauteur utile de la section parallèle à celle sur laquelle agit le moment de flexion

W_t —module de torsion plastique (mm^3)

La valeur de α_2 est calculée selon la formule (5.5.3-2). Lorsque l'influence de la précontrainte peut être négligée selon l'article 5.5.1, $\alpha_2 = 1$.

5.5.4 La résistance à la torsion des sections rectangulaires et des sections caissons des éléments sollicités au cisaillement et à la torsion, doit être calculée selon les formules suivantes

Résistance au cisaillement

$$\gamma_0 V_d \leq 0.5 \times 10^{-4} \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 (10 - 2\beta_t) b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k} \rho_{sv} f_{sv}}} \quad (5.5.4-1)$$

Résistance à la torsion

$$\gamma_0 T_d \leq \beta_t \left(0.35 \beta_a f_{td} + 0.05 \frac{N_{p0}}{A_0} \right) W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} \frac{f_{sv} A_{sv1} A_{cor}}{s_v} \quad (5.5.4-2)$$

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{V_d W_t}{T_d b h_0}} \quad (5.5.4-3)$$

Avec

β_t —coefficient de minoration de la résistance à la torsion des éléments sollicités au cisaillement et à la torsion.

Lorsque $\beta_t < 0.5$, sa valeur est prise égale à 0.5.

Lorsque $\beta_t > 1.0$, sa valeur est prise égale à 1.0.

W_t —module de torsion plastique. Lorsque la section de l'élément sollicité au cisaillement et à la torsion est en forme de caisson, ce module doit être remplacé par $\beta_a W_t$.

b —largeur de la section rectangulaire ou largeur totale des âmes de la section caisson.

Les significations et les unités des autres symboles, sont données dans l'article 5.2.9 et dans l'article 5.5.1.

Lorsque l'influence de la précontrainte peut être négligée selon l'article 5.5.1, la valeur de α_2 doit être prise égale à 1 dans la formule (5.5.4-1) et le second terme entre parenthèses doit être pris égal à zéro.

5.5.5 Pour les éléments sollicités à la torsion de section en forme de T, de I, ou en caisson avec hourdis, le calcul de la résistance à la torsion peut être fait pour les différentes parties rectangulaires de la section.

- 1 Le moment de torsion pour les âmes, pour les caissons rectangulaires, et pour les hourdis comprimés ou tendus, doit être calculé selon les formules suivantes

$$T_{wd} = \frac{W_{tw}}{W_t} T_d \quad (5.5.5-1)$$

$$T'_{fd} = \frac{W'_{tf}}{W_t} T_d \quad (5.5.5-2)$$

$$T_{fd} = \frac{W_{tf}}{W_t} T_d \quad (5.5.5-3)$$

Avec :

T_d —Moment de torsion agissant sur l'élément de section en forme de T, de I, et de caisson

T_{wd} —Moment de torsion repris par les âmes ou par les caissons rectangulaires

- $T'_{fd} \setminus T_{fd}$ —Moment de torsion repris par les hourdis en compression ou en traction
- $W_{tw} \setminus W'_{tf} \setminus W_{tf}$ —Le module de torsion plastique, respectivement de l'âme (ou du caisson rectangulaire), du hourdis comprimé ou tendu
- W_t —module de torsion plastique de la section totale, en forme de T, de I, ou de caisson

2 Calcul du module en torsion plastique de la section

1) Le module en torsion plastique de la section de l'âme et du caisson rectangulaire doit être calculé selon l'article 5.5.2.

2) Le module en torsion plastique du hourdis comprimé doit être calculé selon la formule suivante

$$W'_{tf} = \frac{h_f^2}{2} (b'_f - b) \quad (5.5.5-4)$$

3) Le module en torsion plastique du hourdis tendu doit être calculé selon la formule suivante

$$W_{tf} = \frac{h_f^2}{2} (b_f - b) \quad (5.5.5-5)$$

Avec

b'_f, h'_f —largeur et épaisseur du hourdis comprimé de la section en forme de T, de I, ou de caisson. Ces dimensions doivent satisfaire à la condition $b'_f \leq b + 6h'_f$;

b_f, h_f —largeur et épaisseur du hourdis tendu de la section en forme de I. Ces dimensions doivent satisfaire à la conditions $b'_f \leq b + 6h'_f$;

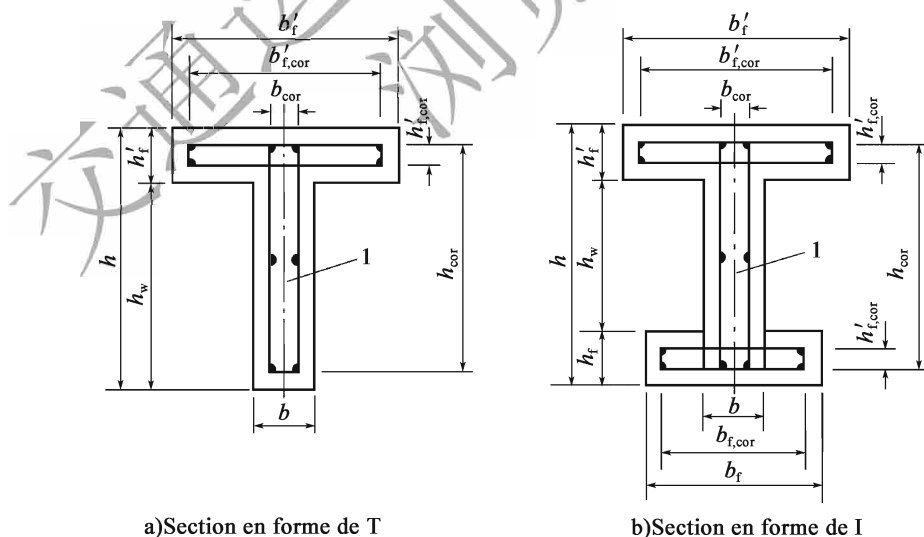


Figure 5.5.5 Éléments sollicités à la torsion de section en T ou en I

1-Plan dans lequel agit le moment de flexion

3 Calcul du module de torsion plastique de la section totale

- 1) Section en T ou en caisson

$$W_t = W_{tw} + W'_{tf} \quad (5.5.5-6)$$

- 2) Section en I

$$W_t = W_{tw} + W'_{tf} + W_{tf} \quad (5.5.5-7)$$

- 4 Pour les éléments sollicités au cisaillement et à la torsion de section en forme de T, de I, et en forme de caisson, la résistance à la torsion de la section doit être calculée selon l'article 5.5.4, en remplaçant T_d et W_t par T_{wd} et W_{tw} . Les hourdis comprimés ou tendus doivent être calculés en torsion simple et leur résistance à la torsion doit être calculée selon l'article 5.5.1, en remplaçant T_d et W_t dans la formule (5.5.1-1) par T'_{fd} et W'_{tf} ou par T_{fd} et W_{tf} .
- 5 Pour les éléments sollicités à la flexion, au cisaillement et à la torsion de section en T, en I, ou en forme de caisson, leur section doit satisfaire aux dispositions de l'article 5.5.3.

NOTA: pour les éléments sollicités à la torsion de section en T ou en I, les âmes doivent satisfaire à la condition de $b/h_w \geq 0.15$, avec b et h_w , respectivement largeur et hauteur nette de l'âme (voir figure 5.5.5)

5.5.6 Pour les éléments sollicités à la flexion, au cisaillement et à la torsion, en forme de T, de I, et de caisson, les armatures longitudinales et transversales doivent être calculées et disposées selon les règles suivantes

- 1 Les sections d'armatures longitudinales sont calculées pour satisfaire à la résistance en flexion simple.
- 2 Pour les sections rectangulaires, les âmes des sections en forme de T et de I, et les caissons rectangulaires, les armatures longitudinales et transversales doivent être calculées pour satisfaire aux exigences des éléments sollicités au cisaillement et à la torsion.
 - 1) Les sections d'armatures longitudinales sont calculées pour satisfaire à la résistance à la torsion selon l'article 5.5.4, et disposées uniformément sur le périmètre de la section de manière symétrique.
 - 2) Les sections d'armatures transversales sont calculées pour satisfaire à la résistance au cisaillement et à la torsion selon l'article 5.5.4
 - 3 Pour les sections en T, en I, et les hourdis comprimés ou tendus des sections caissons, les sections des armatures longitudinales et transversales doivent être calculées selon l'article 5.5.1, et les armatures longitudinales doivent être disposées uniformément sur le périmètre

de la section de manière symétrique.

5.6 Eléments sollicités au poinçonnement

5.6.1 Pour les éléments dont les armatures de poinçonnement ne sont pas nécessaires vis-à-vis des efforts de réaction concentrés, la résistance au poinçonnement peut être calculée selon la formule suivante

$$\gamma_0 F_{ld} \leq (0.7\beta_h f_{td} + 0.15\sigma_{pc,m}) U_m h_0 \quad (5.6.1)$$

Avec :

F_{ld} —réaction maximale de calcul. Pour le calcul de la résistance au poinçonnement d'une dalle supportée par des poteaux, la réaction peut être prise égale à l'effort axial maximal dans le poteau déduction faite de la descente de charge dans la zone du prisme de poinçonnement de la dalle.

$\sigma_{pc,m}$ —contrainte moyenne de compression dans la section de la dalle, générée par les armatures de précontrainte. Il convient que cette valeur soit comprise entre 1.0 ~ 3.5MPa.

β_h —Coefficient d'influence de la hauteur de la section. Lorsque $h \leq 300\text{mm}$, $\beta_h = 1.0$ et lorsque $h \geq 800\text{mm}$, $\beta_h = 0.85$ où h est la hauteur de la dalle. Pour les hauteurs intermédiaires, β_h est calculé par interpolation.

U_m —périmètre de la section du prisme de poinçonnement à $h_0/2$ de la surface d'application de l'effort de réaction concentré. Lorsque la section du poteau est circulaire, U_m peut être calculé en considérant un poteau de section carrée de côté égal à 0.8 fois le diamètre de la section circulaire.

h_0 —hauteur utile de la dalle

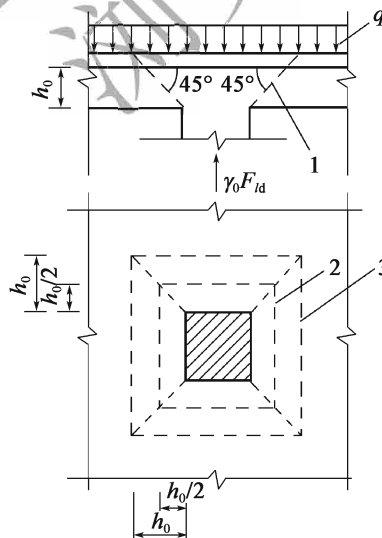


Figure 5.6.1 Calcul de la résistance au poinçonnement de la dalle

1-face latérale inclinée du prisme de poinçonnement; 2-périmètre de la section du prisme de poinçonnement à $h_0/2$ de la surface d'application de l'effort de réaction concentré; 3-base du prisme de poinçonnement

5.6.2 Sous la réaction concentrée, lorsque les conditions de la formule (5.6.1) ne sont pas remplies et que l'épaisseur de la dalle est limitée, des armatures de poinçonnement peuvent être prévues. Dans ce cas, la section sollicitée au poinçonnement, doit satisfaire à la condition suivante

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 1.05 \beta_{ld} f_{td} U_m h_0 \quad (5.6.2-1)$$

La résistance au poinçonnement pour les dalles en béton armé, comportant des armatures de poinçonnement, peut être calculée selon les dispositions suivantes

1 Lorsque la dalle comporte des armatures transversales

$$\gamma_0 F_{ld} \leq (0.35 \beta_{ld} f_{td} + 0.15 \sigma_{pc,m}) U_m h_0 + 0.75 f_{sv} A_{svu} \quad (5.6.2-2)$$

2 Lorsque la dalle comporte des armatures inclinées

$$\gamma_0 F_{ld} \leq (0.35 \beta_{ld} f_{td} + 0.15 \sigma_{pc,m}) U_m h_0 + 0.75 f_{sd} A_{sbt} \sin \theta \quad (5.6.2-3)$$

Avec :

A_{svu} — aire totale des sections d'armatures transversales traversant la face latérale inclinée du prisme de poinçonnement

A_{sbt} — aire totale des sections d'armatures inclinées d'effort tranchant traversant la face latérale inclinée du prisme de poinçonnement

f_{sv} — Limite d'élasticité des armatures transversales

f_{sd} — Limite d'élasticité des armatures inclinées d'effort tranchant

θ — angle formé par les armatures inclinées d'effort tranchant et la surface de la dalle

La résistance au poinçonnement des sections, en dehors du prisme de poinçonnement où les armatures de poinçonnement sont présentes, doit être vérifiée selon l'article 5.6.1. Dans ce cas, U_m doit correspondre au périmètre le plus défavorable à $0.5h_0$ du prisme de poinçonnement.

NOTA : les armatures de poinçonnement et les armatures inclinées d'effort tranchant dans la dalle en béton doivent être conformes aux dispositions constructives de l'article 9.2.9.

5.6.3 Pour les fondations superficielles qui supportent des poteaux de section rectangulaire, la résistance au poinçonnement des sections, au niveau de la surface de liaison entre le poteau et la semelle, et des sections qui se situent au niveau des changements de section de la semelle, peut être calculée selon les dispositions suivantes (Figure 5.6.3)

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 0.7 \beta_{ld} f_{td} b_m h_0 \quad (5.6.3-1)$$

$$F_{ld} = p_s A \quad (5.6.3-2)$$

$$b_m = \frac{b_t + b_b}{2} \quad (5.6.3-3)$$

Avec

b_t — longueur du bord supérieur de la surface la plus défavorable du prisme de poinçonnement.

Lors du calcul du poinçonnement au niveau de la surface de connexion entre le poteau et la semelle, la valeur est prise égale à la largeur du poteau. Lors du calcul de poinçonnement au niveau du changement de section de la semelle, la valeur est prise égale à la largeur de la partie supérieure de la semelle.

b_b —longueur du bord inférieur de la surface la plus défavorable du prisme de poinçonnement.

Lors du calcul du poinçonnement au niveau de la surface de connexion entre le poteau et la semelle, la valeur est prise égale à la largeur du poteau plus deux fois la hauteur utile de la semelle. Lors du calcul de poinçonnement au niveau du changement de section de la semelle, la valeur est prise égale à la largeur de la partie supérieure de la semelle plus deux fois la hauteur utile de la partie de semelle en dessous de la surface de changement de section.

h_0 —hauteur utile de la semelle à l'intérieur du prisme de poinçonnement

p_s —intensité de la réaction sur la surface unitaire de la base de la semelle, sous les actions de calcul (les poids de sol de remblais sur la semelle, ainsi que le poids propre de la semelle, peuvent être déduits de la descente de charge). Lorsque la descente de charge est excentrée, la réaction la plus importante peut être prise en compte.

A—surface de la base du prisme de poinçonnement (surface hachurée ABCDEF dans la figure 5.6.3)

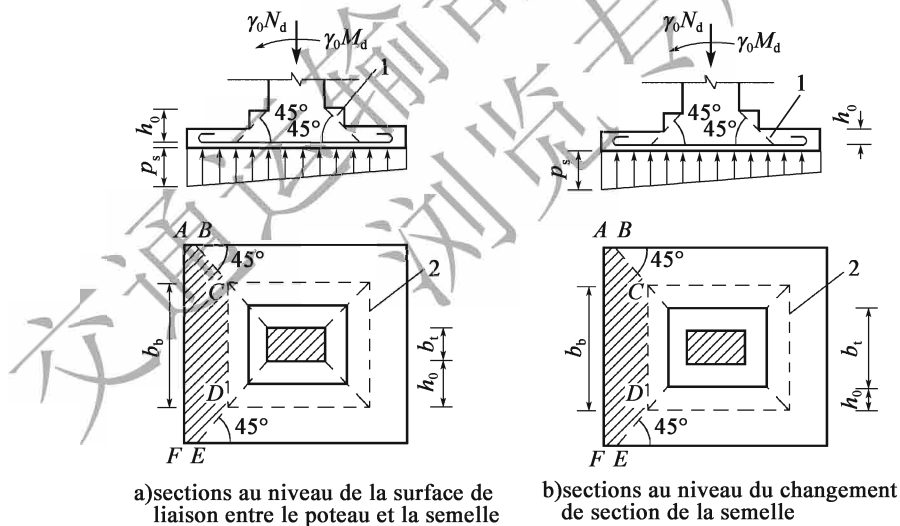


Figure 5.6.3 Calcul de la résistance au poinçonnement des fondations superficielles

1-surface la plus défavorable du prisme de poinçonnement; 2-base du prisme de poinçonnement

5.7 Éléments sollicités par des efforts concentrés

5.7.1 Pour les éléments en béton armé qui disposent d'armatures de freinage, la section transversale de la partie sollicitée par des efforts concentrés doit satisfaire aux dispositions suivantes

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 1.3 \eta_s \beta f_{cd} A_{ln} \quad (5.7.1-1)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \quad (5.7.1-2)$$

Avec :

F_{ld} —effort concentré de calcul. Pour les zones qui se situent sous les dispositifs d'ancrage des éléments précontraints par post-tension, la valeur doit être prise égale à l'effort de compression lors de la mise en tension à 120%.

f_{cd} —résistance de calcul en compression du béton. Pour les éléments précontraints par post-tension, la valeur doit être déterminée en fonction de la résistance à la compression sur éprouvette cubique f'_{cu} et en interpolant selon le tableau 3.1.4.

η_s —coefficient d'ajustement des efforts concentrés. Pour les bétons de classes inférieures ou égales à C50, $\eta_s = 1.0$. Pour les bétons de classes C50 ~ C80, $\eta_s = 1.0 \sim 0.76$ en interpolant.

β —coefficient de majoration de la résistance des efforts concentrés

A_b —surface de calcul à la base des efforts concentrés. Cette surface peut être considérée comme concentrique et symétrique par rapport à l'axe de la surface d'application des efforts concentrés. Pour les cas de charges courants, cette surface peut être déterminée selon la figure 5.7.1.

A_{ln}, A_l —Lorsqu'il y a des trous dans la surface de compression résultant de l'effort concentré dans le béton, A_{ln} est l'aire nette déduction faite de l'aire des trous, et A_l est la surface sans déduction de l'aire des trous. Lorsque la surface de compression du béton se situe en dessous d'une plaque d'appui en acier, la surface complémentaire, calculée en tenant compte d'un angle de diffusion à 45° dans la plaque d'acier, doit être prise en compte dans la surface totale de compression sous le béton. Pour les dispositifs d'ancrages constitués d'une tromplaque reliée au bloc d'ancrage, A_{ln} peut être prise égale à la surface de la plaque d'appui déduite de celle du trou intérieur de la gaine à l'extrémité de la tromplaque.

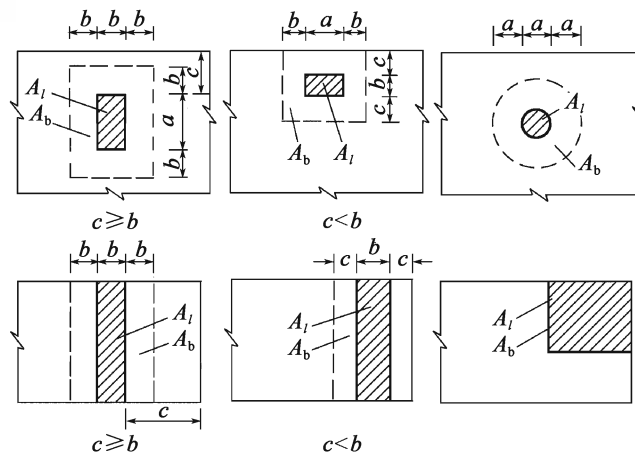


Figure 5.7.1 surface de calcul à la base des efforts concentrés A_b pour les éléments soumis à un effort de compression centré

5.7.2 Pour les éléments sollicités par des efforts concentrés qui présentent des armatures transversales de frettage (Figure 5.7.2), la résistance aux efforts concentrés doit être calculée conformément aux dispositions suivantes :

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 0.9 (\eta_s \beta_{cor} f_{cd} + k \rho_v \beta_{cor} f_{sd}) A_{ln} \quad (5.7.2-1)$$

$$\beta_{cor} = \sqrt{\frac{A_{cor}}{A_l}} \quad (5.7.2-2)$$

Le ratio volumique d'armatures transversales de frettage (volume d'armatures transversales de frettage par unité de volume de béton dans la zone centrale A_{cor}) est calculé selon la formule suivante

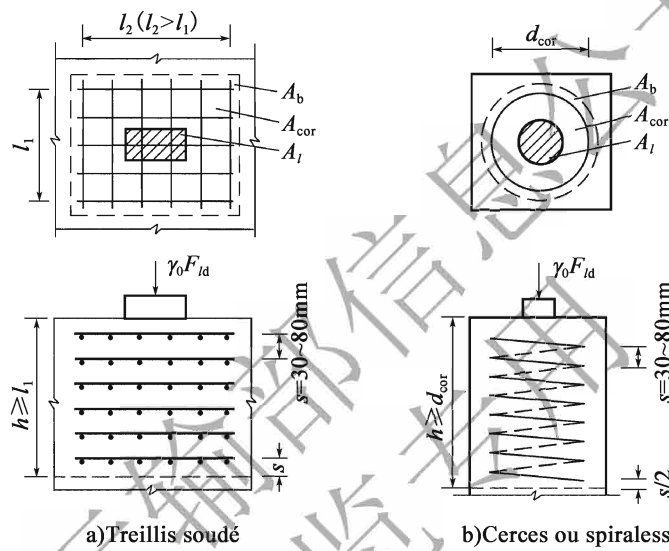


Figure 5.7.2 Disposition des armatures dans les zones soumises aux efforts concentrés

Treillis soudé

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{cor} s} \quad (5.7.2-3)$$

L' écart entre les sections des aciers du treillis dans les deux directions perpendiculaires ne doit pas être supérieur à 50% .

Cerces ou spirales

$$\rho_v = \frac{4 A_{ss1}}{d_{cor} s} \quad (5.7.2-4)$$

Avec :

β_{cor} — Coefficient de majoration de la résistance aux efforts concentrés par disposition d'armatures transversales.

Lorsque $A_{cor} > A_b$, il convient de prendre $A_{cor} = A_b$

k —Coefficient d'influence des armatures transversales, pris selon l'article 5.3.2

A_{cor} —Surface de la zone centrale du béton inscrite à l'intérieur du treillis soudé, des cerces ou des spirales. Cette surface doit être concentrique et avoir le même axe de symétrie que celui de la section A_t

n_1, A_{s1} —Nombre de barres et aire de la section d'une barre du treillis soudé dans la direction l_1

n_2, A_{s2} —Nombre de barres et aire de la section d'une barre du treillis soudé dans la direction l_2

A_{ss1} —Aire de la section d'une cerce ou d'une spirale

d_{cor} —Diamètre de la surface centrale du béton inscrite à l'intérieur des cerces ou des spirales

s —Espacement du treillis soudé, des cerces ou des spirales

NOTA : le nombre de lits de treillis soudé, de cerces ou de spirales doit être supérieur ou égal à 4. Pour les dispositifs d'ancrages constitués de tromplaques, la longueur couverte par les cerces ou spirales doit être supérieure ou égale à celle de la tromplaque.

6 États-Limites de Service (ELS)

6.1 Généralités

6.1.1 La conception des ponts routiers en service doit être conforme aux exigences de l'état limite de service, en considérant les combinaisons fréquentes y compris avec les effets de long terme, les combinaisons quasi permanentes. La résistance des éléments structuraux à la fissuration, l'ouverture des fissures, les déformations doivent être vérifiées et les valeurs calculées ne doivent pas dépasser les limites spécifiées dans la présente norme.

6.1.2 Pour les éléments structuraux en béton précontraint, les dispositions suivantes doivent être prises en compte, en fonction des exigences de service et de l'environnement dans lequel le pont se situe.

- 1 Eléments en béton précontraint à section entièrement comprimée.
La contrainte de traction n'est pas admise en limite de la zone la moins comprimée de la section transversale, sous la combinaison des actions fréquentes.
- 2 Eléments en béton précontraint à section partiellement comprimée.
La contrainte de traction est admise en limite de la zone tendue de la section transversale sous la combinaison des actions fréquentes. Lorsque la contrainte de traction ne dépasse pas la limite spécifiée, il s'agit d'un élément précontraint de catégorie A ; Lorsque la contrainte de traction dépasse la limite spécifiée, il s'agit d'un élément précontraint de catégorie B.

6.1.3 Pour les ponts en béton, de section caisson, il convient de vérifier la résistance des éléments structuraux à la fissuration et l'ouverture des fissures selon le tableau 6.1.3.

Tableau 6.1.3 Exigences des vérifications de la résistance à la fissuration et de l'ouverture des fissures pour les ponts caissons en béton

Types d'éléments	Exigence de calcul		
		Eléments en béton précontraint à section entièrement comprimée, Eléments en béton précontraint à section partiellement comprimée de catégorie A	Eléments en béton précontraint, à section partiellement comprimée de catégorie B, Eléments en béton armé
Hourdis supérieur	contrainte normale dans la direction longitudinale sur le bord supérieur	Les contraintes doivent répondre aux exigences de l'article 6.3	Le calcul de l'ouverture de fissure doit être effectué selon les dispositions de l'article 6.4
	contrainte normale dans la direction transversale sur les bords supérieur et inférieur		
	contrainte principale dans la section		
Hourdis inférieur	contrainte normale dans la direction longitudinale sur le bord inférieur		
	La contrainte normale dans la direction transversale en limites supérieure et inférieure		
	contrainte principale dans la section		
Âmes	contrainte principale dans la section		

6.1.4 La contrainte de traction limite σ_{con} dans les armatures de précontrainte, lors de la mise en tension, doit être conforme aux dispositions suivantes :

- 1 Contrainte de traction limite lors de la mise en tension des fils ou des torons

Précontrainte intérieure

$$\sigma_{con} \leq 0.75f_{pk} \quad (6.1.4-1)$$

Précontrainte extérieure

$$\sigma_{con} \leq 0.70f_{pk} \quad (6.1.4-2)$$

- 2 Contrainte de traction limite lors de la mise en tension des barres précontraintes nervurées

$$\sigma_{con} \leq 0.85f_{pk} \quad (6.1.4-3)$$

Avec :

f_{pk} —résistance caractéristique en traction des armatures de précontrainte, prise dans le tableau 3.2.2-2

Lorsque l'élément est sur-tendu ou que la perte par frottement à l'entrée de l'ancrage est prise en compte, la valeur maximale de la contrainte à la mise en tension des armatures de précontrainte (valeur affichée sur le vérin) peut être augmentée de $0,05f_{pk}$.

6.1.5 Lors du calcul de la contrainte d'un élément en béton précontraint en phase élastique, les propriétés géométriques de la section transversale peuvent être considérées conformément aux dispositions suivantes

- 1 Pour les éléments précontraints par pré-tension, la section homogénéisée doit être prise en compte dans le calcul.
- 2 Pour les éléments précontraints par post-tension, lors du calcul de la contrainte générée par les actions extérieures, et par la précontrainte extérieure, la section nette doit être prise en compte avant injection de la gaine, et la section homogénéisée doit être prise en compte après que l'adhérence entre les armatures de précontrainte intérieures et le béton soit réalisée. Lors du calcul de la contrainte générée par la précontrainte intérieure, la section nette doit être prise en compte, sauf indication contraire.
- 3 Lorsque l'influence des propriétés géométriques de la section sur le calcul des contraintes et sur les conditions limites est faible, la section brute peut être prise en compte.

6.1.6 La contrainte normale dans le béton, générée par l'application de l'effort de précontrainte, et la contrainte dans les armatures de précontrainte concomitantes, doivent être calculées selon la formule suivante :

- 1 Eléments en béton précontraint par pré-tension

Contrainte normale de compression σ_{pc} et de traction σ_{pt} du béton, générées par l'application de l'effort de précontrainte

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{pc} &= \frac{N_{p0}}{A_0} \pm \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} y_0 \\ \sigma_{pt} & \end{aligned} \right\} \quad (6.1.6-1)$$

La contrainte dans les armatures de précontrainte, lorsque la contrainte normale dans le béton, au barycentre des efforts de précontrainte, est égale à zéro ;

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{p0} &= \sigma_{con} - \sigma_l + \sigma_{l4} \\ \sigma'_{p0} &= \sigma'_{con} - \sigma'_l + \sigma'_{l4} \end{aligned} \right\} \quad (6.1.6-2)$$

Contrainte effective concomitante dans les armatures de précontrainte

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{pe} &= \sigma_{con} - \sigma_l \\ \sigma'_{pe} &= \sigma'_{con} - \sigma'_l \end{aligned} \right\} \quad (6.1.6-3)$$

- 2 Eléments en béton, précontraints par post-tension intérieure

Contraintes normales de compression σ_{pc} et de traction σ_{pt} dans le béton, générées par application de l'effort de précontrainte

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{pc} &= \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \pm \frac{M_{p2}}{I_n} y_n \\ \sigma_{pt} & \end{aligned} \right\} \quad (6.1.6-4)$$

Contrainte dans les armatures de précontrainte, lorsque la contrainte normale dans le béton, au barycentre des efforts de précontrainte est égale à zéro ;

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{p0} &= \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_{EP} \sigma_{pc} \\ \sigma'_{p0} &= \sigma'_{con} - \sigma'_l + \alpha_{EP} \sigma'_{pc} \end{aligned} \right\} \quad (6.1.6-5)$$

Contrainte effective concomitante dans les armatures de précontrainte

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{pe} &= \sigma_{con} - \sigma_l \\ \sigma'_{pe} &= \sigma'_{con} - \sigma'_l \end{aligned} \right\} \quad (6.1.6-6)$$

3 Eléments en béton, précontraints par post – tension intérieure et extérieure

Contraintes normales de compression σ_{pc} et de traction σ_{pt} dans le béton, générées par application de l'effort de précontrainte

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{pc} &= \frac{N_{p,ex}}{A_{ex}} \pm \frac{N_{p,ex} e_{p,ex}}{I_{ex}} y_{ex} \pm \frac{M_{p2,ex}}{I_{ex}} y_{ex} \\ \sigma_{pt} &= \frac{N_{p,ex}}{A_{ex}} \pm \frac{N_{p,ex} e_{p,ex}}{I_{ex}} y_{ex} \pm \frac{M_{p2,ex}}{I_{ex}} y_{ex} \end{aligned} \right\} \quad (6.1.6-7)$$

La contrainte effective concomitante dans les armatures de précontrainte intérieures, doit être calculée selon les formules (6.1.6-5) et (6.1.6-6).

Contrainte effective concomitante dans les armatures de précontrainte extérieures

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{pe,ex} &= \sigma_{con} - \sigma_l \\ \sigma'_{pe,ex} &= \sigma'_{con} - \sigma'_l \end{aligned} \right\} \quad (6.1.6-8)$$

Avec :

A_n —La section transversale nette, est égale à la somme de la section béton déduction faite des sections de gaine. Pour les sections composées de différentes classes de béton, la section doit être homogénéisée avec prise en compte du béton de même classe et du module d'élasticité correspondant.

A_0 —Section transversale homogénéisée, constituée de la section nette A_n et de la section convertie en béton de toutes les armatures longitudinales de précontrainte intérieure.

A_{ex} —Section transversale des éléments en béton, précontraints par post-tension, intérieure et extérieure.

L'influence de l'injection des gaines de précontrainte doit être prise en compte conformément aux dispositions de l'article 6.1.5.

N_{p0}, N_p —Effort résultant des armatures de précontrainte et des armatures passives dans les éléments précontraints par pré-tension, calculé selon la formule (6.1.7-1)

Effort résultant des armatures de précontrainte et des armatures passives dans les éléments précontraints par post-tension, calculé selon la formule (6.1.7-3)

$N_{p,ex}$ —Effort résultant des armatures de précontrainte intérieure, extérieure, et des armatures passives dans les éléments précontraints par post-tension, calculé selon la formule (6.1.7-5)

I_0, I_n —Moment d'inertie de la section transversale homogénéisée et moment d'inertie de la section transversale nette

- I_{ex} —Moment d'inertie de la section des éléments précontraints par post-tensions intérieure et extérieure. L'influence de l'injection des gaines de précontrainte doit être prise en compte conformément aux dispositions de l'article 6.1.5
- e_{p0}, e_{pn} —Distance entre le centre de gravité de la section homogénéisée et le barycentre des armatures de précontrainte intérieure et des armatures passives, calculée selon la formule (6.1.7-2)
Distance entre le centre de gravité de la section nette et le barycentre des armatures de précontrainte et des armatures passives, calculée selon la formule (6.1.7-4)
- $e_{p,ex}$ —Distance entre le centre de gravité de la section des éléments précontraints par post-tensions intérieure et extérieure, et le barycentre des armatures de précontrainte intérieures, extérieures et des armatures passives, calculée selon la formule (6.1.7-6)
- y_0, y_n —Distance entre le centre de gravité de la section homogénéisée et la fibre de calcul
Distance entre le centre de gravité de la section nette et la fibre de calcul
- y_{ex} —Distance entre le centre de gravité de la section des éléments précontraints par post-tension, intérieure et extérieure, et la fibre de calcul
- $\sigma_{con}, \sigma'_{con}$ —Contrainte limite à la mise en tension des armatures de précontrainte dans les zones tendues, calculée selon l'article 6.1.4
Contrainte limite à la mise en tension des armatures de précontrainte dans les zones comprimées, calculée selon l'article 6.1.4
- σ_i, σ'_i —Perte de précontrainte dans la phase correspondante, des armatures de précontrainte dans les zones tendues, calculée selon les articles 6.2.2 à 6.2.7.
Perte de précontrainte dans la phase correspondante, des armatures de précontrainte dans les zones comprimées, calculée selon les articles 6.2.2 à 6.2.7
En service, la perte totale de précontrainte est prise en compte.
- $\sigma_{i4}, \sigma'_{i4}$ —Perte de précontrainte dans les zones tendues par déformation instantanée du béton, calculée selon l'article (6.2.5-2).
Perte de précontrainte dans les zones comprimées par déformation instantanée du béton, calculée selon l'article (6.2.5-2).
- α_{EP} —Rapport entre le module d'élasticité des armatures de précontrainte E_p et celui du béton E_c . Les valeurs de E_p et E_c sont prises respectivement selon les tableaux 3.2.4 et 3.1.5.
- $M_{p2}, M_{p2,ex}$ —Moment hyperstatique dans les structures hyperstatiques, telles que les poutres continues, généré par l'effort de précontrainte N_p
Moment hyperstatique dans les structures hyperstatiques telles que les poutres continues, généré par l'effort de précontrainte $N_{p,ex}$

NOTA:

1. Dans les formules (6.1.6-1), (6.1.6-4), et (6.1.6-7), les signes des contraintes du deuxième terme et du troisième terme à droite de l'équation, sont positifs lorsque ces contraintes sont dans la même direction que celle du premier terme, et négatifs dans le cas inverse.
Par convention les contraintes de compression sont positives et les contraintes de traction sont négatives.
2. Les contraintes σ_{pc} et σ'_{pc} dans l'équation (6.1.6-5), sont celles du béton au niveau du barycentre des armatures de précontrainte dans les zones tendues et dans les zones comprimées, contraintes générées par l'effort de précontrainte N_p .
Par convention les contraintes de compression sont positives et les contraintes de traction sont négatives.
3. Lorsque la formule (6.1.6-5) est utilisée pour le calcul des contraintes σ_{p0} et σ'_{p0} des éléments précontraints par post-tension intérieure et extérieure, les contraintes σ_{pc} et σ'_{pc} sont celles du béton au niveau du barycentre des armatures de précontrainte, respectivement dans les zones tendues et dans les zones comprimées, contraintes générées par l'effort de précontrainte $N_{p,ex}$, et calculées selon la formule (6.1.6-7). Par convention les contraintes de compression sont positives et les contraintes de traction sont négatives.

6.1.7 La résultante des efforts dans les armatures de précontrainte et dans les armatures passives, doivent être calculées selon la formule ci-dessous en tenant compte de l'excentricité de la résultante

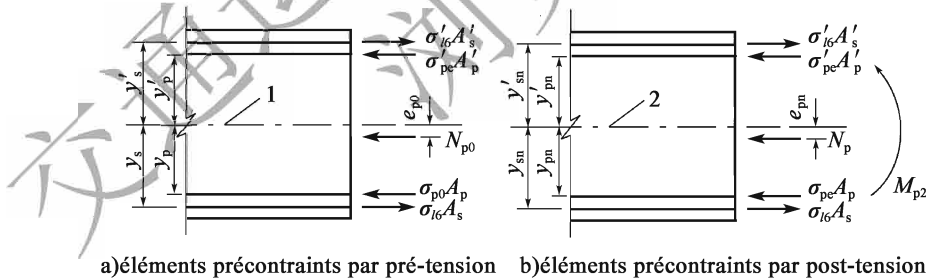


Figure 6.1.7 résultante des efforts dans les armatures de précontrainte et dans les armatures passives
1-axe neutre de la section homogénéisée; 2-axe neutre de la section nette

1 Pour les éléments en béton, précontraints par pré-tension (voir la figure 6.1.7a)

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p + \sigma'_{p0} A'_p - \sigma_{16} A_s - \sigma'_{16} A'_s \quad (6.1.7-1)$$

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma'_{p0} A'_p y'_p - \sigma_{16} A_s y_s + \sigma'_{16} A'_s y'_s}{N_{p0}} \quad (6.1.7-2)$$

2 Pour les éléments en béton, précontraints par post-tension intérieure (voir la figure 6.1.7b)

$$N_p = \sigma_{pe} A_p + \sigma'_{pe} A'_p - \sigma_{16} A_s - \sigma'_{16} A'_s \quad (6.1.7-3)$$

$$e_{pn} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_{pn} - \sigma'_{pe} A'_p y'_{pn} - \sigma_{l6} A_s y_{sn} + \sigma'_{l6} A'_s y'_{sn}}{N_p} \quad (6.1.7-4)$$

3 Pour les éléments en béton, précontraints par post-tensions intérieure et extérieure

$$N_{p,ex} = \sigma_{pe} A_p + \sigma'_{pe} A'_p + \sigma_{pe,ex} A_{p,ex} + \sigma'_{pe,ex} A'_{p,ex} - \sigma_{l6} A_s - \sigma'_{l6} A'_s \quad (6.1.7-5)$$

$$e_{p,ex} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_p - \sigma'_{pe} A'_p y'_p + \sigma_{pe,ex} A_{p,ex} y_{p,ex} - \sigma'_{pe,ex} A'_{p,ex} y'_{p,ex} - \sigma_{l6} A_s y_s + \sigma'_{l6} A'_s y'_s}{N_{p,ex}} \quad (6.1.7-6)$$

Avec :

$\sigma_{p0} \setminus \sigma'_{p0}$ —Contrainte des armatures de précontrainte dans les zones tendues lorsque la contrainte normale du béton au barycentre des efforts de précontrainte est égale à zéro.

Contrainte des armatures de précontrainte dans les zones comprimées lorsque la contrainte normale du béton au barycentre des efforts de précontrainte est égale à zéro

Ces contraintes doivent être calculées selon la formule de l'article 6.1.6

$\sigma_{pe} \setminus \sigma'_{pe}$ —Contrainte effective des armatures de précontrainte dans les zones tendues, Contrainte effective des armatures de précontrainte dans les zones comprimées,

Ces contraintes doivent être calculées selon la formule de l'article 6.1.6

$\sigma_{pe,ex} \setminus \sigma'_{pe,ex}$ —Contrainte effective des armatures de précontrainte extérieure dans les zones tendues, Contrainte effective des armatures de précontrainte extérieure dans les zones comprimées,

Ces contraintes doivent être calculées selon la formule de l'article 6.1.6

$A_p \setminus A'_p$ —Section des armatures de précontrainte dans les zones tendues

Section des armatures de précontrainte dans les zones comprimées,

$A_{p,ex} \setminus A'_{p,ex}$ —Section des armatures de précontrainte extérieure dans les zones tendues

Section des armatures de précontrainte extérieure dans les zones comprimées,

$A_s \setminus A'_s$ —Section des armatures passives dans les zones tendues

Section des armatures passives dans les zones comprimées,

$y_p \setminus y'_p$ —Distance entre le barycentre des armatures de précontrainte dans les zones tendues, et le centre de gravité de la section homogénéisée.

Distance entre le barycentre des armatures de précontrainte dans les zones comprimées, et le centre de gravité de la section homogénéisée.

$y_s \setminus y'_s$ —Distance entre le barycentre des armatures passives dans les zones tendues, et le centre de gravité de la section homogénéisée.

Distance entre le barycentre des armatures passives dans les zones

comprimées, et le centre de gravité de la section homogénéisée.

$y_{pn} \setminus y'_{pn}$ — Distance entre le barycentre des armatures de précontrainte dans les zones tendues, et le centre de gravité de la section nette.

Distance entre le barycentre des armatures de précontrainte dans les zones comprimées, et le centre de gravité de la section nette.

$y_{sn} \setminus y'_{sn}$ — Distance entre le barycentre des armatures passives dans les zones tendues, et le centre de gravité de la section nette.

Distance entre le barycentre des armatures passives dans les zones comprimées, et le centre de gravité de la section nette

$y_{p,ex} \setminus y'_{p,ex}$ — Distance entre le barycentre des armatures de précontrainte extérieure dans les zones tendues, et le centre de gravité de la section des éléments en béton, précontraints par post-tensions intérieure et extérieure.

Distance entre le barycentre des armatures de précontrainte extérieure dans les zones comprimées et le centre de gravité de la section des éléments en béton, précontraints par post-tensions intérieure et extérieure.

$\sigma_{i6} \setminus \sigma'_{i6}$ — Perte de précontrainte des armatures de précontrainte dans les zones tendues, générée par les effets du retrait et du fluage du béton au niveau du barycentre de ces armatures.

Perte de précontrainte des armatures de précontrainte dans les zones comprimées, générée par les effets du retrait et du fluage du béton au niveau du barycentre de ces armatures.

Ces pertes doivent être calculées selon l'article 6.2.7.

NOTA:

- 1 Lorsque $A'_p = 0$ dans les équations (6.1.7-1) à (6.1.7-4), on considère que $\sigma'_{i6} = 0$.
- 2 Lorsque $A'_p = A'_p, e_x = 0$ dans les équations (6.1.7-5) et (6.1.7-6), on considère que $\sigma_{i6}' = 0$.
- 3 La section prise en compte dans l'équation (6.1.7-6) est la section homogénéisée après injection des gaines. Pendant les phases avant injection des gaines intérieures, la section nette doit être prise en compte et les valeurs de $y_p \setminus y'_p \setminus y_s \setminus y'_s$ dans la formule, doivent être remplacées par $y_{pn} \setminus y'_{pn} \setminus y_{sn} \setminus y'_{sn}$.

6.1.8 Pour la vérification à la fissuration des sections droites et inclinées, dans les zones d'extrémité des éléments précontraints par pré-tension, sur la longueur de transfert de la précontrainte l_{tr} , la valeur réelle de la contrainte dans les armatures de précontrainte, est prise égale à zéro à l'extrémité de l'élément, et prise égale à la contrainte effective σ_{pe} , à la fin de la longueur de transfert. Les contraintes réelles entre ces deux points sont calculées par interpolation linéaire (voir figure. 6.1.8). La longueur de transfert doit être prise conformément au tableau 6.1.8.

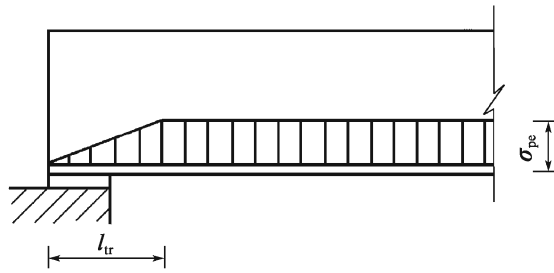


Figure 6.1.8 variation de contrainte dans les armatures de précontrainte sur la longueur de transfert

Tableau 6.1.8 Longueurs de transfert de la précontrainte l_{tr} (mm)

Types d'armature de précontrainte	Classes de béton			
	C40	C45	C50	$\geq C55$
Torons 1×7 , $\sigma_{pe} = 1000\text{MPa}$	$67d$	$64d$	$60d$	$58d$
Fils adhérents, $\sigma_{pe} = 1000\text{MPa}$	$58d$	$56d$	$53d$	$51d$

NOTA :

1. La longueur de transfert de la précontrainte est fonction de la classe de résistance en compression f'_{cu} mesurée sur cube en béton. Lorsque f'_{cu} se trouve dans la zone des classes de résistance de béton indiquées dans le tableau, la longueur de transfert est calculée par interpolation linéaire.
2. Lorsque la contrainte effective σ_{pe} des armatures de précontrainte, est différente de celle indiquée dans le tableau, la longueur de transfert doit être augmentée ou diminuée selon le niveau des contraintes effectives.
3. Si la relaxation intervient rapidement, après mise en tension, la longueur de transfert doit être comptée à partir du point qui se situe à $0.25l_{tr}$ de l'ancrage.
4. diamètre nominal des armatures de précontrainte.

6.2 Pertes de précontrainte

6.2.1 Dans les calculs aux états limites de service, les pertes de précontrainte doivent être prises en compte :

Frottement entre les armatures de précontrainte et les gaines σ_{11}

Déformation des dispositifs d'ancrage, rentrée des clavettes σ_{12}

Différence de température entre les armatures de précontrainte et le banc de préfabrication σ_{13}

Déformation de compression élastique du béton σ_{14}

Relaxation des armatures de précontrainte σ_{15}

Retrait et Fluage du béton σ_{16}

De plus, les pertes dues à d'autres facteurs tels que le frottement entre les armatures de précontrainte et le bloc d'ancrage, ainsi que la déformation instantanée du banc de préfabrication doivent être également prises en compte.

Il convient de déterminer la valeur réelle de la perte de tension en la mesurant. Lorsque les résultats des mesures ne sont pas disponibles, la perte de tension peut être calculée de la façon qui suit.

6.2.2 La perte de tension dû au frottement entre armatures de précontrainte et gaines peut être calculée selon la formule suivante

$$\sigma_{ll} = \sigma_{con} [1 - e^{-(\mu\theta + kx)}] \quad (6.2.2)$$

Avec :

σ_{con} —contrainte limite dans la section, à la sortie des vérins de mise en tension

μ —Coefficient de frottement, dans les tracés courbes, entre armatures de précontrainte et gaines, pris selon le tableau 6.2.2

θ —somme des déviations angulaires (rad) de l'extrémité d'ancrage jusqu'à la section de calcul.

k —coefficient de perte de tension par unité de longueur, pris selon le tableau 6.2.2

x —longueur des gaines entre la section considérée et les sorties des vérins de mise en tension, qui peut être prise égale approximativement à la projection du tracé des gaines sur l'axe longitudinal (m)

Tableau 6.2.2 Valeurs des coefficients k et μ

Types d'armatures de précontrainte	Type de gaines	k	μ	
			Torons, fils	Barres précontrainte nervurées
Précontrainte intérieure	Gaines ondulées en feuillard métallique	0.0015	0.20 ~ 0.25	0.50
	Gaines ondulées en feuillard plastique	0.0015	0.15 ~ 0.20	—
	conduits métalliques minces	0.0030	0.35	0.40
	conduits en acier	0.0010	0.25	—
	Gaines extrudées	0.0015	0.55	0.60
Précontrainte extérieure	conduits en acier	0	0.20 ~ 0.30 (0.08 ~ 0.10)	—
	Conduits en polyéthylène	0	0.12 ~ 0.15	—

NOTA :

Les pertes de tension dans les armatures de précontrainte extérieures, sont prises en compte uniquement dans les segments de gaines qui se situent au niveau des dispositifs de déviation ou d'ancrage. Il convient de déterminer les coefficients k et μ selon les résultats d'essai. Lorsque les mesures ne sont pas disponibles, les valeurs de k et μ sont prises selon le tableau 6.2.2. Pour le coefficient μ , les valeurs, à l'intérieur des parenthèses, doivent être prises pour les torons non adhérents, et les valeurs en dehors des parenthèses, doivent être prises pour les torons lisses.

6.2.3 La perte de tension due à la déformation des dispositifs d'ancrage et à la rentrée des clavettes peut être calculée selon les dispositions suivantes

1 Pour les armatures de précontrainte rectilignes

$$\sigma_{l2} = \frac{\sum \Delta l}{l} E_p \quad (6.2.3)$$

Avec :

Δl —valeur de la déformation des équipements d'ancrage et de rentrée des clavettes, prise selon le tableau 6.2.3

l —distance entre ancrage actif et ancrage passif.

2 Pour les armatures de précontrainte, courbes, la perte de tension peut être calculée selon l'Annexe G.

Tableau 6.2.3 valeurs de déformation des dispositifs d'ancrage et de rentrée des clavettes

Types de dispositifs d'ancrage		Δl	Types de dispositifs d'ancrage		Δl
Ancrage conique		6	Ancrage par boutons		1
Clavettes d'ancrage	Les clavettes ne se déplacent pas avec les armatures lors de la mise en tension	4	jeu entre plaques de compression rajoutées		2
	Les clavettes se déplacent avec les armatures lors de la mise en tension	6	Joint rempli par du coulis de ciment		1
jeu entre écrou et dispositifs d'ancrage		1 ~ 3	Joint rempli par de la résine époxy		1

NOTA

Pour les dispositifs d'ancrage à écrou, lorsque les armatures sont ancrées en une seule phase de mise en tension, il convient de prendre $\Delta l = 2 \sim 3$ mm.

Lorsque les armatures sont ancrées en deux phases de mise en tension, il convient de prendre $\Delta l = 1$ mm

6.2.4 La perte de tension due à la différence de température entre les armatures de précontrainte et le banc de préfabrication peut être calculée selon la formule suivante

$$\sigma_{l3} = 2(t_2 - t_1) \text{ (MPa)} \quad (6.2.4)$$

Avec :

t_2 —température maximale (°C) des armatures de précontrainte tendues, lors de la cure du béton par étuvage.

t_1 —température ambiante (°C) lors de la mise en tension.

NOTA : Afin de diminuer la perte de tension due à la variation de température, la cure du béton par étuvage peut être effectuée en plusieurs phases.

5.2.5 La perte de tension due à la déformation de compression élastique du béton, peut être calculée de la façon suivante

- 1 Pour les éléments précontraints par post – tension, mis en tension par phases successives, la perte de tension dans les armatures précédemment tendues, due à la déformation de compression élastique du béton, lors de la mise en tension de la série suivante peut être calculée de la façon suivante

$$\sigma_{l4} = \alpha_{EP} \sum \Delta \sigma_{pc} \quad (6.2.5-1)$$

Avec :

$\Delta \sigma_{pc}$ —Variation de contrainte normale générée au niveau du barycentre des armatures de précontrainte tendues, dans la section de calcul, due à la mise en tension de la série suivante.

α_{EP} —Rapport entre le module d'élasticité des armatures de précontrainte et celui du béton.

- 2 Pour les éléments précontraints par pré – tension, la perte de tension due à la déformation de compression élastique du béton, lors de la relaxation des armatures de précontrainte, peut être calculée selon la formule suivante

$$\sigma_{l4} = \alpha_{EP} \sigma_{pc} \quad (6.2.5-2)$$

Avec :

σ_{pc} —Contrainte normale au niveau du barycentre des armatures de précontrainte dans la section de calcul, générée par tous les efforts de précontrainte.

NOTA : Pour les éléments précontraints par post – tension, la méthode simplifiée de calcul de la perte de tension due à la déformation de compression élastique du béton, est présentée en Annexe H.

6.2.6 La perte de tension due à la relaxation des armatures de précontrainte, peut être calculée selon la formule suivante

- 1 Pour les fils et les torons

$$\sigma_{l5} = \Psi \cdot \zeta \left(0.52 \frac{\sigma_{pe}}{f_{pk}} - 0.26 \right) \sigma_{pe} \quad (6.2.6-1)$$

Avec :

Ψ —Coefficient de mise en tension.

Lorsque toutes les armatures sont tendues en une seule phase, $\Psi = 1.0$.

Lorsque la contrainte de mise en tension est supérieure à la résistance à la traction, $\Psi = 0.9$.

ζ —Coefficient de relaxation des armatures de précontrainte.

Pour les armatures de classe de relaxation I (armatures à relaxation normale), ζ

= 1. 0. Pour les armatures de classe de relaxation II (armatures à basse relaxation), $\zeta = 0.3$.

σ_{pe} — Contrainte initiale dans les armatures de précontrainte, après mise en tension.

Pour les éléments en post-tension, $\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_{l1} - \sigma_{l2} - \sigma_{l4}$.

Pour les éléments en pré-tension, $\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_{l2}$.

2 Pour les barres précontraintes nervurées

Lorsque toutes les armatures sont tendues en une seule phase

$$\sigma_{l5} = 0.05\sigma_{con} \quad (6.2.6-2)$$

Lorsque la contrainte de mise en tension est supérieure à la résistance à la traction

$$\sigma_{l5} = 0.035\sigma_{con} \quad (6.2.6-3)$$

NOTA

1. Lors du calcul de la perte de tension due à la relaxation, dans le cas où la contrainte de mise en tension est supérieure à la résistance à la traction du béton, les procédés de mise en tension doivent être conformes aux spécifications concernées.

2. La perte de tension due à la relaxation des fils et des torons, mis en tension par phases successives, peut être calculée selon l'Annexe C.

6.2.7 La perte de tension due au retrait et au fluage du béton, peut être calculée selon les formules suivantes

$$\sigma_{l6}(t) = \frac{0.9[E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \alpha_{EP} \sigma_{pc} \phi(t, t_0)]}{1 + 15\rho\rho_{ps}} \quad (6.2.7-1)$$

$$\sigma'_{l6}(t) = \frac{0.9[E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \alpha_{EP} \sigma'_{pc} \phi(t, t_0)]}{1 + 15\rho'\rho'_{ps}} \quad (6.2.7-2)$$

$$\rho = \frac{A_p + A_s}{A}, \rho' = \frac{A'_p + A'_s}{A} \quad (6.2.7-3)$$

$$\rho_{ps} = 1 + \frac{e_{ps}^2}{i^2}, \rho'_{ps} = 1 + \frac{e'^2_{ps}}{i^2} \quad (6.2.7-4)$$

$$e_{ps} = \frac{A_p e_p + A_s e_s}{A_p + A_s}, e'_{ps} = \frac{A'_p e'_p + A'_s e'_s}{A'_p + A'_s} \quad (6.2.7-5)$$

Avec :

$\sigma_{l6}(t)$ 、 $\sigma'_{l6}(t)$ — Perte de tension au niveau du barycentre des armatures de précontrainte longitudinales, dans la zone tendue, due au retrait et au fluage du béton.

Perte de tension au niveau du barycentre des armatures de précontrainte longitudinales dans la zone comprimée due au retrait et au fluage du béton.

σ_{pc} 、 σ'_{pc} — Contrainte normale du béton, générée par les efforts de précontrainte, au niveau du barycentre des armatures de précontrainte dans la zone tendue, calculée selon l'article 6.1.6.

Contrainte normale du béton, générée par les efforts de précontrainte, au niveau du barycentre des armatures de précontrainte dans la zone comprimée, calculée selon l'article 6.1.7.

Dans ce calcul, seule la perte de tension de la première série d'armatures est prise en compte. Il est considéré que les contraintes des armatures passives σ_{p6} et σ'_{p6} sont égales à zéro. Les contraintes du béton σ_{pc} et σ'_{pc} , ne doivent pas dépasser 0.5 fois la résistance en compression sur éprouvette cubique. Lorsque la contrainte σ'_{pc} est une contrainte de traction, sa valeur doit être prise égale à zéro. Pour le calcul de σ_{pc} et σ'_{pc} , l'effet du poids propre peut être considéré, selon les procédés de construction.

E_p —Module d'élasticité des armatures de précontrainte

α_{EP} —Rapport entre le module d'élasticité des armatures de précontrainte et celui du béton

ρ, ρ' —Ratio d'armatures longitudinales dans la zone tendue

Ratio d'armatures longitudinales dans la zone comprimée

A —Section transversale de l'élément de structure. Pour les éléments précontraints par pré-tension, $A = A_0$.

Pour les éléments précontraints par post-tension, $A = A_n$

i —Rayon de giration de la section, $i^2 = I/A$.

Pour les éléments précontraints par pré-tension, $I = I_0, A = A_0$.

Pour les éléments précontraints par post-tension, $I = I_n, A = A_n$.

e_p, e'_p —Distance entre le barycentre des armatures de précontrainte dans la zone tendue, et le centre de gravité de la section transversale.

Distance entre le barycentre des armatures de précontrainte dans la zone comprimée, et le centre de gravité de la section transversale.

e_s, e'_s —Distance entre le barycentre des armatures passives longitudinales dans la zone tendue, et le centre de gravité de la section transversale.

Distance entre le barycentre des armatures passives longitudinales dans la zone comprimée, et le centre de gravité de la section transversale.

$e_{\text{ps}}, e'_{\text{ps}}$ —Distance entre le barycentre des armatures passives et des armatures de précontrainte dans la zone tendue, et le centre de gravité de la section transversale.

Distance entre le barycentre des armatures passives et des armatures de précontrainte dans la zone comprimée, et le centre de gravité de la section transversale.

$\varepsilon_{\text{cs}}(t, t_0)$ —Déformation de retrait du béton à l'âge t , t_0 étant l'âge du béton à la mise en tension. Cette valeur doit être déterminée d'après l'Annexe C.

$\varphi(t, t_0)$ —Coefficient de retrait du béton à l'âge t , t_0 étant l'âge du béton à la mise en tension. Cette valeur doit être déterminée d'après l'Annexe C.

6.2.8 Les pertes de tension des éléments en béton précontraint pendant chacune des phases peuvent être combinées selon les dispositions du tableau 6.2.8.

Tableau 6.2.8 Combinaison des pertes de tension des éléments en béton précontraint pendant chacune des phases

Combinaison des pertes de tension	Eléments en béton précontraint par pré-tension	Eléments en béton précontraint par post-tension intérieure	Eléments en béton, précontraints par post-tensions intérieure et extérieure	
			Armatures de précontrainte intérieures	Armatures de précontrainte extérieures
Pertes instantanées à la mise en tension σ_{I1}	$\sigma_{I2} + \sigma_{I3} + \sigma_{I4} + 0.5\sigma_{I5}$		$\sigma_{I1} + \sigma_{I2} + \sigma_{I4}$	
Pertes différées après mise en tension σ_{II}	$0.5\sigma_{I5} + \sigma_{I6}$		$\sigma_{I5} + \sigma_{I6}$	

6.3 Maîtrise de la fissuration

6.3.1 Les vérifications de la résistance à la fissuration doivent être effectuées dans les sections droites et les sections inclinées des éléments en béton précontraint sollicités à la flexion.

1 La contrainte de traction du béton dans la section droite doit être conforme aux dispositions suivantes

1) Eléments en béton précontraint à section entièrement comprimée
Eléments préfabriqués

$$\sigma_{st} - 0.85\sigma_{pc} \leq 0 \quad (6.3.1-1)$$

Eléments préfabriqués par tronçons, joints entre tronçons coulés en place à l'aide de micro-béton

$$\sigma_{st} - 0.80\sigma_{pc} \leq 0 \quad (6.3.1-2)$$

2) Eléments en béton précontraint de catégorie A

$$\sigma_{st} - \sigma_{pc} \leq 0.7f_{tk} \quad (6.3.1-3)$$

$$\sigma_{lt} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (6.3.1-4)$$

3) Sous la charge de poids propre, les sections critiques des éléments en béton précontraint de catégorie B, doivent rester entièrement comprimées.

3 La contrainte principale de traction σ_{tp} du béton dans les sections critiques, doit répondre aux dispositions suivantes

- 1) Eléments en béton précontraint à section entièrement comprimée
Eléments préfabriqués

$$\sigma_{tp} \leq 0.6f_{tk} \quad (6.3.1-5)$$

Eléments coulés en place (y compris éléments préfabriqués assemblés sur place)

$$\sigma_{tp} \leq 0.4f_{tk} \quad (6.3.1-6)$$

- 2) Eléments en béton précontraint de catégorie A et de catégorie B

Eléments préfabriqués

$$\sigma_{tp} \leq 0.7f_{tk} \quad (6.3.1-7)$$

Eléments coulés en place (y compris éléments préfabriqués assemblés sur place)

$$\sigma_{tp} \leq 0.5f_{tk} \quad (6.3.1-8)$$

Avec :

σ_{st} —Contrainte normale de traction au bord de la section de calcul de l'élément, sous combinaison fréquente, calculée selon la formule (6.3.2-1).

σ_{lt} —Contrainte normale de traction au bord de la section de calcul de l'élément, sous combinaison quasi-permanente, calculée selon la formule (6.3.2-2).

σ_{pc} —Contrainte normale de traction au bord de la section de calcul de l'élément, générée par l'effort de précontrainte effective après réduction due aux pertes de tension, calculée selon la formule (6.3.2-6).

σ_{tp} —Contrainte principale de traction sous la combinaison fréquente y compris efforts de précontrainte, calculée selon la formule (6.3.3).

f_{tk} —Résistance caractéristique du béton, prise selon le tableau 3.1.3.

6.3.2 La contrainte normale de traction du béton, au bord de la section de calcul des éléments sollicités à la flexion, doit être calculée selon les formules suivantes

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{W_0} \quad (6.3.2-1)$$

$$\sigma_{lt} = \frac{M_l}{W_0} \quad (6.3.2-2)$$

Avec :

M_s —Moment de flexion sous combinaison fréquente

M_l —Moment de flexion sous combinaison quasi-permanente .

NOTA : Pour les éléments en béton, précontraints par post-tension, lors du calcul de la contrainte de traction générée par son poids propre en phase de mise en tension, W_0 , dans les formules (6.3.2-1) et (6.3.2-2), peut être remplacé par W_n , qui est le module de flexion élastique de la section nette.

6.3.3 Les contraintes principales de traction σ_{tp} et de compression σ_{cp} du béton des éléments en béton précontraint sollicités à la flexion sous combinaison fréquente et les efforts de précontrainte doivent être calculés selon les formules suivantes

$$\begin{aligned} \sigma_{tp} \\ \sigma_{cp} \end{aligned} = \frac{\sigma_{ex} + \sigma_{ey}}{2} \mp \sqrt{\left(\frac{\sigma_{ex} - \sigma_{ey}}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (6.3.3-1)$$

$$\sigma_{cx} = \sigma_{pc} + \frac{M_s y_0}{I_0} \quad (6.3.3-2)$$

$$\sigma_{cy} = \sigma_{cy,pv} + \sigma_{cy,ph} + \sigma_{cy,t} + \sigma_{cy,l} \quad (6.3.3-3)$$

$$\sigma_{cy,pv} = 0.6 \frac{n \sigma'_{pe} A_{pv}}{b s_p} \quad (6.3.3-4)$$

$$\tau = \frac{V_s S_0}{b I_0} - \frac{\sum \sigma''_{pe} A_{pb} \sin \theta_p \cdot S_n}{b I_n} \quad (6.3.3-5)$$

Avec :

σ_{cx} —Contrainte normale du béton au niveau du point de calcul, générée par le moment de flexion M_s , sous efforts de précontrainte et sous combinaison fréquente

σ_{cy} —Contrainte de compression verticale du béton

$\sigma_{cy,pv}$ \ $\sigma_{cy,ph}$ \ $\sigma_{cy,t}$ \ $\sigma_{cy,l}$ —Contrainte de compression verticale du béton, générée par les efforts de précontrainte verticale et transversale, le gradient de température transversal, et les charges de véhicule sous combinaison fréquente

τ —Contrainte de cisaillement du béton, au niveau du point de calcul, générée par les efforts de précontrainte dans les armatures de précontrainte inclinées, et l'effort de cisaillement V_s , sous combinaison fréquente. Lorsqu'il existe des moments de torsion dans la section de calcul, la contrainte de cisaillement due au moment de torsion doit être également prise en compte.

σ_{pc} —Contrainte normale du béton au niveau du point de calcul, générée par l'effort de précontrainte effective des armatures longitudinales de précontrainte, après réduction due aux pertes de tension, calculée selon les formules (6.1.6-1) ou (6.1.6-4)

y_0 —Distance entre le centre de gravité de la section homogénéisée et le point de calcul de la contrainte principale

n —Nombre de barre de précontrainte verticale dans une même section

σ'_{pe} \ σ''_{pe} —Contrainte effective des armatures de précontrainte verticale, après réduction due à la perte de tension.

contrainte effective des armatures de précontrainte longitudinale inclinées, après réduction due à la perte de tension.

A_{pv} —Section d'une barre précontrainte verticale

s_p —Espacement des armatures de précontrainte verticale

b —Épaisseur de l'âme au niveau du point de calcul de la contrainte principale

A_{pb} —Section des armatures de précontrainte longitudinale inclinées dans un même plan d'inclinaison

S_0 \ S_n —Moment statique de la section homogénéisée, située au dessus (ou au dessous) du point de calcul de la contrainte principale, par rapport au centre de gravité de la section homogénéisée.

Moment statique de la section nette, située au dessus (ou en dessous) du point de calcul de la contrainte principale, par rapport au centre de gravité de la section nette.

θ_p — Angle formé par les armatures longitudinales inclinées, et l'axe longitudinal de l'élément dans la section de calcul

NOTA: Par convention, les valeurs de σ_{cx} , σ_{cy} , σ_{pc} et dans les équations (6.3.3-1), (6.3.3-2) portent le signe positif lorsqu'il s'agit de contraintes de compression, et le signe négatif lorsqu'il s'agit de contraintes de traction.

6.4 Calcul de l'ouverture des fissures

6.4.1 Pour les éléments en béton armé et les éléments en béton précontraint de catégorie B, le calcul de l'ouverture des fissures doit être effectué sous combinaison fréquente en prenant en compte les effets différés.

6.4.2 Pour les éléments en béton armé ou en béton précontraint de catégorie B, situés dans des environnements de différentes classes d'exposition, les ouvertures maximales des fissures ne doivent pas dépasser les valeurs limites données dans le tableau 6.4.2

Tableau 6.4.2 Ouverture maximale des fissures

Classes d'exposition	Limite des ouvertures maximales des fissures (mm)	
	éléments en béton armé ou en béton précontraint de catégorie B, utilisant des barres précontraintes nervurées	éléments en béton précontraint de catégorie B, utilisant des fils ou des torons
Classe I - Environnement normal	0.20	0.10
Classe II - Environnement agressif gel/dégel	0.20	0.10
Classe III - Environnement de corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer	0.15	0.10
Classe IV - Environnement de corrosion induite par les chlorures présents dans les agents de déverglaçage ou autres sels de chlore	0.15	0.10
Classe V - Environnement soumis à attaque sulfatique	0.10	Utilisation interdite
Classe VI - Environnement soumis à attaques chimiques	0.15	0.10
Classe VII - Environnement soumis à abrasion	0.20	0.10

6.4.3 Pour les éléments en béton armé ou en béton précontraint de catégorie B, sollicités à la flexion, l'ouverture maximale des fissures W_{cr} peut être calculée selon la formule suivante

$$W_{cr} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(\frac{c + d}{0.36 + 1.7\rho_{te}} \right) \quad (6.4.3)$$

Avec :

C_1 —Coefficient prenant en compte l'adhérence des armatures .

Pour les armatures ayant une surface lisse, $C_1 = 1.40$.

Pour les barres nervurées à haute adhérence, $C_1 = 1.00$

Pour les barres nervurées revêtues d'époxy, $C_1 = 1.15$

C_2 —Coefficient qui prend en compte les effets de long terme ou différés, $C_2 = 1 + 0.5 \frac{M_l}{M_s}$,

avec N_l et N_s , efforts normaux (ou moments de flexion) déterminés respectivement sous combinaison quasi-permanente ou combinaison fréquente selon l'article 6.3.2.

C_3 —Coefficient qui tient compte de la nature des sollicitations.

Pour les dalles en béton armé sollicitées à la flexion, $C_3 = 1.15$.

Pour les autres en béton armé sollicités à la flexion, $C_3 = 1.0$.

Pour les éléments sollicités à la traction axiale, $C_3 = 1.2$.

Pour les éléments sollicités à la traction excentrée, $C_3 = 1.1$.

Pour les éléments de section circulaire, sollicités à la compression excentrée, $C_3 = 0.75$.

Pour les autres éléments, sollicités à la compression excentrée, $C_3 = 0.9$.

σ_{ss} —Contrainte des armatures passives (MPa), calculée selon l'article 6.4.4.

c —Épaisseur d'enrobage des armatures passives longitudinales tendues, (mm). Lorsque l'épaisseur est supérieure à 50mm, il est considéré que $c = 50$ mm.

d —Diamètre des armatures passives longitudinales tendues (mm). Lorsqu'il s'agit d'armatures de diamètres différents, la valeur de d est remplacée par le diamètre équivalent

$d_e = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i d_i}$, avec n_i , nombre de brins du i ème type d'armatures dans la zone tendue, et

d_i , diamètre du i ème type d'armatures dans la zone tendue, pris selon le tableau 6.4.3.

Pour les armatures soudées indiquées dans l'article 9.3.11, la valeur de d ou d_e dans la formule (6.4.3-1) doit être multipliée par un coefficient de 1.3.

ρ_{te} —Ratio d'armatures passives longitudinales tendues effectif, calculé selon l'article 6.4.5.

Cette valeur doit être comprise entre 0.01 et 0.1.

Tableau 6.4.3 Diamètre d_i des armatures passives longitudinales tendues

受拉区钢筋种类 Types d'armature tendue	单根普通钢筋 Barres passives individuelles	普通钢筋的束筋 Barres passives en paquet	钢绞线束 Torons	钢丝束 Fils
d_i 取值 Valeur de d_i	公称直径 d Diamètre nominal d	等代直径 d_{se} Diamètre équivalent d_{se}	等代直径 d_{pe} Diamètre équivalent d_{pe}	

NOTA

1. $d_{se} = \sqrt{n}d$, avec n , nombre de barres individuelles qui constituent un paquet d'armatures et d , diamètre nominal d'une barre individuelle.

2. $d_{pe} = \sqrt{n}d_p$, avec n , nombre de fils individuels ou nombre de torons individuels qui constituent le câble et d_p diamètre nominal d'un fil ou d'un toron individuel.

Le calcul de l'ouverture des fissures n' est pas obligatoire pour les éléments de section rectangulaire, en forme de T ou de I, sollicités à la compression excentrée, lorsque $e_0/h \leq 0.55$ et pour les éléments de section circulaire, sollicités à la compression excentrée lorsque $e_0/r \leq 0.55$.

6.4.4 La contrainte de traction σ_{ss} dans les armatures passives longitudinales, générée par la combinaison fréquente dans la section fissurée, peut être calculée à l'aide de la formule suivante

Eléments en béton précontraint de section rectangulaire, en forme de T ou de I

Eléments sollicités à la traction axiale

$$\sigma_{ss} = \frac{N_s}{A_s} \quad (6.4.4-1)$$

Eléments sollicités à la flexion

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s}{0.87A_s h_0} \quad (6.4.4-2)$$

Eléments sollicités à la traction excentrée

$$\sigma_{ss} = \frac{N_s e'_s}{A_s (h_0 - a'_s)} \quad (6.4.4-3)$$

Eléments sollicités à la compression excentrée

$$\sigma_{ss} = \frac{N_s (e_s - z)}{A_s z} \quad (6.4.4-4)$$

$$z = \left[0.87 - 0.12(1 - \gamma'_f) \left(\frac{h_0}{e_s} \right)^2 \right] h_0 \quad (6.4.4-5)$$

$$e_s = \eta_s e_0 + y_s \quad (6.4.4-6)$$

$$\gamma'_f = \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} \quad (6.4.4-7)$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000 e_0 / h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \quad (6.4.4-8)$$

Avec :

e'_s —Distance entre le point d'application des efforts de traction axiale, et le barycentre des armatures passives longitudinales, au droit du bord le moins comprimé de la section.

e_s —Distance entre le point d'application des efforts de compression axiale, et le barycentre des armatures passives longitudinales tendues.

z —La distance entre le barycentre des armatures passives longitudinales tendues et le centre de gravité de la zone comprimée de la section, doit être inférieure ou égale à $0.87h_0$.

η_s —Coefficient de majoration de l'excentricité de l'effort de compression aux états limites de service. Lorsque $l_0/h \leq 14$, on considère que $\eta_s = 1.0$

y_s —Distance entre le centre de gravité de la section et le barycentre des armatures passives longitudinales tendues.

γ_f —Rapport entre l'aire de la section du hourdis comprimé, et l'aire de la section effective de l'âme.

b'_f, h'_f —Largeur et épaisseur du hourdis comprimé. Dans la formule (6.4.4-7), lorsque $h'_f > 0.2h_0$, on considère que $h'_f = 0.2h_0$

N_s, M_s —Effort normal sous combinaison fréquente.

Moment de flexion sous combinaison fréquente.

2 Pour les éléments en béton armé de section circulaire, sollicités à la compression excentrée

$$\sigma_{ss} = \frac{0.6 \left(\frac{\eta_s e_0}{r} - 0.1 \right)^3}{\left(0.45 + 0.26 \frac{r_s}{r} \right) \left(\frac{\eta_s e_0}{r} + 0.2 \right)^2 A_s} N_s \quad (6.4.4-9)$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000} \frac{l_0^2}{e_0 (2r - a_s)} \quad (6.4.4-10)$$

Avec :

A_s —Section totale des armatures passives longitudinales

N_s —Effort normal sous combinaison fréquente

r_s —Rayon du cercle dont le périmètre est constitué par les centres des armatures passives longitudinales

r —Rayon de la section circulaire

e_0 —Excentricité initiale

a_s —Distance entre le centre d'une barre individuelle et le bord de la section.

η_s —Coefficient de majoration de l'excentricité de l'effort de compression aux états limites de service. Lorsque $\frac{l_0}{2r} \leq 14.0$, on considère que $\eta_s = 1.0$.

3 Eléments en béton précontraint de catégorie B, sollicités à la flexion

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s \pm M_{p2} - N_{p0} (z - e_p)}{(A_p + A_s) z} \quad (6.4.4-11)$$

$$e = e_p + \frac{M_s \pm M_{p2}}{N_{p0}} \quad (6.4.4-12)$$

Avec :

z —Distance entre le barycentre des armatures passives longitudinales et les armatures de précontrainte dans la zone tendue, et le centre de gravité de la zone comprimée, calculée selon la formule (6.4.4-5) en remplaçant e_s par e dans la formule (6.4.4-12).

e_p —Distance entre le point d'application de l'effort N_{p0} , qui est la résultante des

efforts dans les armatures passives et les armatures de précontrainte, et le barycentre des armatures passives longitudinales et des armatures de précontrainte dans la zone tendue, lorsque la contrainte normale du béton est égale à zéro.

N_{p0} —Résultante des efforts dans les armatures passives et les armatures de précontrainte, lorsque la contrainte normale du béton est égale à zéro, calculée selon la formule (6.1.7-1) pour les éléments en béton, précontraints par pré-tension ou par post-tension.

Pour les éléments en béton, précontraints par pré-tension, les contraintes σ_{p0} et σ'_{p0} sont calculées selon la formule (6.1.6-2).

Pour les éléments en béton, précontraints par post-tension, les contraintes σ_{p0} et σ'_{p0} sont calculées selon la formule (6.1.6-5).

M_{p2} —Moment hyperstatique dans les structures telles que les poutres continues, généré par l'effort de précontrainte N_p .

NOTA : Par convention dans les formules (6.4.4-11) et (6.4.4-12), les signes des moment M_{p2} et M_s sont positifs lorsqu'ils sont dans la même direction, et négatifs dans le cas inverse.

6.4.5 Le ratio effectif des armatures passives longitudinales tendues ρ_{te} , est calculé selon la formule suivante

1 Eléments en béton armé de section rectangulaire, en forme de T ou de I

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} \quad (6.4.5-1)$$

Avec :

A_s —Section des armatures passives longitudinales dans la zone tendue.

Pour les éléments sollicités en traction axiale, A_s est prise égale à la section totale des armatures passives longitudinales.

Pour les éléments sollicités à la flexion, à la traction excentrée, ou à une compression d'excentricité importante, A_s est prise égale à la section des armatures passives longitudinales dans la zone tendue ou dans la zone la moins comprimée.

A_{te} —Section effective de béton tendu.

Pour les éléments sollicités en traction axiale, A_{te} est prise égale à la section totale de l'élément.

Pour les éléments sollicités à la flexion, à la traction excentrée, ou à la compression excentrée, A_{te} est prise égale à $2a_s b$, avec a_s distance entre le barycentre des armatures tendues et le bord de la zone tendue. Pour les sections rectangulaires, b est la largeur de la section. Pour les éléments en forme de T ou de I, qui comportent un hourdis tendu, b est la largeur effective du hourdis

tendu.

2 Elements en béton armé de section circulaire

$$\rho_{te} = \frac{\beta A_s}{\pi(r^2 - r_1^2)} \quad (6.4.5-2)$$

$$r_1 = r - 2a_s \quad (6.4.5-3)$$

$$\beta = (0.4 + 2.5\rho) \left[1 + 0.353 \left(\frac{\eta_s e_0}{r} \right)^{-2} \right] \quad (6.4.5-4)$$

$$\rho = \frac{A_s}{\pi r^2} \quad (6.4.5-5)$$

Avec :

β —Coefficient tenant compte de l'effet anti-fissuration des armatures longitudinales tendues

A_s —Section totale des armatures longitudinales

r_1 —Différence entre le rayon de la section circulaire et deux fois la distance entre le centre d'une barre individuelle et le bord de la section.

ρ —Ratio d'armatures longitudinales

6.5 Limitation des flèches

6.5.1 La flèche des éléments en béton armé ou en béton précontraint, sollicités à la flexion, peut être calculée par la résistance des matériaux en fonction de la rigidité à la flexion des éléments.

6.5.2 La rigidité à la flexion des éléments peut être calculée selon la formule suivante

1 Élément en béton armé

Lorsque $M_s \geq M_{cr}$

$$B = \frac{B_0}{\left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^2 \right] \frac{B_0}{B_{cr}}} \quad (6.5.2-1)$$

Lorsque $M_s < M_{cr}$

$$B = B_0 \quad (6.5.2-2)$$

$$M_{cr} = \gamma f_{tk} W_0 \quad (6.5.2-3)$$

Avec :

B —Rigidité à la flexion de la section fissurée homogénéisée

B_0 —Rigidité à la flexion de la section non-fissurée, $B_0 = 0.95 E_c I_0$;

B_{cr} —Rigidité à la flexion de la section fissurée, $B_{cr} = E_c I_{cr}$

M_s —Moment de flexion sous combinaison fréquente

M_{cr} —Moment de fissuration

γ —Coefficient d'influence de la plasticité du béton dans la zone tendue, calculé selon la formule (6.5.2-8)

I_0 —Moment d'inertie de la section non – fissurée homogénéisée

I_{cr} —Moment d'inertie de la section fissurée homogénéisée

f_{tk} —Résistance caractéristique en traction du béton

2 Eléments en béton précontraint

- 1) Eléments en béton précontraint à section entièrement comprimée ou éléments en béton précontraint de catégorie A

$$B_0 = 0.95 E_c I_0 \quad (6.5.2-4)$$

- 2) Eléments en béton précontraint de catégorie B dans lesquels les fissures sont autorisées
Sous le moment de fissuration M_{cr}

$$B_0 = 0.95 E_c I_0 \quad (6.5.2-5)$$

Sous le moment ($M_s - M_{cr}$)

$$B_{cr} = E_c I_{cr} \quad (6.5.2-6)$$

Le moment de fissuration M_{cr} est calculé selon la formule suivante

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk}) W_0 \quad (6.5.2-7)$$

$$\gamma = \frac{2S_0}{W_0} \quad (6.5.2-8)$$

Avec :

S_0 —Moment statique de la section non – fissurée homogénéisée, située au dessus (ou en dessous) de l'axe neutre de la section par rapport au centre de gravité de la section homogénéisée.

σ_{pc} —Contrainte de compression du béton au bord de la section critique, générée par la résultante des efforts dans les armatures passives et les armatures de précontrainte après réduction due aux pertes de tension, calculées selon la formule (6.1.6-1) pour les éléments en béton précontraint par pré-tension ou par post-tension. La section nette est prise en compte dans le calcul des éléments par pré-tension. N_{p0} est calculé de la même manière, selon l'article 6.4.4.

W_0 —Module de flexion élastique de la section critique homogénéisée.

6.5.3 Les effets à long terme doivent être pris en compte dans le calcul de la flèche des éléments sollicités à la flexion en phase de service. Le calcul doit être effectué sous combinaison fréquente en prenant en compte la rigidité à la flexion calculée selon l'article 6.5.2. La flèche obtenue doit être multipliée par un coefficient de majoration de long terme η_0 , qui peut être pris selon les dispositions

suivantes :

Pour les bétons de classes inférieures à C40, $\eta_0 = 1.60$.

Pour les bétons de classes comprises entre C40 ~ C80, $\eta_0 = 1.45 \sim 1.35$.

Pour les bétons de classes intermédiaires, la valeur de η_0 peut être calculée par interpolation linéaire.

La flèche à long terme des éléments en béton armé ou en béton précontraint, sollicités à la flexion, est calculée selon les dispositions ci – dessus. La flèche maximale générée par la combinaison fréquente des charges de véhicule (sans prise en compte des effets dynamiques) et des charges de foule, doit être inférieure ou égale à 1/600 de la portée de calcul. Pour les ponts à poutres, la flèche maximale sur l'extrémité de la partie en porte-à-faux, doit être inférieure ou égale à 1/300 de la portée de calcul.

6.5.4 Pour les éléments en béton précontraint, sollicités à la flexion, la flèche ascendante due à l'application des efforts de précontrainte, peut être calculée par la résistance des matériaux en fonction de la rigidité à la flexion $E_c I_0$, et en prenant en compte le coefficient de majoration de long terme. Lors du calcul de la contre – flèche due à l'application des efforts de précontrainte aux états limites de service, l'effort de précontrainte effective, déduction faite des pertes de tension, doit être pris en compte. Le coefficient de majoration de long terme doit être pris égal à 2.0.

6.5.5 La contre-flèche des éléments sollicités à la flexion, peut être déterminée selon les dispositions suivantes

1 Eléments en béton armé sollicités à la flexion

- 1) La contre-flèche n'est pas obligatoire lorsque la flèche maximale générée par la combinaison fréquente en tenant compte des effets à long terme, est inférieure ou égale à 1/1600 de la portée de calcul.
- 2) Lorsque les conditions ci – dessus ne sont pas satisfaites, une contre – flèche doit être prévue et sa valeur absolue peut être prise égale à celle de la flèche de long terme, flèche générée par la combinaison fréquente des charges de poids propre et de la moitié des charges variables.

2 Eléments en béton précontraint sollicités à la flexion

- 1) La contre-flèche n'est pas obligatoire lorsque la flèche ascendante à long terme, générée par les efforts de précontrainte, est supérieure à la flèche descendante à long terme, générée par la combinaison fréquente.
- 2) Lorsque la flèche ascendante à long terme, générée par les efforts de précontrainte, est inférieure à la flèche descendante à long terme, générée par la combinaison fréquente, une contre-flèche doit être prévue avec sa valeur égale à la différence des deux flèches précédentes.

Pour les éléments en béton précontraint sollicités à la flexion, dont la charge de poids propre est faible par rapport aux charges d'exploitation, l'application des efforts de précontrainte peut générer des flèches ascendantes importantes défavorables. Lorsque nécessaire, les contre-flèches descendantes doivent être prévues afin d'éviter le soulèvement et la rupture en fibre supérieure du tablier.

6.5.6 Les déformations des éléments en béton précontraint, sollicités à la flexion en phase de construction, doivent être calculées et il convient d'adopter la méthode aux éléments finis pour cet effet. Pour les différentes phases de construction, les déformations des différentes parties des éléments peuvent être calculées selon l'Annexe C en additionnant la déformation due au retrait à celle du fluage, déformation générée pendant chacune des phases de construction, en fonction de l'âge de mise en tension de l'élément t_{0i} et de l'âge de calcul t_i .

7 Calcul des contraintes en situations de service et situations provisoires

7.1 Calcul des contraintes dans les éléments en béton précontraint en situations de service

7.1.1 Lors de la conception des éléments en béton précontraint sollicités à la flexion en service, la contrainte normale de compression du béton dans la section droite, la contrainte de traction des armatures et la contrainte principale de compression du béton dans la section inclinée doivent être calculées, et les valeurs de ces contraintes doivent être inférieures ou égales aux valeurs limites. Les valeurs caractéristiques des charges ainsi que les effets dynamiques des charges de véhicule doivent être pris en compte.

7.1.2 La contrainte normale de compression du béton en section droite en phase de service, la contrainte de compression σ_{pc} , et celle de traction σ_p dans le béton, doivent être calculées selon les articles 6.1.6 et 6.1.7.

7.1.3 Pour les éléments en béton précontraint à section entièrement comprimée, et les éléments en béton précontraint, à section partiellement comprimée de catégorie A, qui sont sollicités à la flexion, la contrainte normale dans le béton et la contrainte dans les armatures de précontrainte générées par l'application des charges à leurs valeurs caractéristiques, doivent être calculées selon les formules suivantes :

- 1 Contrainte de compression σ_{pc} et de traction σ_p dans le béton

$$\sigma_{kc} \text{ 或 } \sigma_{kt} = \frac{M_k}{I_0} y_0 \quad (7.1.3-1)$$

- 2 Contrainte dans les armatures de précontrainte

$$\sigma_p = \alpha_{EP} \sigma_{kt} \quad (7.1.3-2)$$

Avec :

M_k —Moment de flexion généré par la combinaison des charges caractéristiques

y_0 —Distance entre l'axe neutre de la section homogénéisée et le point de calcul dans la zone comprimée ou dans la zone tendue de la section.

NOTA : Lors du calcul de la contrainte dans les armatures de précontrainte, la contrainte σ_{kt} de la formule (7.1.3-2) doit être prise égale à la contrainte de traction du béton au niveau du centre de gravité du lit d'armatures le plus extérieur.

7.1.4 Pour les éléments en béton précontraint à section partiellement comprimée de catégorie B, sollicités à la flexion, et pour lesquels les fissures sont autorisées, la contrainte normale dans le béton et la variation de contrainte dans les armatures de précontrainte, générées par application des charges caractéristiques, peut être calculées selon les formules suivantes :

1 La contrainte normale de compression du béton dans la section fissurée est

$$\sigma_{cc} = \frac{N_{p0}}{A_{cr}} + \frac{N_{p0} e_{0N} e}{I_{cr}} \quad (7.1.4-1)$$

$$e_{0N} = e_N + c \quad (7.1.4-2)$$

$$e_N = \left(\frac{M_k \pm M_{p2}}{N_{p0}} \right) - h_{ps} \quad (7.1.4-3)$$

$$h_{ps} = \frac{\sigma_{p0} A_p h_p - \sigma_{l6} A_s h_s + \sigma'_{p0} A'_p a'_p - \sigma'_{l6} A'_s a'_s}{N_{p0}} \quad (7.1.4-4)$$

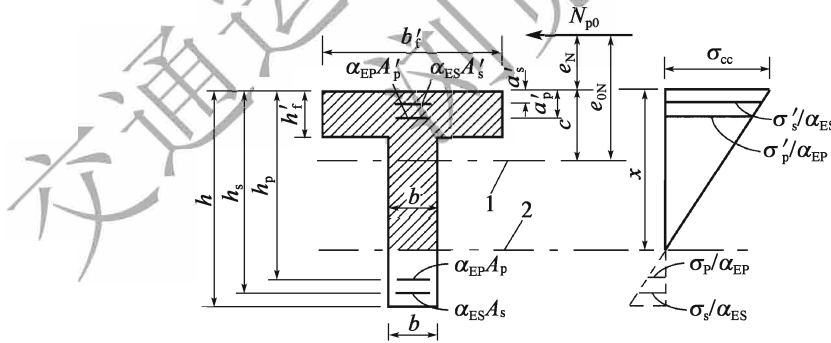


Figure 7.1.4 Contraintes dans la section fissurée

1-Centre de gravité de la section fissurée; 2-Axe neutre de la section fissurée

2 Variation de contrainte dans les armatures de précontrainte

$$\sigma_p = \alpha_{EP} \left[\frac{N_{p0}}{A_{cr}} - \frac{N_{p0} e_{0N} (h_p - c)}{I_{cr}} \right] \quad (7.1.4-5)$$

Avec :

N_{p0} —Résultante des efforts dans les armatures passives et les armatures de précontrainte lorsque la contrainte normale dans le béton est égale à zéro. Pour

les éléments en béton, précontraints par pré-tension et par post – tension, la résultante est calculée selon la formule (6.1.7-1) et les dispositions de l’article 6.4.4.

$\sigma_{p0}, \sigma'_{p0}$ —Contrainte dans les armatures de précontrainte dans les zones tendues lorsque la contrainte normale dans le béton au barycentre des efforts de précontrainte est égale à zéro.

Pour les éléments en béton précontraint par pré – tension, le calcul doit être effectué selon la formule (6.1.6-2)

Pour les éléments en béton précontraint par post – tension, le calcul doit être effectué selon la formule (6.1.6-5)

e_{0N} —Distance entre le point d’application de N_{p0} et le centre de gravité de la section fissurée

e_N —Distance entre le point d’application de N_{p0} et le bord extérieur de la zone comprimée. Le signe est positif lorsque le point d’application de N_{p0} est situé à l’intérieur de la section, et négatif dans le cas contraire.

c —Distance entre le bord extérieur de la zone comprimée et le centre de gravité de la section homogénéisée fissurée.

h_{ps} —Distance entre le barycentre des armatures passives et des armatures de précontrainte et le bord extérieur de la zone comprimée

h_p, a'_p —Distance entre le barycentre des armatures de précontrainte dans la zone tendue et le bord extérieur de la zone comprimée.

Distance entre le barycentre des armatures de précontrainte dans la zone comprimée et le bord extérieur de la zone comprimée.

h_s, a'_s —Distance entre le barycentre des armatures passives dans la zone tendue et le bord extérieur de la zone comprimée.

Distance entre le barycentre des armatures passives dans la zone comprimée et le bord extérieur de la zone comprimée.

A_{cf} —Aire de la section homogénéisée fissurée

I_{cf} —Moment d’inertie de la section homogénéisée fissurée

α_{EP} —Rapport entre le module d’élasticité des armatures de précontrainte et celui du béton

NOTA:

- 1 Dans la formule (7.1.4-4), lorsque $A'_p = 0$, la valeur de σ'_{j6} doit être prise égale à zéro.
- 2 Dans la formule (7.1.4-3), le signe de M_{p2} et M_k est positif lorsque ces moments sont dans le même sens et négatif dans le cas inverse.
- 3 La valeur obtenue par la formule (7.1.4-5) doit être négative, ce qui correspond à une contrainte de traction dans les armatures.
- 4 Lorsqu’il existe plusieurs lits d’armatures dans la zone tendue, il est légitime de calculer

la variation de contrainte uniquement dans les armatures du lit le plus à l'extérieur . Dans ce cas, la valeur de h_p dans la formule (7.1.4-5) doit être prise égale à la distance entre le centre de gravité des armatures du lit le plus extérieur et le bord extérieur de la zone comprimée.

- 5 La position de l'axe neutre (correspondant à la hauteur de la zone comprimée) de la section fissurée des éléments en béton précontraint sollicités à la flexion, peut être déterminée selon l'Annexe J.

7.1.5 En phase de service, la contrainte normale de compression du béton et la contrainte de traction des armatures de précontrainte dans la section droite des éléments précontraints sollicités à la flexion, doivent être conformes aux dispositions suivantes

- 1 Contrainte normale de compression maximale du béton dans la zone comprimée

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sections non-fissurées} \\ \text{Sections fissurées} \\ \text{未开裂构件 } \sigma_{kc} + \sigma_{pt} \\ \text{允许开裂构件 } \sigma_{cc} \end{array} \right\} \leq 0.50f_{ck} \quad (7.1.5-1)$$

- 2 Contrainte de traction maximale des armatures de précontrainte dans la zone tendue

- 1) Torons et fils de précontrainte intérieure

$$\left. \begin{array}{l} \text{未开裂构件 } \text{Sections non-fissurées} \\ \text{允许开裂构件 } \text{Sections fissurées} \\ \text{未开裂构件 } \sigma_{pe} + \sigma_p \\ \text{允许开裂构件 } \sigma_{p0} + \sigma_p \end{array} \right\} \leq 0.65f_{pk} \quad (7.1.5-2)$$

- 2) Torons de précontrainte extérieure

$$\sigma_{pe,ex} \leq 0.60f_{pk} \quad (7.1.5-3)$$

- 3) Barres de précontrainte, nervurées

$$\left. \begin{array}{l} \text{未开裂构件 } \text{Sections non-fissurées} \\ \text{允许开裂构件 } \text{Sections fissurées} \\ \text{未开裂构件 } \sigma_{pe} + \sigma_p \\ \text{允许开裂构件 } \sigma_{p0} + \sigma_p \end{array} \right\} \leq 0.75f_{pk} \quad (7.1.5-4)$$

Avec :

σ_{pe} — La Contrainte effective des armatures de précontrainte dans la zone tendue après réduction due aux pertes de tension en section entièrement comprimée et en section partiellement comprimée de catégorie A, sollicités à la flexion.

σ_{pt} —Contrainte de compression du béton, générée par application des efforts de précontrainte. Pour les éléments précontraints par pré-tension, le calcul doit être effectué à l'aide de la formule (6.1.6-1). Pour les éléments précontraints par post-tension, le calcul doit être effectué à l'aide de la formule (6.1.6-4).

NOTA : Cette vérification n'est pas nécessaire pour les armatures passives dans la zone tendue des éléments en béton précontraint sollicités à la flexion

7.1.6 La contrainte principale de compression σ_{cp} et la contrainte principale de traction σ_{tp} , générées par application des charges caractéristiques et des efforts de précontrainte sur les éléments sollicités à la flexion, doivent être calculées selon les formules de l'article 6.3.3. Cependant, M_s et V_s , dans les formules (6.3.3-2) et (6.3.3-5), doivent être remplacés par M_k et V_k , qui sont respectivement le moment de flexion et l'effort de cisaillement calculés sous la combinaison des charges caractéristiques.

La contrainte principale de compression du béton doit être conforme à la disposition suivante :

$$\sigma_{cp} \leq 0.6f_{ck} \quad (7.1.6-1)$$

Les armatures transversales d'effort tranchant doivent être calculées en fonction de la contrainte principale à la traction du béton

Dans les zones où $\sigma_{tp} \leq 0.5f_{tk}$, les armatures transversales d'effort tranchant peuvent être disposées uniquement pour répondre aux exigences des dispositions constructives.

Dans les zones où $\sigma_{tp} > 0.5f_{tk}$, l'espacement entre les armatures transversales d'effort tranchant s_v peut être calculé selon la formule suivante

$$s_v = \frac{f_{sk} A_{sv}}{\sigma_{tp} b} \quad (7.1.6-2)$$

Avec :

f_{sk} —Résistance caractéristique des armatures d'effort tranchant

A_{sv} —Aire de la section totale des armatures d'effort tranchant

b —Largeur de la section rectangulaire, de l'âme des sections en T ou en I.

Lorsque la quantité d'armatures transversales d'effort tranchant, obtenue à partir de la formule du présent article, est inférieure à celle obtenue par le calcul de résistance au cisaillement de la section inclinée, c'est cette dernière section qui doit être prise en compte.

7.2 Calcul des contraintes dans les éléments en béton précontraint en phases provisoires

7.2.1 Lors du calcul des éléments structuraux de pont en phases provisoires, les contraintes générées par la charge de poids propre et par les charges de construction, dans les sections droites et dans les sections inclinées en phases de construction, de transport et de mise en place, doivent être calculées. Les valeurs de ces contraintes ne doivent pas être supérieures aux limites des contraintes prescrites dans le présent article. Sauf spécifications particulières, les charges de construction doivent être prises avec leurs valeurs caractéristiques et les coefficients partiels de combinaison ne doivent pas être pris en compte pour ces charges.

Lorsque les éléments sont mis en place par des grues mobiles qui circulent sur la partie déjà construite de la structure, la résistance des éléments qui sont déjà mis en place doit être vérifiée en prenant en compte d'un coefficient partiel de 1.15 pour la charge des grues mobiles. Cette vérification n'est pas nécessaire si les efforts de calcul générés dans ces éléments par la charge des grues mobiles, sont inférieurs à ceux obtenus aux états limites ultimes en phases de service situations de projets durables.

7.2.2 Lors du calcul des éléments en phase de transport et de mise en place, la charge de poids propre doit être multipliée par un coefficient dynamique adapté selon les dispositions des « Règles générales de conception des ponts routiers » (JTGD60).

7.2.3 Lors de la mise en tension des éléments en béton précontraint, la résistance à la compression du béton, doit être supérieure ou égale à 80% de sa résistance de calcul, et le module d'élasticité du béton doit être supérieur ou égal à 80% de son module d'élasticité à 28 jours.

7.2.4 Les contraintes normales du béton en section droite des éléments en béton armé, sollicités à la flexion, doivent être calculées selon les formules suivantes et doivent être conformes aux dispositions suivantes :

- 1 Contrainte normale de compression du béton au bord de la zone comprimée

$$\sigma_{cc}^t = \frac{M_k^t x_0}{I_{cr}} \leq 0.80f'_{ck} \quad (7.2.4-1)$$

- 2 Contrainte de traction dans les armatures passives

$$\sigma_{si}^t = \alpha_{ES} \frac{M_k^t (h_{0i} - x_0)}{I_{cr}} \leq 0.75f_{sk} \quad (7.2.4-2)$$

Avec :

- M —Moment de flexion généré par les charges provisoires avec leurs valeurs caractéristiques
 x_0 —Hauteur de la zone comprimée de la section homogénéisée, calculée à partir des moments statiques de la zone comprimée par rapport à l'axe neutre de la section homogénéisée
 I_{cr} —Moment d'inertie de la section homogénéisée fissurée, calculé à l'aide de la hauteur de la zone comprimée x_0 et des moments statiques par rapport à l'axe neutre de la section homogénéisée fissurée
 σ_{si}^t —Contrainte du i ème lit d'armatures dans la zone tendue en situations provisoires
 h_{0i} —Distance entre le bord de la zone comprimée et le centre de gravité du i ème lit d'armatures
 f'_{ck} —Résistance caractéristique en compression du béton en phase de construction, calculée par interpolation à partir de la résistance en compression cubique f'_{cu} selon le tableau 3.1.3.
 f'_{sk} —Résistance caractéristique en traction des armatures passives, prise selon le tableau 3.2.2-1.

7.2.5 La contrainte principale de traction (et de cisaillement) σ_{ip}^t du béton au niveau de l'axe neutre dans la section des éléments sollicités à la flexion, doit être conforme aux dispositions suivantes

$$\sigma_{ip}^t = \frac{V_k^t}{bz_0} \leq f'_{tk} \quad (7.2.5)$$

Avec :

- V_k^t —Effort de cisaillement généré par l'application des charges caractéristiques de construction
 b —Largeur de la section rectangulaire, ou de l'âme des sections en T ou en I.
 z_0 —Distance entre le centre de gravité de la zone comprimée et le barycentre des armatures tendues, calculé sur la base du diagramme des contraintes triangulaires de la zone comprimée.
 f'_{tk} —Résistance caractéristique en traction du béton en phase de construction

7.2.6 Si la contrainte principale de traction du béton au niveau de l'axe neutre, dans la section en béton armé, des éléments sollicités à la flexion est conforme aux dispositions suivantes

$$\sigma_{ip}^t \leq 0.25f'_{tk} \quad (7.2.6-1)$$

Il est considéré que dans cette zone, la contrainte principale de traction est reprise totalement par le béton. Dans ce cas, les armatures d'effort tranchant sont disposées uniquement pour répondre aux exigences des dispositions constructives

Dans les zones où la contrainte principale de traction du béton, au niveau de l'axe neutre, ne satisfait pas l'équation (7.2.6-1), il est considéré que la contrainte principale de traction (et de cisaillement) est reprise totalement par les armatures transversales d'effort tranchant et par les armatures inclinées d'effort tranchant. Ces armatures doivent être calculées selon les formules suivantes et peuvent être disposées selon le diagramme de contrainte de cisaillement (voir la figure 7.2.6)

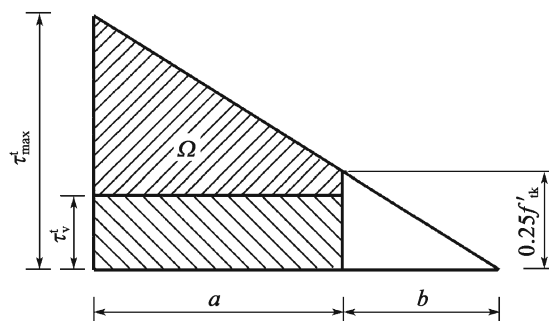


Figure 7.2.6 Répartition des contraintes de cisaillement des éléments en béton armé sollicités à la flexion
a-Zones où la contrainte de cisaillement est reprise par les armatures transversales d'effort tranchant et par les armatures inclinées d'effort tranchant ; *b*-Zones où la contrainte de cisaillement est reprise totalement par le béton

- 1 Armatures transversales sous forme de cadres

$$\tau_v^t = \frac{nA_{svl} [\sigma_s^t]}{bs_v} \quad (7.2.6-2)$$

- 2 Armatures inclinées d'effort tranchant

$$A_{sb} \geq \frac{b\Omega}{\sqrt{2} [\sigma_s^t]} \quad (7.2.6-3)$$

Avec :

τ_v^t —Contrainte principale de traction (ou de cisaillement) reprise par les armatures transversales d'effort tranchant

n —Nombre de brins d'armatures transversales disposées sous forme de cadres dans une même section

$[\sigma_s^t]$ —Limite de contrainte dans les armatures passives en situation provisoire, prise égale à $0,75f_{sk}$ selon l'article 7.2.4

A_{svl} —Section d'un brin individuel de cadre

s_v —Espacement entre cadres

A_{sb} —Section totale des armatures inclinées d'effort tranchant

Ω —Aire du diagramme de contrainte de cisaillement, correspondant à la part de contrainte reprise par les armatures inclinées d'effort tranchant

7.2.7 Lors du calcul des éléments précontraints, sollicités à la flexion, en situation provisoire, la contrainte normale du béton, générée par l'application des efforts de précontrainte et des charges extérieures, peut être calculée selon les formules des articles 6.1.6 et 7.1.3. Dans ce cas, les pertes de tension correspondant à cette phase doivent être déduites de la contrainte des armatures de précontrainte et les charges de construction doivent être prises en compte. Les caractéristiques géométriques de la section doivent être déterminées à partir de l'article 6.1.5.

7.2.8 Pour les éléments précontraints sollicités à la flexion, la contrainte normale du béton au bord de la section, générée par l'application des efforts de précontrainte, de la charge de poids

propre et des charges de construction, doit être conforme aux dispositions suivantes

1 Contrainte normale de compression

$$\sigma_{cc}^t \leq 0.70f'_{ck} \quad (7.2.8)$$

2 Contrainte normale de traction

- 1) Lorsque $\sigma_{ct}^t \leq 0.70f'_{tk}$, le ratio d'armatures longitudinales dans la zone tendue à la mise en tension, doit être supérieur ou égal à 0.2%
- 2) Lorsque $\sigma_{ct}^t = 1.15f'_{tk}$, le ratio d'armatures longitudinales dans la zone tendue à la mise en tension, doit être supérieur ou égal à 0.4%
- 3) Lorsque $0.70f'_{tk} < \sigma_{ct}^t < 1.15f'_{tk}$, le ratio d'armatures longitudinales dans la zone tendue à la mise en tension, doit être calculé par interpolation sur la base des valeurs ci-dessus.
- 4) La contrainte de traction σ_{ct}^t dans la zone tendue, à la mise en tension, doit être inférieure ou égale à $1.15f'_{tk}$.

La section des armatures de précontrainte A'_p dans la zone tendue à la mise en tension, doit être prise en compte pour les éléments précontraints par pré-tension mais pas pour les éléments précontraints par post-tension.

A'_s est la section d'armatures passives dans la zone tendue, à la mise en tension, et A est la section brute de l'élément.

Avec :

$\sigma_{cc}^t, \sigma_{ct}^t$ — Contrainte de compression du béton au bord de la zone comprimée à la mise en tension, calculée en phase provisoire.

Contrainte de traction du béton au bord de la zone tendue, à la mise en tension, calculée en phase provisoire.

f'_{ck}, f'_{tk} — Résistance caractéristique à la compression du béton en phase de fabrication, de transport et de mise en place, calculée sur la base de la résistance en compression cubique f'_{cu}

Résistance caractéristique à la traction du béton en phase de fabrication, de transport et de mise en place, calculée sur la base de la résistance en compression cubique f'_{cu}

Ces résistances peuvent être calculées par interpolation selon le tableau 3.1.3

Il convient d'adopter les armatures à haute adhérence dans les zone tendue, à la mise en tension, de manière uniformément réparties sur le bord extérieur de cette zone. Il convient que le diamètre de ces armatures soit inférieur ou égal à 14 mm.

8 Règles de calcul des éléments

8.1 Éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en

8.1.1 La partie préfabriquée des éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, sollicités en flexion, doit être vérifiée en phase de construction, conformément aux dispositions de l'article 7.2 de la présente norme.

8.1.2 Les effets des actions sur les éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, sollicités en flexion, doivent être calculés selon les deux phases suivantes :

- 1 La première phase: avant que le béton coulé en place n'atteigne la résistance caractéristique, les effets dus au poids propre de l'élément préfabriqué, au poids propre du béton coulé en place, et aux charges de construction, doivent être pris en compte.
- 2 La deuxième phase: après que le béton coulé en place a atteint la résistance caractéristique, les calculs doivent être effectués en considérant l'ensemble de l'élément sous son poids propre, les charges de superstructures, ainsi que les charges variables en phase de service.

8.1.3 Dans le calcul des éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, sollicités à la flexion, il convient de prendre en compte l'effet de la différence de retrait due à la différence d'âge entre la partie préfabriquée et la partie coulée en place.

8.1.4 La résistance à la flexion des sections droites des éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, sollicités à la flexion, et de sa partie préfabriquée, doit être calculée selon l'article 5.2. Les moments de flexion doivent être calculés selon les formules suivantes:

Pour la partie préfabriquée

$$M_{1d} = M_{1Gd} + M_{1Qd} \quad (8.1.4-1)$$

Pour les éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place (le coefficient d'importance de la structure γ_0 doit être pris en compte)

$$M_d = M_{1Gd} + M_{2Gd} + M_{2Qd} \quad (8.1.4-2)$$

Avec :

M_{1Gd} —Moment de flexion de calcul, généré par le poids propre de la partie préfabriquée et le béton frais coulé en place en première phase, qui est égal à la valeur caractéristique du moment, multipliée par un coefficient partiel de 1.2.

M_{1Qd} —Moment de flexion de calcul, généré par les charges de construction en première phase, qui est égal à la valeur caractéristique du moment, multipliée par un coefficient partiel de 1.4.

M_{2Gd} —Moment de flexion de calcul généré par le poids propre des superstructures dans la deuxième phase, qui est égal à la valeur caractéristique du moment, multipliée par un coefficient partiel de 1.2.

M_{2Qd} —Moment de flexion de calcul généré par les charges variables dans la deuxième phase, qui est égal à la valeur caractéristique du moment, multipliée par un coefficient partiel dont la valeur est prise selon les « Règles générales de conception des ponts routiers » (JTG D60).

Pour les éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, lorsque la classe de résistance du béton coulé en place est différente de celle de la partie préfabriquée, la classe de résistance de l'élément doit être égale à celle du béton coulé en place.

8.1.5 Pour les éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, sollicités en flexion, la résistance au cisaillement et la résistance à la flexion des sections inclinées, doivent être calculées selon l'article 5.2. Les coefficients partiels doivent être pris selon l'article 8.1.4. L'effort de cisaillement doit être déterminé selon les dispositions suivantes

Pour la partie préfabriquée

$$V_{1d} = V_{1Gd} + V_{1Qd} \quad (8.1.5-1)$$

Pour éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place (le coefficient d'importance de la structure γ_0 doit être pris en compte)

$$V_d = V_{1Gd} + V_{2Gd} + V_{2Qd} \quad (8.1.5-2)$$

Avec :

V_{1Gd} —Effort tranchant de calcul généré par le poids propre de la partie préfabriquée et le béton frais coulé en place en première phase.

V_{1Qd} —Effort tranchant de calcul généré par les charges de construction en première phase.

V_{2Gd} —Effort tranchant de calcul généré par le poids propre des superstructures en deuxième phase

V_{2Qd} —Effort tranchant de calcul généré par les charges variables en deuxième phase

Pour les éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, lors du calcul de l'effort tranchant résistant cumulé du béton et des armatures de cisaillement dans la section inclinée V_{cs} [voir formule (5.2.9-2)], si la classe du béton frais coulé en place est différente de celle de la partie préfabriquée, la classe minimale des deux doit être considérée pour l'ensemble de l'élément. Cependant, la résistance de calcul au cisaillement calculée à partir de la formule utilisée pour l'ensemble de l'élément, ne doit pas être inférieure à celle de la partie préfabriquée. Pour les éléments précontraints constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, le coefficient de majoration de la résistance au cisaillement, due à la précontrainte, est de $\alpha_2 = 1.0$.

8.1.6 Lorsque les poutres sollicitées en flexion, constituées de composants préfabriqués et de béton coulé en place, répondent aux exigences constructives de l'article 9.3.16 et 9.3.17, la résistance au cisaillement de l'interface, entre la partie préfabriquée et la partie coulée en place, doit être conforme aux dispositions suivantes :

$$\gamma_0 V_d \leq 0.12 f_{cd} b h_0 + 0.85 f_{sv} \frac{A_{sv}}{s_v} h_0 \quad (8.1.6)$$

Avec :

V_d —Effort tranchant de calcul maximal sur les poutres constituées de composants préfabriqués et de béton coulé en place

f_{cd} —Résistance de calcul en compression du béton. Si la classe du béton frais coulé en place est différente de celle de la partie préfabriquée, la classe minimale des deux, doit être considérée.

b —Largeur de l'interface entre la partie préfabriquée et la partie coulée en place

h_0 —Hauteur utile de la poutre constituée de composants préfabriqués et de béton coulé en place

f_{sv} —Résistance de calcul en traction des armatures transversales

A_{sv} —Section totale des brins d'armatures transversales dans un même plan vertical

s_v —Espacement entre les armatures transversales

8.1.7 Pour les dalles sollicitées en flexion, constituées de composants préfabriqués et de béton coulé en place, la résistance au cisaillement de l'interface entre la partie préfabriquée et la partie coulée en place doit être conforme aux dispositions suivantes :

$$\frac{\gamma_0 V_d}{b h_0} \leq f_{v1} \quad (8.1.7-1)$$

Avec :

V_d —Effort tranchant de calcul maximal pour les dalles constituées de composants préfabriqués

et de béton coulé en place

b —Largeur de l'interface entre la partie préfabriquée et la partie coulée en place de la dalle

h_0 —Hauteur utile de la dalle constituée de composants préfabriqués et de béton coulé en place

f_{v1} —Valeur nominale de l'effort de cisaillement (MPa) qui doit être prise égale à 2.00MPa.

Lorsque la formule (8.1.7-2) est satisfaite, les armatures de cisaillement au niveau de l'interface, doivent répondre uniquement aux dispositions constructives de l'article 9.2.7.

$$\frac{\gamma_0 V_d}{bh_0} \leq f_{v2} \quad (8.1.7-2)$$

Avec :

f_{v2} —valeur nominale de l'effort de cisaillement (MPa) qui doit être prise égale à 0.45MPa.

Lorsque la formule (8.1.7-2) n'est pas satisfaite, les armatures de cisaillement au niveau de l'interface doivent être conformes aux dispositions suivantes :

$$A_{sv} \geq 0.3 \frac{bs}{f_{sd}} \quad (8.1.7-3)$$

Avec :

A_{sv} —Section des armatures de cisaillement (mm^2) à l'interface de la partie préfabriquée avec la partie coulée en place pour une même section

s —Espacement longitudinal (mm) entre les armatures de cisaillement au niveau de l'interface

f_{sd} —Résistance de calcul en traction (MPa) des armatures de cisaillement au niveau de l'interface.

8.1.8 Pour les éléments sollicités en flexion, constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, dont les fissures ne sont pas autorisées, les résistances à la fissuration de la partie préfabriquée et de la partie coulée en place doivent être effectuées respectivement selon les articles 6.1.1 et 6.3.1. Pour ces éléments, la contrainte σ_{pc} dans les formules de l'article 6.3.1 doit être prise égale à celle qui se situe au niveau du bord de la zone comprimée lors de la mise en tension, et la résistance f_{tk} doit être prise égale à la résistance caractéristique en traction du béton de la partie préfabriquée. La contrainte du béton au bord de la zone tendue, dans la section critique de l'élément, sous combinaison fréquente et sous combinaison quasi-permanente, doit être calculée selon la formule suivante :

1 Pour la partie préfabriquée

$$\sigma_{st} = \frac{M_{1k}}{W_{01}} \quad (8.1.8-1)$$

2 Pour les éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place

$$\sigma_{st} = \frac{M_{1Gk}}{W_{01}} + \frac{M_{2s}}{W_0} \quad (8.1.8-2)$$

$$\sigma_{lt} = \frac{M_{1Gk}}{W_{01}} + \frac{M_{2l}}{W_0} \quad (8.1.8-3)$$

Avec :

M_{1k} —Le moment de flexion généré par les charges de première phase, $M_{1k} = M_{1Gk} + M_{1Qk}$.
 M_{1Gk} est la valeur caractéristique du moment de flexion généré par le poids propre de la partie préfabriquée et le béton frais coulé en place en première phase. M_{1Qk} est la valeur caractéristique du moment de flexion généré par les charges de construction en première phase.

M_{2s} —Le moment de flexion généré sous combinaison fréquente, $M_{2s} = M_{2Gk} + \sum \psi_{1i} M_{2Qik}$.
 M_{2Gk} est la valeur caractéristique du moment de flexion généré par le poids propre des superstructures. M_{2Qik} est la valeur caractéristique du moment de flexion généré par la i ème charge variable en phase de service. ψ_{1i} est le coefficient partiel de la i ème charge variable en combinaison fréquente prise selon les « Règles générales de conception des ponts routiers » (JTG D60).

M_{2l} —Le moment de flexion généré sous combinaison quasi-permanente, $M_{2l} = M_{2Gk} + \sum \psi_{2i} M_{2Qik}$.
 ψ_{2i} est le coefficient partiel pour les charges de véhicule et les charges de foule de la combinaison quasi-permanente, pris selon les « Règles générales de conception des ponts routiers » (JTG D60).
 M_{2Qik} est la valeur caractéristique du moment de flexion généré par les charges de véhicule et les charges de foule.

W_{01} —module de flexion élastique au bord de la zone tendue de la section homogénéisée de la partie préfabriquée.

W_0 —Module de flexion élastique au bord de la zone tendue de la section homogénéisée de l'élément constitué de composants préfabriqués et de béton coulé en place. Lorsque la classe de résistance de la partie coulée en place est différente de celle de la partie préfabriquée, la section de la première partie doit être homogénéisée avec celle de la dernière partie, en fonction du rapport de module d'élasticité.

8.1.9 Pour les éléments en béton précontraint constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, sollicités à la flexion, la résistance à la fissuration des sections inclinées, doit être vérifiée conformément aux dispositions données à l'article 6.3.1 pour les éléments en béton précontraint à section entièrement comprimée, et les éléments en béton précontraint à section partiellement comprimée de catégorie A. La contrainte principale du béton doit être calculée selon les dispositions de l'article 6.3.3.

8.1.10 L'ouverture des fissures doit être vérifiée pour les éléments en béton armé constitués de

composants préfabriqués et de béton coulé en place. L'ouverture maximale de fissure, calculée sous combinaison fréquente en prenant compte les effets à long terme, ne doit pas dépasser la limite donnée à l'article 6.4.2.

8.1.11 Lorsque la vérification de l'ouverture de fissure est effectuée sur un élément en béton armé constitué de composants préfabriqués et de béton coulé en place dans son ensemble, l'ouverture maximale peut être calculée selon la formule (6.4.3). Le coefficient des effets à long terme C_2 et la contrainte dans les armatures σ_{ss} doivent être calculés en application des formules suivantes

1 Coefficient des effets à long terme C_2

$$C_2 = 1 + 0.5 \frac{M_{1Gk} + M_{2l}}{M_{1Gk} + M_{2s}} \quad (8.1.11-1)$$

Les significations des symboles dans la formule sont données à l'article 8.1.8. Cependant, dans M_{2l} , le terme $\sum \psi_{2i} M_{2Qik}$ doit être pris égal à la somme des produits du coefficient partiel quasi-permanent et de la valeur caractéristique du moment de flexion de chacune des charges variables de la combinaison. Les coefficients partiels doivent être pris selon les « Règles générales de conception des ponts routiers » (JTG D60).

2 Contrainte σ_{ss} dans les armatures longitudinales des éléments en béton armé, constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, sollicités à la flexion

$$\sigma_{ss} = \sigma_{s1} + \sigma_{s2} = \frac{M_{1Gk}}{0.87A_s h_{01}} + \frac{0.5 \left(1 + \frac{h_1}{h}\right) M_{2s}}{0.87A_s h_0} \leq 0.75f_{sk} \quad (8.1.11-2)$$

Lorsque $M_{1Gk} < 0.35M_{1u}$, il faut considérer $h_1 = h$ dans la formule (8.1.11-2) avec M_{1u} la résistance de calcul en flexion de la section de l'élément préfabriqué, calculée selon les formules (5.2.2-1) ou (5.2.3-2) en remplaçant $\gamma_0 M_d$ par M_{1u} et en prenant le signe de l'égalité.

Avec :

σ_{s1} —Contrainte dans les armatures longitudinales de la partie préfabriquée, sous la valeur caractéristique du moment de flexion M_{1Gk}

σ_{s2} —Contrainte dans les armatures longitudinales des éléments constitués des composants préfabriqués et du béton coulé en place

h_1 —Hauteur de la partie préfabriquée

h —Hauteur de l'élément constitué de composants préfabriqués et de béton coulé en place

h_{01} —Hauteur utile de la partie préfabriquée

h_0 —Hauteur utile de l'élément constitué de composants préfabriqués et de béton coulé en place

A_s —Section des armatures dans la zone tendue de la partie préfabriquée

8. 1. 12 La flèche à l'état limite de service des éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, sollicités à la flexion, peut être calculée sur la base de sa rigidité à la flexion en appliquant la résistance des matériaux.

8. 1. 13 La rigidité sous combinaison fréquente des éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, sollicités à la flexion, peut être calculée selon les dispositions suivantes :

- 1 Lorsqu'un élément en béton armé constitué de composants préfabriqués et de béton coulé en place, est calculé dans son ensemble, la rigidité de l'élément doit être calculée par la formule (6. 5. 2-1) et multipliée par un coefficient de minoration de 0. 9. Dans cette formule, la rigidité à la flexion de la section non fissurée est de $B_0 = 0. 95E_{c1}I_0$ et celle de la section fissurée est de $B_{cr} = E_{c1}I_{cr}$, où E_{c1} est le module élastique du béton de la partie préfabriquée.
- 2 Pour les éléments en béton précontraint de section entièrement comprimée et les éléments en béton précontraint de section partiellement comprimée de catégorie A, il est considéré que $B_0 = 0. 80E_{c1}I_0$.

8. 1. 14 La flèche à long terme, des éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, peut être obtenue en multipliant la flèche calculée sur la base de la rigidité indiquée dans l'article 8. 1. 13, par un coefficient de majoration de long terme η_θ .

Pour les bétons de classe de résistance inférieure à C40, $\eta_\theta = 1. 80$.

Pour les bétons de classe de résistance C40 ~ C80, $\eta_\theta = 1. 65 \sim 1. 55$ et les coefficients de majoration des classes intermédiaires peuvent être calculés par interpolation linéaire.

Pour les éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, la flèche à long terme, en phase de service, générée par les charges de véhicule (sans effets dynamiques) et les charges de foule, sous combinaison fréquente, ne doit pas dépasser la limite donnée dans l'article 6. 5. 3.

NOTA : Si la classe du béton de la partie préfabriquée est différente de celle du béton frais coulé en place, la première doit être prise en compte dans le calcul.

8. 1. 15 Pour les éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place,

sollicités à la flexion, la flèche ascendante lors de la mise en tension, peut être calculée par la résistance des matériaux, en prenant en compte la rigidité à la flexion de la partie préfabriquée, $E_{cl} I_{01}$. La flèche ascendante doit être obtenue en multipliant la flèche précédente par un coefficient de majoration à long terme de 1.75. Dans les calculs, la contrainte dans les armatures de précontrainte s'entend après pertes de tension.

8.1.16 La contre-flèche de la partie préfabriquée des éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, sollicités à la flexion, peut être calculée selon les dispositions de l'article 6.5.5.

8.1.17 Pour les éléments en béton précontraint, constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, sollicités à la flexion, les calculs en service doivent être effectués selon les dispositions de l'article 7.1.

8.2 Zone d'ancrage des éléments précontraints par post-tension

8.2.1 Pour les éléments en béton, précontraints par post-tension, la résistance des sections dans les zones d'ancrage de la précontrainte doit être conforme aux dispositions suivantes:

- 1 La résistance à la compression du prisme de première régularisation sous la plaque d'ancrage doit satisfaire aux dispositions de l'article 5.7.
- 2 La résistance à la traction dans la zone d'équilibre général de l'élément doit être conforme à:

$$\gamma_0 T_{(.),d} \leq f_{sd} A_s \quad (8.2.1)$$

Avec:

$T_{(.),d}$ —Effort de calcul de traction dans la zone d'équilibre général.

Pour les ancrages disposés en extrémité des éléments, l'effort de fendage $T_{b,d}$, l'effort d'éclatement $T_{s,d}$ ainsi que l'effort de traction au bord $T_{et,d}$ peuvent être calculés selon les dispositions des articles 8.2.2 ~ 8.2.5 ou par le modèle bielles-tirants. Pour les bossages d'ancrage, les efforts de traction pour les cinq parties tendues, peuvent être calculés selon les dispositions de l'article 8.2.6 ou par le modèle bielles-tirants.

f_{sd} —Résistance de calcul à la traction des armatures passives

A_{st} —Section des armatures qui fonctionnent en tant que tirant dans la zone indiquée à l'article 9.4.18 et l'article 9.4.20.

NOTA:

- 1 Pour les ancrages disposés en extrémité des éléments, la section de la zone de régularisation

des contraintes correspond à la section transversale en extrémité de l'élément, et la longueur de la zone de régularisation des contraintes dans la direction longitudinale, est prise égale à la plus grande des valeurs que sont 1.2 fois la hauteur de la poutre ou la largeur de la poutre.

Pour les bossages d'ancrage, la largeur de la zone de régularisation des contraintes, prise égale à 3 fois la largeur du bossage, et la longueur de la zone de régularisation selon la direction longitudinale, est prise égale à la somme de la longueur du bossage et 2 fois l'épaisseur de la paroi.

- 2 Le prisme local désigne le volume dont la surface correspond à la surface directement comprimée sous la plaque d'ancrage, et dont la profondeur est égale à 1.2 fois la dimension la plus grande de la plaque d'ancrage.
- 3 La zone d'équilibre général est la zone résiduelle correspondant à la zone de régularisation des contraintes, de laquelle on vient déduire le prisme local ou prisme de première régularisation.

8.2.2 Il convient de calculer l'effort de fendage $T_{b,d}$ (Figure 8.2.2) dans la zone sous la plaque d'ancrage d'about selon les dispositions suivantes

- 1 Effort de fendage généré par un seul ancrage de précontrainte

$$T_{b,d} = 0.25P_d(1 + \gamma)^2 \left[(1 - \gamma) - \frac{a}{h} \right] + 0.5P_d |\sin \alpha| \quad (8.2.2-1)$$

Distance entre le point d'application de l'effort de fendage et l'about de l'élément :

$$d_b = 0.5(h - 2e) + e \sin \alpha \quad (8.2.2-2)$$

Avec :

P_d —Effort de calcul à la mise en tension, pris égal à 1.2 fois l'effort limite à la mise en tension

a —Épaisseur de la plaque d'ancrage

h —Hauteur de la section au niveau de l'ancrage

e —Excentricité de l'effort d'ancrage, égale à la distance entre le point d'application de l'effort de précontrainte et le centre de gravité de la section

γ —Taux d'excentricité de l'effort d'ancrage dans la section, $\gamma = 2e/h$

α —Angle d'inclinaison de l'effort d'ancrage, compris entre $-5^\circ \sim +20^\circ$. Si le sens de l'effort d'ancrage est dirigé vers le centre de gravité de la section, l'angle est positif. Si le sens de l'effort d'ancrage s'écarte du centre de gravité de la section, l'angle est négatif.

- 3 Pour un groupe d'ancrages reserrés, il convient d'introduire la résultante des efforts des ancrages dans la formule (8.2.2-1) pour le calcul de l'effort de fendage.
- 4 Pour un groupe d'ancrages non-reserrés, il convient de calculer l'effort de fendage pour chacun des ancrages et de prendre en compte l'effort maximal.

NOTA :

- 1 Lorsque la distance entre les centres des plaques d'ancrage adjacents est inférieure à 2 fois leur largeur (voir figure 8.2.2 b), la disposition des ancrages est considérée comme étant reserrée. Dans le cas contraire, la disposition des ancrages est considérée comme étant non-reserrée
- 2 Pour un groupe d'ancrages reserrés, la largeur totale des plaques d'ancrage est prise égale à la distance entre les bords extérieurs des plaques d'ancrage les plus extérieures.

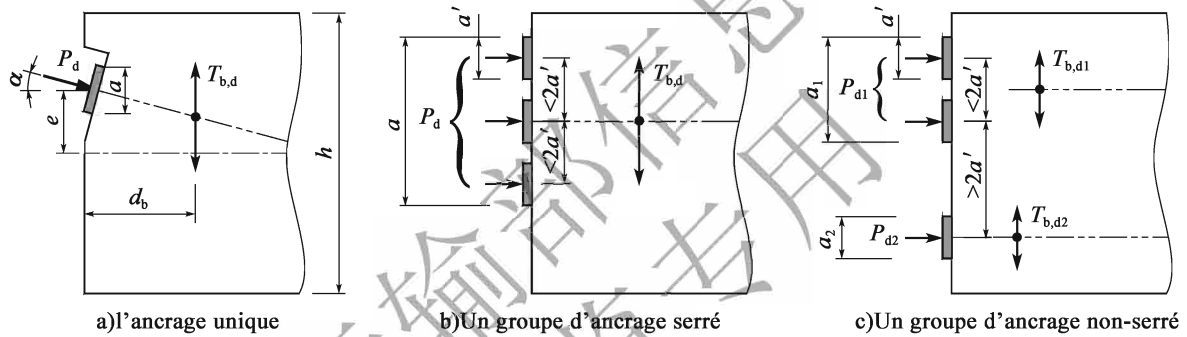


Figure 8.2.2 Calcul de l'effort de fendage dans la zone d'ancrage d'about

8.2.3 Il convient de calculer l'effort d'éclatement $T_{s,d}$ (voir figure 8.2.3) dû à l'effort de compression local, sous la plaque d'ancrage, selon la formule suivante

$$T_{s,d} = \begin{cases} 0.02 \max \{ P_{di} \} & \gamma \leq 1/3 \\ \max (T_{et,d}, 0.02 \max \{ P_{di} \}) & \gamma > 1/3 \end{cases} \quad (8.2.3)$$

Avec

P_{di} —effort de calcul de l'ancrage i sur la même section d'about.

8.2.4 Lorsque la distance entre les points d'application de deux efforts d'ancrage adjacentes est supérieure à 1/2 de la hauteur de la section d'ancrage d'about, il convient de calculer l'effort d'éclatement entre ces ancrages séparés par une certaine distance (voir figure 8.2.4) selon la formule suivante et cet effort doit être supérieur ou égal à 0.02 fois l'effort de calcul maximal d'ancrage

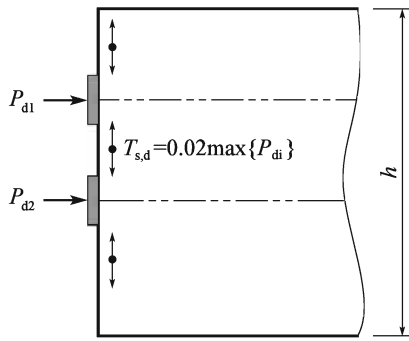


Figure 8.2.3 Calcul de l'effort d'éclatement autour des ancrages

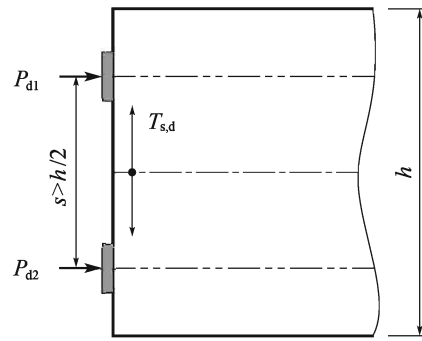


Figure 8.2.4 Calcul de l'effort d'éclatement entre ancrages séparés par une certaine distance

$$T_{s,d} = 0.45 \bar{P}_d \cdot \left(\frac{2s}{h} - 1 \right) \quad (8.2.4)$$

Avec :

\bar{P}_d —Moyenne des efforts d'ancrage au niveau des deux ancrages, $\bar{P}_d = (P_{d1} + P_{d2})/2$

s —Distance entre les centres des deux plaques d'ancrage

h —Hauteur de la section d'ancrage d'about

8.2.5 Il convient de calculer l'effort de traction au niveau de la surface extérieure de la zone d'ancrage d'about (Figure 8.2.5) selon la formule suivante

$$T_{et,d} = \begin{cases} 0 & \gamma \leq 1/3 \\ \frac{(3\gamma - 1)^2}{12\gamma} P_d & \gamma > 1/3 \end{cases} \quad (8.2.5)$$

Avec :

γ —taux d'excentricité de l'effort d'ancrage dans la section, $\gamma = 2e/h$

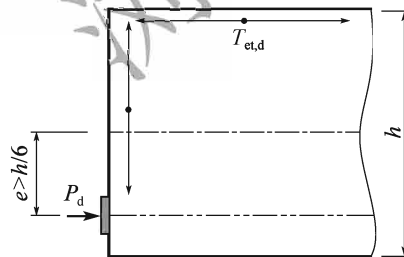


Figure 8.2.5 Calcul de l'effort de traction au niveau de la surface extérieure de la zone d'ancrage d'about

8.2.6 Il convient de calculer les efforts de calcul de traction dans les cinq zones tendues du bossage triangulaire selon les dispositions suivantes :

1 Effort de fendage à la sortie des dispositifs d'ancrage

$$T_{b,d} = 0.25 P_d \left(1 - \frac{a}{2d} \right) \quad (8.2.6-1)$$

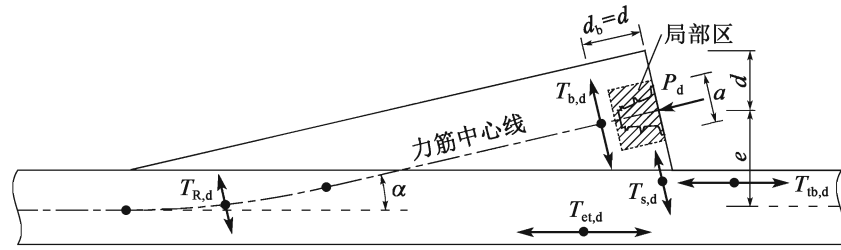


Figure 8.2.6 zones tendues du bossage triangulaire des armatures de précontrainte par post-tension

Avec d la distance entre le centre de l'effort d'ancrage et le bord supérieur du bossage.

- 2 Effort de traction au niveau de la base du bossage

$$T_{s,d} = 0.04P_d \quad (8.2.6-2)$$

- 3 Effort de traction par entrainement derrière le bossage

$$T_{t,b,d} = 0.2P_d \quad (8.2.6-3)$$

- 4 Effort de traction sur la paroi extérieure, dû à la flexion locale

$$T_{e,t,d} = \frac{(2e - d)^2}{12e(e + d)} P_d \quad (8.2.6-4)$$

avec :

e —distance entre le point d'application de l'effort d'ancrage et l'axe de la paroi

- 5 Effort de traction généré par le changement de direction de la précontrainte

$$T_{R,d} = P_d \alpha \quad (8.2.6-5)$$

Avec :

α —angle formé par les tangents de l'armature de précontrainte avant et après la déviation(rad)。

8.3 Entretoises sur appuis

8.3.1 Le calcul dans la direction transversale du pont, doit être effectué pour les entretoises sur appuis qui peuvent être considérées en tant qu'éléments indépendants soumis aux efforts transmis par les âmes. Lorsque le rapport entre la largeur et la hauteur du diaphragme $B_w/h > 2$, le calcul de l'entretoise peut être effectué selon les règles présentées aux chapitres 5 à 7, relatives au béton armé pour des éléments sollicités à la flexion. Lorsque $B_w/h \leq 2$, le calcul de l'entretoise peut être effectué selon les règles applicables aux zones de régularisation des contraintes. Dans ces calculs, B_w est la distance entre les plans moyens des âmes disposées des deux côtés et h est la hauteur de l'entretoise.

8.3.2 Pour les entretoises situées dans un caisson à cellule unique, lorsque $0.5 \leq B_w/h \leq 2$, le calcul de la résistance à la traction transversale des zones tendues, en haut de l'entretoise, peut être effectué selon les dispositions suivantes :

$$\gamma_0 T_{t,d} \leq f_{sd} A_s + f_{pd} A_p \quad (8.3.2-1)$$

$$T_{t,d} = [0.20 + (B_w/h - 0.5)(0.87 - s/B_w)] \cdot V_d \quad (8.3.2-2)$$

Avec :

$T_{t,d}$ —Effort de traction dans le tirant en haut de l'entretoise, voir figure 8.3.2

V_d —Effort de cisaillement vertical transmis à l'entretoise par l'âme d'un seul côté. Dans le cas où le caisson s'appuie sur deux appareils d'appui, la valeur de V_d est prise égale à l'effort de calcul de la réaction d'appui d'un appareil d'appui F_d . Dans le cas où le caisson s'appuie sur un seul appareil d'appui, la valeur de V_d est prise égale à 1/2 de l'effort de calcul de la réaction d'appui, soit $V_d = F_d/2$.

s —Dans le cas où le caisson s'appuie sur deux appareils d'appui, s est la distance entre les centres des deux appareils d'appui. Dans le cas où le caisson s'appuie sur un seul appareil d'appui, s est pris égale à 1/2 de la largeur a de la plaque d'appui.

h —Hauteur de l'entretoise au niveau de la section sur appuis.

B_w —Dans le cas des âmes verticales, B_w est la distance entre plans moyens des âmes situées des deux côtés. Dans le cas des âmes inclinées, B_w est la distance entre les centres des plans moyens des âmes.

f_{sd}, f_{pd} —Résistance de calcul à la traction des armatures passives et des armatures de précontrainte

A_s, A_p —Section des armatures passives et des armatures de précontrainte qui servent de tirant.

Dans la direction longitudinale du caisson, les sections d'armatures doivent être prises en compte dès lors qu'elles sont disposées dans la zone, dont la longueur est égale à trois fois l'épaisseur de l'entretoise, zone centrée sur le plan moyen de cette dernière. Dans la direction verticale, les sections d'armatures situées dans l'épaisseur du hourdis supérieur doivent être prises en compte.

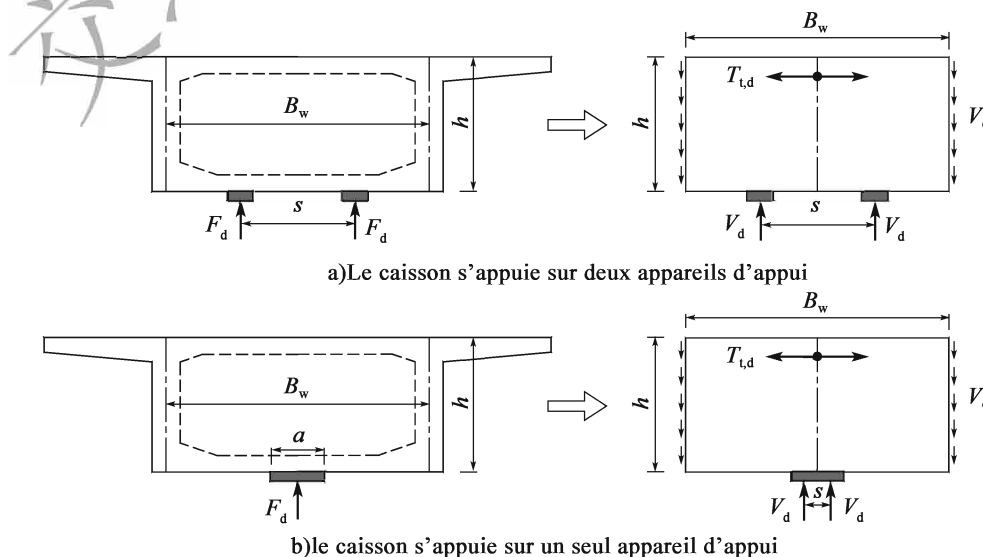


Figure 8.3.2 Calcul de l'effort de traction en haut de l'entretoise au niveau de la section sur appui

8.4 Chevêtres sur piles et sur culées

8.4.1 Il convient de considérer les connexions entre chevêtres et poteaux comme des connexions rigides et de considérer pour portée de calcul des chevêtres la distance entre centres des poteaux supports.

8.4.2 Les chevêtres doivent être calculés selon les dispositions suivantes

- 1 Lorsque le rapport entre la portée et la hauteur au milieu du chevêtre est de $l/h > 5.0$, le chevêtre doit être calculé comme un élément en béton armé normal, selon les dispositions des chapitres 5 à 7. Lorsque le rapport entre la portée et la hauteur, au milieu du chevêtre est de $2.5 < l/h \leq 5.0$, la résistance du chevêtre doit être calculée selon les articles 8.4.3 à 8.4.5. Dans ces calculs, l est la portée de calcul du chevêtre déterminée selon l'article 8.4.1 et h est la hauteur du chevêtre.
- 2 La résistance de la partie en porte-à-faux du chevêtre doit être calculée selon les articles 8.4.6 à 8.4.7.

8.4.3 La résistance à la flexion de la section droite des chevêtres en béton armé, doit être conforme aux dispositions suivantes :

$$\gamma_0 M_d \leq f_{sd} A_s z \quad (8.4.3-1)$$

$$z = \left(0.75 + 0.05 \frac{l}{h} \right) (h_0 - 0.5x) \quad (8.4.3-2)$$

Avec :

M_d —Moment de flexion de calcul maximal appliqué sur le chevêtre.

f_{sd} —Résistance de calcul en traction des armatures passives longitudinales

A_s —Section transversale des armatures passives dans la zone tendue

z —Bras de levier des efforts internes

x —Hauteur de la zone comprimée, calculée selon la formule (5.2.2-2)

h_0 —Hauteur utile de la section transversale

8.4.4 La résistance au cisaillement de la section droite des chevêtres en béton armé, doit être conforme aux dispositions suivantes :

$$\gamma_0 V_d \leq 0.33 \times 10^{-4} \left(\frac{l}{h} + 10.3 \right) \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 \quad (8.4.4)$$

Avec :

V_d —Effort tranchant de calcul au niveau de la section de calcul (kN)

b —Largeur de la section du chevêtre (mm)

h_0 —Hauteur utile de la section du chevêtre (mm)

$f_{cu,k}$ —Résistance caractéristique en compression de l'éprouvette cubique en béton

8.4.5 La résistance au cisaillement de la section inclinée des chevêtres en béton armé, doit être conforme aux dispositions suivantes :

$$\gamma_0 V_d \leq 0.5 \times 10^{-4} \alpha_1 \left(14 - \frac{l}{h} \right) b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k} \rho_{sv} f_{sv}}} \quad (8.4.5)$$

Avec :

V_d —Effort tranchant de calcul au niveau de la section de calcul (kN)

α_1 —Coefficient d'influence du changement de signe des moments. Lors du calcul de la résistance au cisaillement des sections proches de l'appui de rive, $\alpha_1 = 1.0$. Lors du calcul de la résistance au cisaillement des sections proches des appuis intermédiaires, $\alpha_1 = 0.9$.

P —Ratio d'armatures longitudinales dans la zone tendue de la section. $P = 100\rho$, $\rho = A_s / b h_0$. La valeur maximale de P est prise égale à 2.5 si sa valeur réelle est supérieure à 2.5.

ρ_{sv} —Ratio d'armatures transversales, $\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{b s_v}$ où A_{sv} est la somme des sections des brins d'armatures transversales dans une même section, et s_v est l'espacement des armatures transversales. Le ratio d'armatures transversales, doit être conforme aux dispositions de l'article 9.3.12.

f_{sv} —Résistance caractéristique en traction des armatures transversales (MPa)

b —Largeur de la section du chevêtre (mm)

h_0 —Hauteur utile de la section du chevêtre (mm)

8.4.6 Lorsque les efforts verticaux sont appliqués sur la partie en porte-à-faux, à l'extérieur du poteau support du chevêtre en béton armé, le calcul doit être conforme aux dispositions suivantes :

1 Lorsque la distance horizontale entre le point d'application de l'effort vertical et le bord du poteau est supérieure à la hauteur de la section du chevêtre (de manière équivalente, les poteaux de section circulaire peuvent être considérés comme des poteaux de section carrée, de côté égal à 0.8 fois le diamètre), la partie en porte-à-faux du chevêtre est calculée comme un élément normal en béton armé selon les chapitres 5 à 7.

2 Lorsque la distance horizontale entre le point d'application de l'effort vertical et le bord du poteau est inférieure ou égale à la hauteur de la section du chevêtre, la résistance en traction de la partie en porte-à-faux du chevêtre, peut être calculée en utilisant le modèle bielle-tirant selon les formules suivantes

$$\gamma_0 T_{t,d} \leq f_{sd} A_s + f_{pd} A_p \quad (8.4.6-1)$$

$$T_{t,d} = \frac{x + b_c/2}{z} F_d \quad (8.4.6-2)$$

Avec :

$T_{t,d}$ —Effort de calcul de traction du tirant en haut du chevêtre.

f_{sd}, f_{pd} —Résistance de calcul en traction des armatures passives et des armatures de précontrainte

A_s, A_p —Section des armatures passives et des armatures de précontrainte qui servent de tirant.

F_d —Effort vertical de calcul appliqué sur la partie en porte-à-faux du chevêtre, pris selon la combinaison fondamentale

b_c —Largeur du poteau support. Dans le cas de poteaux de section carrée, la largeur est prise égale à la longueur du côté de la section. Dans le cas de poteaux de section circulaire, la largeur est prise égale à 0.8 fois le diamètre.

x —Distance horizontale entre le point d'application de l'effort vertical et le bord du poteau

h_0 —Hauteur utile de la section du chevêtre

z —Bras de levier des efforts internes du chevêtre, peut être pris égal à $z = 0.9h_0$

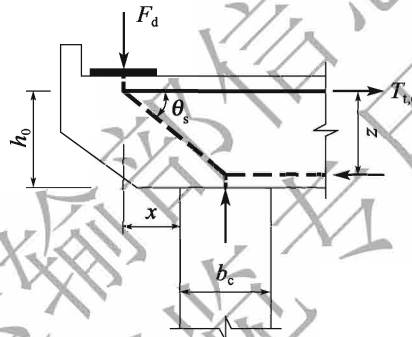


Figure 8.4.6 Modèle bielle-tirant de la partie en porte-à-faux du chevêtre

8.4.7 Pour les parties au sommet d'une pile unique, qui supporte deux appareils d'appui, la résistance à la traction du chevêtre peut être calculée à l'aide du modèle bielle-tirant selon les formules suivantes

$$\gamma_0 T_{t,d} \leq f_{sd} A_s \quad (8.4.7-1)$$

$$T_{t,d} = 0.45 F_d \left(\frac{2s - b'}{h} \right) \quad (8.4.7-2)$$

Avec :

$T_{t,d}$ —Effort de calcul de traction du tirant en haut du chevêtre

F_d —Effort vertical appliqué sur le chevêtre, pris selon la combinaison fondamentale

s —Distance entre les centres des deux appareils d'appui

h —Hauteur du chevêtre dans la zone de largeur variable. Si $h > b$, la valeur de h doit être prise égale à b , qui est la largeur transversale du chevêtre.

b' —Largeur transversale du chevêtre ou du fût de la pile de la section située à la distance h du sommet du chevêtre.

f_{sd} —Résistance de calcul en traction des armatures passives

A_{st} —Section des armatures passives qui servent de tirant. Les armatures qui se situent en haut du chevêtre, dans la zone de hauteur de $2h/9$, doivent être prises en compte.

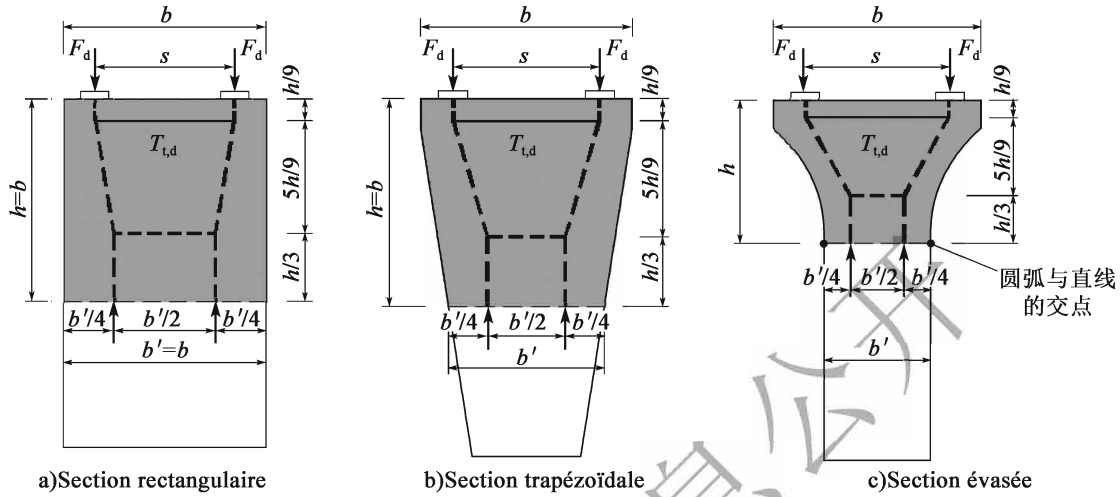


Figure 8.4.7 Modèle bielle-tirant pour le calcul des armatures des trois types de chevêtre au sommet d'une pile unique

8.4.8 Lorsque le rapport entre portée et hauteur, au milieu du chevêtre est de $2.5 < l/h \leq 5.0$, l'ouverture maximale des fissures des chevêtres en béton armé, doit être calculée selon les dispositions de l'article 6.4.3. La valeur du coefficient C_3 doit être prise égale à $\frac{1}{3} \left(\frac{0.4l}{h} + 1 \right)$ et cette valeur ne doit pas dépasser la limite donnée dans l'article 6.4.2.

8.4.9 Lorsque le rapport entre portée et hauteur au milieu du chevêtre est de $l/h > 5.0$, il convient de vérifier la flèche selon les dispositions de l'article 6.5.

8.5 Pieux et Semelles

8.5.1 Pour le calcul des semelles, l'effort vertical appliqué par un pieu sur la surface inférieure de la semelle, peut être calculé selon la formule suivante

$$N_{id} = \frac{F_d}{n} \pm \frac{M_{xd}y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{yd}x_i}{\sum x_i^2} \quad (8.5.1)$$

Avec :

N_{id} —Effort vertical appliqué sur la surface inférieure de la semelle, par le i ème pieu

F_d —Effort de calcul vertical généré par les combinaisons des charges qui se situent au-dessus de la surface inférieure de la semelle

M_{xd} 、 M_{yd} —Moment de calcul selon l'axe x , du groupe de pieux, généré par les combinaisons des charges qui se situent au-dessus de la surface inférieure de la semelle

Moment de calcul selon l'axe y du groupe de pieux, généré par les combinaisons des charges qui se situent au-dessus de la surface inférieure de la semelle

n —Nombre de pieux total en-dessous de la semelle

x_i, y_i —Distance entre le centre de la i ème rangée de pieux et l'axe y .

distance entre le centre de la i ème rangée de pieux et l'axe x .

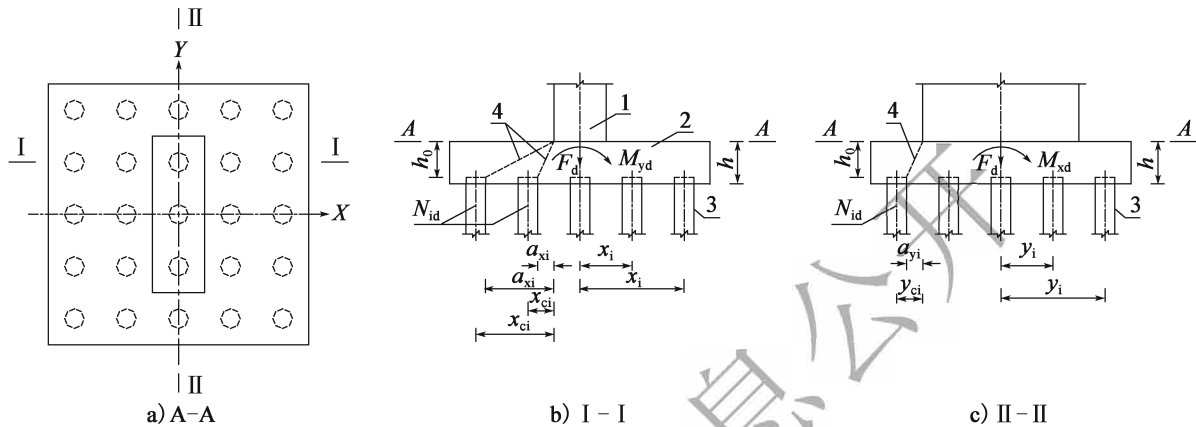


Figure 8.5.1 Calcul des pieux et des semelles

1-Fût de pile;2-Semelle;3-Pieux;4-Section inclinée de rupture par cisaillement

8.5.2 Lorsque la distance entre le centre des pieux de la rangée la plus extérieure, et le bord du fût de pile ou de la culée, est supérieure à la hauteur de la semelle, la résistance à la flexion de la section droite de la semelle, qui est perpendiculaire à l'axe x ou perpendiculaire à l'axe y , cette résistance peut être calculée selon les dispositions de l'article 5.2, en la considérant comme section d'une poutre en porte-à-faux.

1 Largeur de la semelle

- 1) Lorsque la distance entre les centres des pieux adjacents n'est pas supérieure à 3 fois le côté des pieux de section carrée ou 3 fois le diamètre des pieux de section circulaire, la largeur est prise égale à la largeur totale de la semelle.
- 2) Lorsque la distance entre les centres des pieux adjacents est supérieure à 3 fois le côté des pieux de section carrée ou 3 fois le diamètre des pieux de section circulaire, la largeur de calcul de la semelle doit être calculée selon la formule suivante

$$b_s = 2a + 3D(n - 1) \quad (8.5.2-1)$$

Avec :

b_s —Largeur de la semelle

a —Distance entre le centre des pieux de la rangée la plus extérieure, qui sont parallèles à la section de calcul, et le bord de la semelle

D —Côté ou diamètre de la section des pieux

n —Nombre de pieux parallèles à la section de calcul

- 2 Le moment de flexion de la section de la semelle, doit être déterminé selon les formules suivantes

$$M_{x_{cd}} = \sum N_{id} y_{ci} \quad (8.5.2-2)$$

$$M_{y_{cd}} = \sum N_{id} x_{ci} \quad (8.5.2-3)$$

Avec :

$M_{x_{cd}}$ et $M_{y_{cd}}$ —Moment de flexion dans la section de calcul, selon l'axe x , généré par les efforts verticaux appliqués par les rangées de pieux situés à l'extérieur de la section de calcul.

Moment de flexion dans la section de calcul, selon l'axe y , généré par les efforts verticaux appliqués par les rangées de pieux situés à l'extérieur de la section de calcul.

N_{id} —Effort vertical de calcul de la i ème rangée de pieux situés à l'extérieur de la section de calcul, pris égal au produit du nombre de pieux de la i ème rangée et de l'effort vertical maximal sollicitant le pieu individuel de cette rangée.

x_{ci} et y_{ci} —Distance entre le centre de la i ème rangée de pieux et la section de calcul perpendiculaire à l'axe y

Distance entre le centre de la i ème rangée de pieux et la section de calcul perpendiculaire à l'axe x

- 8.5.3 Lorsque la distance entre le centre des pieux de la rangée la plus extérieure, et le bord du fût de pile ou de culée, est supérieure à la hauteur de la semelle, la résistance au cisaillement de la section inclinée doit être conforme aux dispositions suivantes

$$\gamma_0 V_d \leq (0.9 \times 10^{-4}) \frac{(2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k}}}{m} b_s h_0 \quad (8.5.3)$$

Avec :

V_d —Effort tranchant total maximal (kN) généré par les efforts verticaux maximaux des rangées de pieux situés à l'extérieur de la section inclinée. L'effort vertical de chacune des rangées de pieux, est pris égal au produit du nombre de pieux de cette rangée et de l'effort vertical maximal du pieu individuel de cette rangée

$f_{cu,k}$ —Résistance caractéristique à la compression (MPa) de l'éprouvette cubique en béton de 150mm de côté.

P —Ratio d'armatures longitudinales dans la section inclinée. $P = 100\rho$, $\rho = A_s/bh_0$. La valeur maximale de P est prise égale à 2.5 si sa valeur réelle est supérieure à 2.5.

A_s —section d'armatures longitudinales tendues dans la largeur de calcul de la section de la semelle (voir l'article 8.5.2)

m —Rapport entre la travée où l'on calcule le cisaillement et la hauteur effective, $m = a_{xi}/h_0$ ou

$m = a_{yi}/h_0$. La valeur minimale de m est prise égale à 0.5 si sa valeur réelle est inférieure à 0.5.

a_{xi} est la distance entre le bord du fût de pile dans la direction de l'axe x , et le bord des pieux de la i ème rangée, à l'extérieur de la section inclinée de calcul.

a_{yi} est la distance entre le bord du fût de pile dans la direction de l'axe y , et le bord des pieux de la i ème rangée, à l'extérieur de la section inclinée de calcul.

Les poteaux de section circulaire peuvent être considérés comme des poteaux de section carrée de côté égal à 0.8 fois le diamètre

b_s —Pour la largeur de calcul de la semelle (mm), voir les dispositions concernant la largeur de calcul de la résistance à la flexion de la section droite dans l'article 8.5.2.

h_0 —Hauteur de la semelle (mm)

Lorsqu'il existe plusieurs sections inclinées de rupture possibles dans la même direction de la semelle, la résistance au cisaillement doit être vérifiée pour chacune de ces sections inclinées.

8.5.4 Lorsque la distance entre le centre des pieux de la rangée la plus extérieure et le bord du fût de pile ou de culée, est inférieure ou égale à la hauteur de la semelle, la résistance limite peut être calculée selon la méthode bielle-tirant de l'Annexe B

- 1 La résistance en compression des bielles inclinées doit être conforme aux dispositions suivantes

$$\gamma_0 C_{i,d} \leq t b_s f_{ce,d} \quad (8.5.4-1)$$

$$f_{ce,d} = \frac{\beta_c f_{cd}}{0.8 + 170 \varepsilon_1} \leq 0.85 \beta_c f_{cd} \quad (8.5.4-2)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{T_{i,d}}{A_s E_s} + \left(\frac{T_{i,d}}{A_s E_s} + 0.002 \right) \cot^2 \theta_i \quad (8.5.4-3)$$

$$t = b \sin \theta_i + h_a \cos \theta_i \quad (8.5.4-4)$$

$$h_a = s + 6d \quad (8.5.4-5)$$

Avec :

$C_{i,d}$ —Effort de calcul dans les bielles, $C_{1,d} = N_{1d}/\sin \theta_1$, $C_{2,d} = N_{2d}/\sin \theta_2$, avec N_{1d} et N_{2d} respectivement effort vertical maximal d'un pieu individuel dans la première rangée de pieux et dans la deuxième rangée de pieux sous la partie de la semelle en porte-à-faux. L'effort de calcul vertical est déterminé selon la formule (8.5.1). Dans le calcul de la résistance des bielles selon la formule (8.5.4-1), le terme $C_{i,d}$ doit être pris égal à la valeur la plus grande entre $C_{1,d}$ et $C_{2,d}$

θ_i —Angle formé par la bielle inclinée et le tirant, $\theta_1 = \tan^{-1} \frac{h_0}{a + x_1}$, $\theta_2 = \tan^{-1} \frac{h_0}{a + x_2}$,

avec h_0 hauteur utile de la semelle. a distance entre le point d'intersection de l'axe de la bielle, avec la surface supérieure de la semelle et le bord du fût de la

pile, il est considéré que $a = 0.15h_0$. x_1 et x_2 sont les distances entre les centres des pieux et les bords du fût de la pile.

$f_{ce,d}$ —Résistance de calcul en compression des bielles. La valeur du coefficient β_c doit être prise selon l'Annexe B.

t —Hauteur de calcul des bielles

b_s —Largeur de calcul des bielles, prise selon les dispositions de l'article 8.5.2

b —Largeur support du pieu. Dans le cas de poteau de section carrée, la largeur est prise égale à la longueur du côté de la section. Dans le cas de poteaux de section circulaire, la largeur est prise égale à 0.8 fois le diamètre.

A_s —Section des armatures tendues comprise dans la largeur de calcul de la bielle b_s (qui est également la largeur de calcul du tirant)

s —Distance entre le centre de gravité des armatures du tirant les plus hautes et la surface inférieure de la semelle

d —Diamètre des armatures du tirant. Lorsque les armatures de différents diamètres sont utilisées, d est la moyenne pondérée des diamètres.

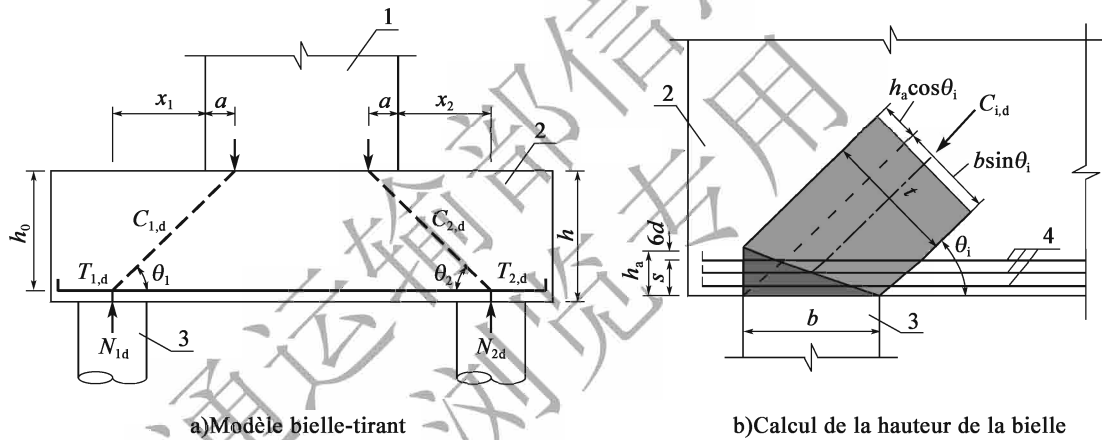


Figure 8.5.4 Calcul de la semelle selon le modèle bielle-tirant

1-Fût de la pile;2-Semelle;3-Pieu;4-Armatures du tirant

2 拉 La résistance du tirant doit être conforme aux dispositions suivantes

$$\gamma_0 T_{i,d} \leq f_{sd} A_s \quad (8.5.4-6)$$

Avec :

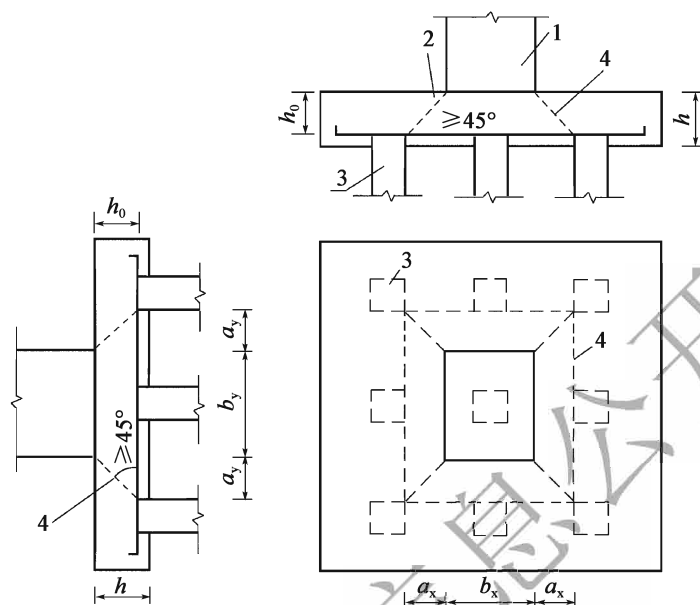
$T_{i,d}$ —Effort de calcul du tirant pris égal à la valeur la plus grande des deux valeurs que sont $T_{1,d}$ et $T_{2,d}$. avec $T_{1,d} = N_{1d} / \tan \theta_1$, $T_{2,d} = N_{2d} / \tan \theta_2$

f_{sd} —Résistance à la traction des armatures du tirant

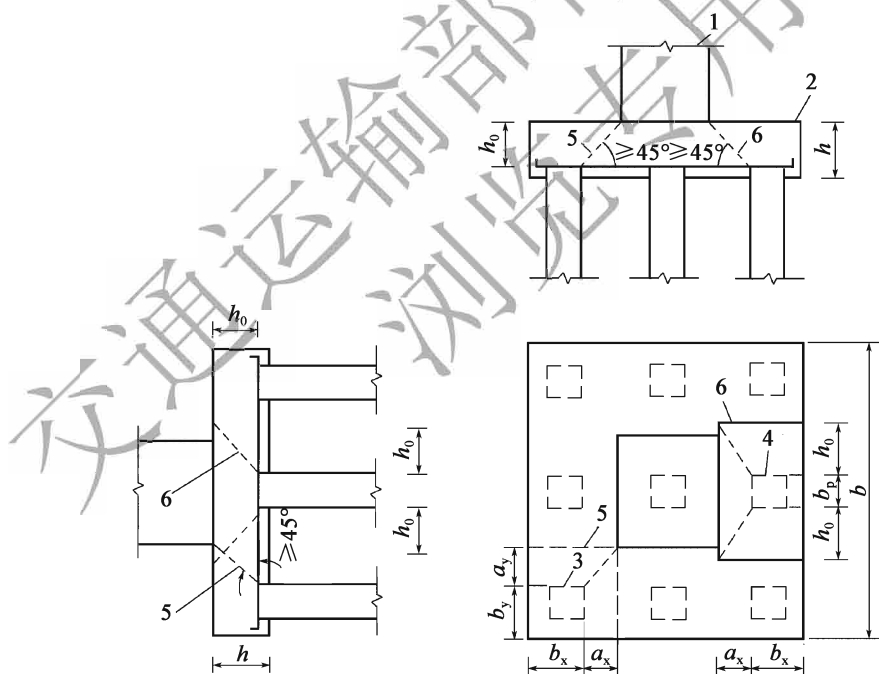
A_s —Section des armatures tendues dans le tirant, comprise dans la largeur de calcul de la bielle b_s (qui est également la largeur de calcul du tirant)

Selon la largeur perpendiculaire à la direction du tirant, les armatures du tirant doivent être disposées conformément au point 2 de l'article 9.6.7. Le ratio d'armatures disposées dans la largeur de calcul du tirant b_s ne doit pas être inférieur à 0.15.

8.5.5 Le calcul de vérification au poinçonnement des semelles doit être effectué selon les dispositions suivantes :



a)prisme de poinçonnement en-dessous des poteaux et des piles
1-poteaux et piles; 2-semelle; 3-pieu; 4-prisme de poinçonnement



b)prisme de poinçonnement au-dessus des pieux dans l'angle et des pieux sur le bord
1-poteaux et piles; 2; semelle; 3-pieux dans l'angle de la semelle;
4-pieux sur le bord de la semelle;
5-prisme de poinçonnement au-dessus des pieux dans l'angle de la semelle;
6-prisme de poinçonnement au-dessus des pieux sur le bord de la semelle

Figure 8.5.5 prisme de poinçonnement dans la semelle

- 1 Le prisme de poinçonnement en-dessous des poteaux et des piles, est formé en reliant le bord des poteaux et des piles, aux bords des sommets des pieux concernés. Les sommets des pieux se situent sous la surface supérieure de la semelle, à une distance égale à la hauteur utile h_0 . L'angle formé par la surface latérale du prisme de poinçonnement et le plan horizontal, ne doit pas être inférieur à 45° . Si l'angle réel est inférieur à 45° , il est considéré égal à 45° .

La résistance de la semelle, au poinçonnement des poteaux et des piles, doit être conforme aux dispositions suivantes

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 0.6 f_{td} h_0 [2\alpha_{px} (b_y + a_y) + 2\alpha_{py} (b_x + a_x)] \quad (8.5.5-1)$$

$$\alpha_{px} = \frac{1.2}{\lambda_x + 0.2} \quad (8.5.5-2)$$

$$\alpha_{py} = \frac{1.2}{\lambda_y + 0.2} \quad (8.5.5-3)$$

Avec :

F_{ld} —Effort de poinçonnement appliqué sur le prisme, peut être pris égal à la différence entre l'effort vertical descendant des poteaux ou des piles et les réactions verticales ascendantes des pieux dans l'étendue du prisme

b_x, b_y —Dimensions de la surface d'application, des efforts des poteaux et des piles [voir figure 8.5.5a)]

a_x, a_y —Distance horizontale entre le bord de la surface supérieure du prisme de poinçonnement et le bord de sa surface inférieure, qui est aussi égale à la distance horizontale entre le bord des poteaux ou des piles, et le bord des pieux concernés. Cette valeur ne doit pas être supérieure à h_0 [voir figure 8.5.5a)]

λ_x, λ_y — $\lambda_x = a_x/h_0, \lambda_y = a_y/h_0$, Lorsque $a_x < 0.2h_0$ ou $a_y < 0.2h_0$, il est considéré que $a_x = 0.2h_0$ ou $a_y = 0.2h_0$

α_{px}, α_{py} —Coefficients de résistance au poinçonnement correspondant à λ_x et à λ_y

f_{td} —Résistance de calcul à la traction du béton

- 3 La résistance de la semelle au poinçonnement au-dessus des pieux disposés dans l'angle, et des pieux situés sur les bords, doit être conforme aux dispositions suivantes

- 1) Poinçonnement au-dessus des pieux en angle

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 0.6 f_{td} h_0 \left[\alpha'_{px} \left(b_y + \frac{a_y}{2} \right) + \alpha'_{py} \left(b_x + \frac{a_x}{2} \right) \right] \quad (8.5.5-4)$$

$$\alpha'_{px} = \frac{0.8}{\lambda_x + 0.2} \quad (8.5.5-5)$$

$$\alpha'_{py} = \frac{0.8}{\lambda_y + 0.2} \quad (8.5.5-6)$$

Avec :

F_{ld} —Effort de calcul de la réaction verticale du pieu sur l'angle

b_x, b_y —Distances horizontales entre les bords de la semelle et les bords intérieurs du pieu dans la direction x et dans la direction y [voir figure 8.5.5b)]

a_x, a_y —Distance horizontale entre le bord des poteaux ou des piles et le bord des pieux concernés. Cette valeur ne doit pas être supérieure à h_0 [voir la figure 8.5.5b)]

λ_x, λ_y — $\lambda_x = a_x/h_0, \lambda_y = a_y/h_0$, Lorsque $a_x < 0.2h_0$ ou $a_y < 0.2h_0$, il est considéré que $a_x = 0.2h_0$ ou $a_y = 0.2h_0$

$\alpha'_{px}, \alpha'_{py}$ —Coefficients de résistance au poinçonnement correspondant à λ_x et à λ_y

2) Poinçonnement au-dessus des pieux en angle

Lorsque $b_p + 2h_0 \leq b$ [pour la dimension b , voir figure 8.5.5b)]

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 0.6 f_{td} h_0 [\alpha'_{px} (b_p + h_0) + 0.667 \cdot (2b_x + a_x)] \quad (8.5.5-7)$$

Avec :

F_{ld} —Effort de calcul de la réaction verticale du pieu sur le bord

b_x —Distance horizontale entre le bord de la semelle et le bord intérieur du pieu

b_p —Dimension du côté de la section carrée du pieu

a_x —Distance horizontale entre le bord des poteaux ou des piles et le bord des pieux concernés. Cette valeur ne doit pas être supérieure à h_0

Lors du calcul selon les dispositions ci-dessus, les poteaux de section circulaire peuvent être considérés comme des poteaux de section carrée de côté égal à 0.8 fois le diamètre

NOTA

Lorsque la semelle s'épaissit, h_0 , dans la formule (8.5.5-1) est prise égale à la hauteur utile de la section de la semelle, découpée par le plan vertical au bord des poteaux ou des piles. h_0 dans les formules (8.5.5-4) et (8.5.5-7), est prise égale à la hauteur utile de la section sur le bord de la semelle.

8.5.6 Au niveau des zones de semelle soumises aux efforts locaux concentrés, les vérifications de la résistance aux efforts concentrés, doivent être effectuées selon l'article 5.7.

8.6 Articulations

8.6.1 Pour les articulations cylindriques, il convient que la résistance en compression de la surface de contact soit conforme aux dispositions suivantes

$$\gamma_0 F_{hd} \leq \frac{7.14(\eta_s \beta f_{cd})^2 l}{E_c \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)} \quad (8.6.1-1)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{A_b}{bl}} \quad (8.6.1-2)$$

La largeur de la surface de contact b (voir la figure 8.6.1) doit être calculée selon la formule suivante

$$b = 2.74 \sqrt{\frac{\gamma_0 F_{hd}}{E_c \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) l}} \quad (8.6.1-3)$$

Avec :

F_{hd} —Effort de calcul de compression au niveau de la surface de contact

f_{cd} —Résistance de calcul en compression du béton

A_b —Aire de la surface en compression locale, déterminée selon la figure 5.7.1

η_s —Coefficient d'ajustement du béton, sous efforts locaux, pris selon l'article 5.7.1

l —Longueur de l'articulation cylindrique

E_c —Module d'élasticité du béton

r_1, r_2 —Rayons du cylindre supérieur et du cylindre inférieur. Lorsque le cylindre supérieur s'appuie sur une surface en plan, il est considéré que $\frac{1}{r_2} = 0$

γ_0 —Coefficient d'importance de la structure

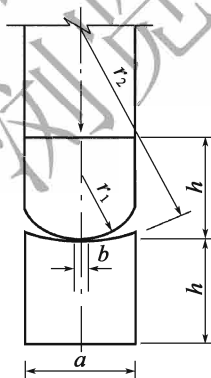


图 8.6.1 混凝土铰

8.6.2 Il convient que la résistance à la traction transversale de l'articulation soit conforme aux dispositions suivantes (voir la figure 8.6.1)

$$\gamma_0 F_{hd} \leq \frac{h}{0.425(a-b)} f_{sd} A_s \quad (8.6.2)$$

Avec :

f_{sd} —Résistance de calcul à la traction des armatures transversales dans l'articulation

a —Largeur de l'articulation

h —Hauteur de l'articulation, prise égale à 0.80 ~ 1.25 fois la valeur de a

b —Largeur de la surface de contact, calculée selon la formule(8.6.1-3)

A_s —Section des armatures transversales tendues dans l'articulation

Section des armatures dans la direction longitudinale de l'articulation peut être prise égale à 0.4 fois celle dans la direction transversale.

8.7 Appareils d'appui

8.7.1 Les appareils d'appui doivent être conformes aux dispositions suivantes :

- 1 Les appareils d'appui doivent transmettre efficacement les charges verticales telles que le poids propre de la structure et la charge des véhicules, appliquées sur le tablier et transmis aux appuis, et doivent garantir la sécurité du tablier et des appuis sous des charges horizontales telles que les charges de vent et les actions sismiques.
- 2 Le type et la gamme des appareils d'appui doivent être déterminés en fonction de la forme de la structure du tablier et des appuis, de la valeur des réactions d'appui et des efforts horizontaux, ainsi que des déplacements au niveau des appareils d'appui.
- 3 La réaction verticale R_{ek} doit être calculée sous combinaison caractéristique des charges verticales (effet dynamique des charges de véhicule inclus).
- 4 La réaction horizontale des appareils d'appui doit être calculée sous combinaison caractéristique des charges verticales.
- 5 Les facteurs suivants doivent être pris en compte lors du calcul des déplacements relatifs des poutres au niveau des appareils d'appui :
 - 1) déplacements dus à la variation de température et aux efforts de freinage
 - 2) déplacements dus à la flèche des poutres
 - 3) déplacements dus à l'application des efforts de précontrainte
 - 4) déplacements dus au retrait et au fluage du béton

5) déplacements dus aux effets accidentels tel que les séismes.

8.7.2 Les propriétés, les catégories, les exigences techniques, les essais ainsi que les règles d'inspection des appareils d'appui en élastomère fretté, doivent être conformes aux dispositions des «Spécification des appareils d'appui en élastomère fretté des ponts routiers»(JT/T4).

8.7.3 Choix des appareils d'appui en élastomère fretté

1 La surface efficace de compression doit être conforme aux dispositions suivantes

$$A_e \geq \frac{R_{ck}}{\sigma_c} \quad (8.7.3-1)$$

Avec:

A_e —Surface efficace de compression de l'appareil d'appui (surface des frettes d'acier)

R_{ck} —Effort de calcul de la réaction verticale R_{ck} . L'effet dynamique des charges de véhicule doit être inclus.

σ_c —Contrainte moyenne dans l'appareil d'appui, en phase de service, prise selon les «Spécification des appareils d'appui en élastomère fretté des ponts routiers»(JT/T4).

2 L'épaisseur totale des couches en élastomère doit être conforme aux dispositions suivantes

1) Les conditions suivantes de déformation par cisaillement doivent être satisfaites

Sans prise en compte de l'effort de freinage

$$t_e \geq 2\Delta_l \quad (8.7.3-2)$$

Avec prise en compte de l'effort de freinage

$$t_e \geq 1.43\Delta_l \quad (8.7.3-3)$$

Lorsque les appareils d'appui en élastomère fretté sont mis en place en suivant la pente transversale de la surface supérieure du chevron, l'épaisseur totale des couches en élastomère doit être conforme aux dispositions suivantes

Sans prise en compte de l'effort de freinage

$$t_e \geq 2 \sqrt{\Delta_l^2 + \Delta_t^2} \quad (8.7.3-4)$$

Avec prise en compte de l'effort de freinage

$$t_e \geq 1.43 \sqrt{\Delta_l^2 + \Delta_t^2} \quad (8.7.3-5)$$

Avec:

t_e —Épaisseur totale des couches en élastomère

Δ_f —La somme de :

- la déformation au cisaillement de l'appareil d'appui, due à la variation de température, au retrait et au fluage du béton avec leurs valeurs caractéristiques,
- de la déformation au cisaillement de l'appareil d'appui due aux efforts dans la direction longitudinale (y compris la valeur caractéristique de l'effort de freinage), et
- de la déformation au cisaillement de l'appareil d'appui, due à la composante de la réaction d'appui dans la direction longitudinale, lorsque l'appareil d'appui disposé en-dessous du tablier présente une pente longitudinale inférieure à 1%

Δ_t —La déformation au cisaillement de l'appareil d'appui due à la composante de la réaction d'appui dans la direction transversale, lorsque l'appareil d'appui est disposé en-dessous du tablier, avec une pente transversale inférieure à 2%

- 2) Dans l'objectif d'assurer la stabilité des appareils d'appui, les conditions suivantes doivent être satisfaites

Appareils d'appui rectangulaires

$$\frac{l_a}{10} \leq t_e \leq \frac{l_a}{5} \quad (8.7.3-6)$$

Appareils d'appui circulaires

$$\frac{d}{10} \leq t_e \leq \frac{d}{5} \quad (8.7.3-7)$$

Avec :

l_a —Dimension la plus courte de l'appareil d'appui rectangulaire

d —Diamètre de l'appareil d'appui circulaire

- 3) La déformation moyenne verticale des appareils d'appui en élastomère fretté, sous l'effort de compression, doit être conforme aux dispositions suivantes

$$\delta_{c,m} = \frac{R_{ck} t_e}{A_e E_e} + \frac{R_{ck} t_e}{A_e E_b} \quad (8.7.3-8)$$

$$\theta \frac{l_a}{2} \leq \delta_{c,m} \leq 0.07 t_e \quad (8.7.3-9)$$

Avec :

$\delta_{c,m}$ —Déformation moyenne verticale des appareils d'appui sous l'effort de compression

E_e —Module d'élasticité en compression des appareils d'appui, pris selon les «Spécifications des appareils d'appui en élastomère fretté des ponts routiers» (JT/T4)

E_b —Module du volume de l' élastomère, pris selon les «Spécifications des appareils d'appui en élastomère fretté des ponts routiers» (JT/T4)

l_a —Dimension la plus courte de l' appareil d' appui rectangulaire, ou diamètre de l' appareil d' appui circulaire

θ —Angle d' inclinaison (rad) de la surface supérieure de l' appareil d' appui dû à la flèche du tablier, ainsi que pente (rad) de la surface supérieure de l' appareil d' appui dans la direction longitudinale, lorsque l' appareil d' appui est mis en-dessous du tablier avec une pente longitudinale inférieure à 1%.

- 4 Les frettes en acier des appareils d'appui en élastomère fretté, doivent être conformes aux dispositions suivantes, en sachant que l' épaisseur des frettes doit être supérieure ou égale à 2mm.

$$t_s \geq \frac{K_p R_{ck} (t_{es,u} + t_{es,l})}{A_e \sigma_s} \quad (8.7.3-10)$$

Avec:

t_s —Épaisseur des frettes en acier des appareils d' appui

K_p —Coefficient d' ajustement des contraintes, pris égale à 1.3

$t_{es,u}$, $t_{es,l}$ —Épaisseur de la couche d' élastomère au-dessus de la frette et en-dessous de la frette

σ_s —Contrainte limite de traction des frettes en acier, peut être prise égale à 0.65 fois la limite d' élasticité de l' acier.

La distance entre le bord des frettes et le bord de l' appareil d' appui, doit être supérieure ou égale à 5mm. L' épaisseur des couches extérieures d' élastomère doit être supérieure ou égale à 2.5mm.

8.7.4 La résistance au glissement des appareils d'appui en élastomère fretté doit être conforme aux dispositions suivantes

Sans prise en compte de l' effort de freinage

$$\mu R_{Gk} \geq 1.4 G_e A_g \frac{\Delta_l}{t_e} \quad (8.7.4-1)$$

Avec prise en compte de l' effort de freinage

$$\mu R_{ck} \geq 1.4 G_e A_g \frac{\Delta_l}{t_e} + F_{bk} \quad (8.7.4-2)$$

Avec:

R_{Gk} —Réaction d' appui due au poids propre de la structure

R_{ck} —Réaction d' appui due à la combinaison caractéristique du poids propre et 0.5 fois la charge caractéristique des véhicules (effet dynamique pris en compte)

- μ —Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la surface de contact, pris selon les «Spécifications des appareils d'appui en élastomère fretté des ponts routiers» (JT/T4)
- G_e —Module de cisaillement, pris selon les «Spécifications des appareils d'appui en élastomère fretté des ponts routiers» (JT/T4)
- Δ_i —Déformation de l'appareil d'appui donnée dans l'article 8.7.3, dans laquelle la déformation de cisaillement due à l'effort de freinage est exclue.
- F_{bk} —Charge caractéristique due aux efforts de freinage
- A_g —Aire brute de la surface de l'appareil d'appui

8.7.5 Les efforts de frottement des appareils d'appui en néoprène – téflon doivent être conformes aux dispositions suivantes

Sans prise en compte de l'effort de freinage

$$\mu_f R_{ck} \leq G_e A_g \tan \alpha \quad (8.7.5-1)$$

Avec prise en compte de l'effort de freinage

$$\mu_f R_{ck} \leq G_e A_g \tan \alpha \quad (8.7.5-2)$$

Avec :

- μ_f —Coefficient de frottement entre le téflon et l'acier inox, pris selon les «Spécifications des appareils d'appui en élastomère fretté des ponts routiers» (JT/T4)
- $\tan \alpha$ Valeur limite de la tangente de l'angle de cisaillement, pris selon les «Spécifications des appareils d'appui en élastomère fretté des ponts routiers» (JT/T4)
- R_{ck} —Réaction d'appui due à la combinaison de la charge caractéristique du poids propre et la charge caractéristique des véhicules (effet dynamique pris en compte)
- A_g —Aire brute de la surface de l'appareil d'appui

8.7.6 Les appareils d'appui à pot, en élastomère, et les appareils d'appuis sphériques, doivent être conformes respectivement aux «Spécifications des appareils d'appui à pot en élastomère» (JT/T 391) et aux «Appareils d'appuis sphériques» (GB/T 17955)

8.8 Joints de dilatation

8.8.1 Les joints de dilatation doivent être conformes aux dispositions suivantes

- 1 Les matériaux ainsi que les performances techniques des joints de dilatation doivent être conformes aux dispositions des «Spécifications des joints de dilatation des ponts routiers» (JT/T 327).

- 2 Le type et la gamme du joint de dilatation doivent être choisis sur la base de l'allongement et du raccourcissement du tablier au niveau du joint, calculés selon l'article 8.8.2. Les facteurs tels que la variation de température, la saison, ainsi que la température ambiante peuvent être pris en compte lors de la mise en place du joint de dilatation.

Lors de la conception du joint de dilatation, les effets de fatigue doivent être pris en compte pour les composants du joint en acier qui sont soumis aux charges de véhicule.

- 3 Les plans du joint de dilatation doivent être établis en indiquant les dimensions du joint (largeur maximale, largeur minimale et hauteur du joint) ainsi que les positions des connecteurs scellés. Les informations suivantes doivent également être indiquées sur les plans :

- 1) type et classe de résistance du matériau de remplissage du joint
- 2) étendue de température conforme pour l'installation du joint de dilatation.
- 3) type et gamme du joint de dilatation, ainsi que sa largeur maximale et minimale en phase de service (B_{\max} et B_{\min})
- 4) largeur du joint de dilatation en sortie de fabrication ou à la mise en place (pour les joints en plaque d'élastomère, la largeur après compression du joint doit être prise en compte.)
- 5) prescriptions lors de la mise en place du joint

8.8.2 Les facteurs suivants peuvent être pris en compte dans le calcul du souffle du joint de dilatation

- 1 L'allongement et le raccourcissement du tablier dus à la variation de température, calculés selon les formules suivantes

Allongement du tablier dû à l'augmentation de température

$$\Delta l_t^+ = \alpha_c l (T_{\max} - T_{\text{set},l}) \quad (8.8.2-1)$$

Raccourcissement du tablier dû à la diminution de température

$$\Delta l_t^- = \alpha_c l (T_{\text{set},u} - T_{\min}) \quad (8.8.2-2)$$

Avec :

T_{\max} 、 T_{\min} — Températures effectives maximales et minimales, prises selon les « Règles générales de conception des ponts routiers » (JTG D60)

$T_{set,u}$, $T_{set,l}$ —Limites de température supérieure et inférieure pour l'installation du joint

l —Longueur du tablier prise en compte dans le calcul du souffle du joint de dilatation, déterminée en fonction de la répartition des travées et des conditions des appareils d'appui.

α_c —Coefficient de dilatation linéaire du béton, pris égal à $\alpha_c = 0.00001$

2 Le raccourcissement du tablier dû au retrait Δl_s^- est calculé selon la formule suivante

$$\Delta l_s^- = \varepsilon_{cs}(t_u, t_0)l \quad (8.8.2-3)$$

Avec :

$\varepsilon_{cs}(t_u, t_0)$ —Déformation due au retrait du béton entre l'âge du béton t_0 après mise en place du joint et l'âge du béton t_u en fin de retrait, peut être calculée selon le tableau 6.2.7 de l'Annexe C.

3 Le raccourcissement du tablier dû au fluage Δl_c^- est calculé selon la formule suivante

$$\Delta l_c^- = \frac{\sigma_{pc}}{E_c} \phi(t_u, t_0)l \quad (8.8.2-4)$$

Avec :

σ_{pc} —Contrainte normale de compression au centre de gravité de la section générée par les efforts de précontrainte (déduction faite de la perte de tension). Dans le cas d'une poutre isostatique, la contrainte moyenne dans la section en mi-travée et dans la section au 1/4 de la portée peut être prise en compte. Dans le cas d'une poutre continue ou d'un tablier construit par encorbellement encastré sur la pile, la contrainte moyenne dans plusieurs sections représentatives, peut être prise en compte.

E_c —Module d'élasticité du béton de la poutre, pris selon le tableau 3.1.5.

$\phi(t_u, t_0)$ —Coefficient de déformation dû au fluage du béton entre l'âge du béton t_0 après mise en place du joint, et l'âge du béton t_u en fin du fluage, peut être calculé selon le tableau 6.2.7 de l'Annexe C.

4 L'augmentation de l'ouverture du joint Δl_b^- et la diminution de l'ouverture du joint Δl_b^+ dus à la déformation au cisaillement des appareils d'appui en élastomère fretté, générée par les efforts de freinage, peuvent être calculées par les formules $\Delta l_b^+ = F_k t_e / G_e A_g$,

5 La gamme du joint de dilatation doit être choisie en fonction du souffle du tablier.

1) Diminution de l'ouverture du joint après sa mise en place C^+

$$C^+ = \beta(\Delta l_t^+ + \Delta l_b^+) \quad (8.8.2-5)$$

2) Augmentation de l'ouverture du joint après mise en place C^-

$$C^- = \beta(\Delta l_t^- + \Delta l_s^- + \Delta l_c^- + \Delta l_b^-) \quad (8.8.2-6)$$

3) Le souffle C du joint de dilatation doit être conforme à

$$C \geq C^+ + C^- \quad (8.8.2-7)$$

Avec :

β —Le coefficient de majoration du souffle du joint de dilatation peut être pris égal à $\beta = 1.2 \sim 1.4$.

NOTA :

1. Les autres facteurs d'influence sur le souffle du joint de dilatation tels que l'action sismique, la charge du vent et la flèche du tablier, doivent être pris en compte selon les conditions réelles.
2. 当 Lorsque la température réelle lors de l'installation du joint de dilatation n'est pas conforme à l'amplitude de variation de température prévue lors de la conception, le joint doit être vérifié de manière particulière.

8.8.3 La largeur du joint de dilatation en sortie de fabrication ou à la mise en place, peut être calculée selon l'article 8.8.2 sur la base de l'augmentation de l'ouverture du joint C^- et de la diminution de l'ouverture du joint C^+ . Sa valeur peut être prise dans l'intervalle compris entre $[B_{\min} + (C - C^-)]$ et $(B_{\min} + C^+)$ avec pour C , le souffle du joint de dilatation et pour B_{\min} , sa largeur minimale en phase de service.

9 Dispositions constructives

9.1 Généralités

9.1.1 L'épaisseur d'enrobage des armatures passives et des armatures de précontrainte doit répondre aux exigences suivantes :

- 1 L'épaisseur d'enrobage des armatures passives est égale à la distance entre le bord extérieur des armatures, et la surface du béton, qui ne doit pas être inférieure au diamètre nominal des armatures. Lorsqu'il s'agit de paquets d'armatures, l'épaisseur d'enrobage ne doit pas être inférieure au diamètre équivalent des paquets d'armatures.
- 2 L'épaisseur d'enrobage des armatures de précontrainte par pré-tension, est égale à la distance entre le bord extérieur des armatures, et la surface du béton, qui ne doit pas être inférieure au diamètre nominal des armatures de précontrainte. L'épaisseur d'enrobage des armatures de précontrainte par post-tension, est égale à la distance entre le bord extérieur des gaines de la précontrainte, et la surface du béton, qui ne doit pas être inférieure au 1/2 diamètre de la gaine.
- 3 L'épaisseur d'enrobage des armatures les plus extérieures ne doit pas être inférieure à la valeur spécifiée au tableau 9.1.1.

Tableau 9.1.1 Epaisseurs d'enrobage minimales c_{\min} (mm)

Types d'éléments structuraux	Poutres, dalles, pylônes, arcs		Culées et fûts des piles		Semelles et fondations	
	100 ans	50 ans, 30 ans	100 ans	50 ans, 30 ans	100 ans	50 ans, 30 ans
Durée de vie de service	100 ans	50 ans, 30 ans	100 ans	50 ans, 30 ans	100 ans	50 ans, 30 ans
Classe I-Environnement normal	20	20	25	20	40	40
Classe II-Environnement d'attaque gel/dégel	30	25	35	30	45	40

suite

Types d' éléments structuraux	Poutres, dalles, pylônes, arcs		Culées et fûts des piles		Semelles et fondations	
	100 ans	50 ans, 30 ans	100 ans	50 ans, 30 ans	100 ans	50 ans, 30 ans
Classe III-Environnement de corrosion générée par les chlorures présents dans l'eau de mer	35	30	45	40	65	60
Classe IV-Environnement de corrosion générée par les chlorures présents dans les agents de déverglaçage ou dans les autres sels de chlore	30	25	35	30	45	40
Classe V-Environnement agressif sulfatique	30	25	40	35	45	40
Classe VI-Environnement d'attaques chimiques	35	30	40	35	60	55
Classe VI-Environnement agressif par abrasion	35	30	45	40	65	60

NOTA:1. Les épaisseurs d'enrobage du tableau sont spécifiées pour les classes d'exposition à agressivité minimale et pour les bétons de classe de résistance minimale admissible exigée par l'article 4.5.3, en absence de mesures spéciales anti-corrosion pour les armatures et le béton.

2. Pour les éléments en béton préfabriqué, l'épaisseur d'enrobage minimal donnée dans le tableau ci-dessus peut être diminuée de 5 mm, tout en restant supérieure ou égale à 20 mm.

3. L'épaisseur d'enrobage minimal des semelles et des fondations dans le tableau, est spécifiée dans le cas où il n'y a pas de béton de propreté en fond fouille, ou pas de coffrage latéral. Dans le cas contraire, l'épaisseur d'enrobage minimal, donnée dans le tableau ci-dessus, peut être diminuée de 20 mm, tout en restant supérieure ou égale à 30 mm.

9.1.2 Lorsque l'épaisseur d'enrobage des armatures longitudinales tendues est supérieure à 50mm, il convient de prévoir des dispositions constructives complémentaires pour l'enrobage. Lorsque des treillis en acier sont disposés dans le béton d'enrobage pour éviter des fissures et des éclatements, le diamètre des barres du treillis ne doit pas être inférieur à 6mm et l'espacement entre les barres ne doit pas être supérieur à 100mm. Il convient que l'épaisseur d'enrobage du treillis soit supérieure ou égale à 25mm.

9.1.3 Le diamètre d'une barre individuelle qui fait partie intégrante d'un paquet d'armatures, ne doit pas dépasser 36 mm. Le nombre maximal de barres regroupées en paquet est de trois lorsque le diamètre de la barre ne dépasse pas 28 mm, et de deux lorsque le diamètre est supérieur à 28 mm. Le diamètre équivalent du paquet d'armatures est $d_e = d$, où n est le nombre de barres constituant le paquet, et d est le diamètre d'une barre.

Lorsque le diamètre d d'une barre ou le diamètre équivalent d' d'un paquet d'armatures est supérieur à 36 mm, il convient de prévoir des treillis dans la zone de traction. Dans la direction parallèle au paquet d'armatures, le diamètre des barres du treillis ne doit pas être inférieur à 10 mm et leur espacement ne doit pas être supérieur à 100 mm. Dans la direction perpendiculaire au paquet d'armatures, le diamètre des barres du treillis ne doit pas être inférieur à 6 mm, et leur espacement ne doit pas être supérieur à 100 mm. Le plan du treillis doit être extérieur à celui des paquets d'armatures. Les dimensions de chaque côté de cette surface ne doivent pas être inférieures à 5 fois le diamètre des barres ou 5 fois le diamètre équivalent du paquet d'armatures.

9.1.4 Lorsque la contrainte dans les armatures est égale à leur résistance à la traction, la longueur d'ancrage minimale des armatures, doit être conforme aux dispositions de l'article 9.1.4.

Tableau 9.1.4 Longueurs d'ancrage minimales des armatures l_a (mm)

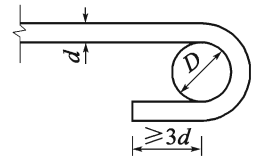
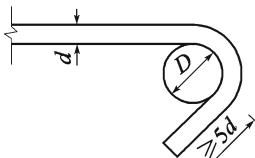
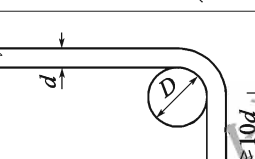
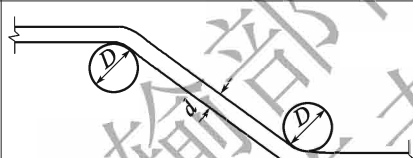
Types d'armatures		HPB300				HRB400, HRBF400, RRB400			HRB500		
		C25	C30	C35	$\geq C40$	C30	C35	$\geq C40$	C30	C35	$\geq C40$
Classes de résistance du béton		C25	C30	C35	$\geq C40$	C30	C35	$\geq C40$	C30	C35	$\geq C40$
Armatures comprimées		$45d$	$40d$	$38d$	$35d$	$30d$	$28d$	$25d$	$35d$	$33d$	$30d$
Armatures tendues	Extrémité droite	—	—	—	—	$35d$	$33d$	$30d$	$45d$	$43d$	$40d$
	Extrémité en crochet	$40d$	$35d$	$33d$	$30d$	$30d$	$28d$	$25d$	$35d$	$33d$	$30d$

NOTA: 1. d diamètre nominal des armatures (mm)

2. Pour les paquets d'armatures comprimées et les paquets d'armatures tendues, de diamètre équivalent $d_e \leq 28\text{mm}$, les longueurs d'ancrage minimales doivent être déterminées en fonction du diamètre équivalent du paquet selon le tableau ci-dessus, et les extrémités des barres qui constituent le paquet, peuvent être confondues en un même point. Pour les paquets d'armatures tendues de diamètre équivalent à $d_e > 28\text{mm}$, les barres qui constituent le paquet doivent être arrêtées de manière successive, à une distance derrière le point d'extrémité de la longueur d'ancrage du paquet, à une longueur de 1.3 fois la longueur d'ancrage d'une barre. Par exemple, la première barre doit être arrêtée à une distance de 1.3 fois la longueur d'ancrage d'une barre individuelle derrière le point d'ancrage du paquet. La deuxième barre doit être arrêtée à une distance de 2.6 fois la longueur d'ancrage d'une barre individuelle derrière le point d'ancrage du paquet, et la troisième barre arrêtée à une distance de 3.9 fois la longueur d'ancrage.
3. Lorsque les barres sont revêtues de résine époxy, la longueur d'ancrage minimale des barres tendues doit être augmentée de 25%.
4. Lorsque le béton est soumis à des difficultés durant la prise, la longueur d'ancrage minimale des barres tendues doit être augmentée de 25%.
5. Lorsque les barres tendues disposent de crochets à leurs extrémités, la longueur d'ancrage comprend la longueur projetée du crochet.

9.1.5 Les crochets aux extrémités des barres tendues et les cintrages au milieu des barres doivent être conformes aux dispositions du tableau 9.1.5.

Figure 9.1.5 Les crochets aux extrémités des barres d'armature tendues et les pliages au milieu des barres

Positions du crochet ou du cintrage	Angles	Formes	Nuances d'acier	Diamètre du mandrin de cintrage	Longueur de la partie droite
crochets aux extrémités des barres	180°		HPB300	$\geq 2.5d$	$\geq 3d$
	135°		HRB400, HRB500 HRBF400 RRB400	$\geq 5d$	$\geq 5d$
	90°		HRB400, HRB500 HRBF400 RRB400	$\geq 5d$	$\geq 10d$
Cintrages au milieu des barres	$\leq 90^\circ$		Tous types d'acier	$\geq 20d$	—

NOTA: Lorsque les barres sont revêtues de résine époxy, si le diamètre des barres est $d \leq 20\text{mm}$, le diamètre du mandrin de cintrage D , ne doit pas être inférieur à $5d$. Si le diamètre des barres est $d > 20\text{mm}$, le diamètre du mandrin de cintrage D ne doit pas être inférieur à $6d$. La longueur de la partie droite du crochet ne doit pas être inférieure à $5d$.

9.1.6 L'extrémité des armatures transversales doit être en forme de crochet et l'angle du crochet peut être de 135°. Le diamètre du mandrin de cintrage du crochet doit être supérieur à celui des barres principales. Pour les armatures transversales en HPB300, le diamètre du mandrin de cintrage ne doit pas être inférieur à 2.5 fois le diamètre des barres. Pour les armatures transversales en HPB400, le diamètre du mandrin ne doit pas être inférieur à 5 fois le diamètre des barres. Dans les structures normales, la longueur de la partie droite du crochet ne doit pas être inférieure à 5 fois le diamètre des armatures transversales. Dans les structures en zones sismiques, la longueur de la partie droite du crochet ne doit pas être inférieure à 10 fois le diamètre des armatures transversales.

9.1.7 Il convient que les recouvrements des barres soient situés dans les sections les moins sollicitées, et soient positionnés de manière décalée. Il convient d'adopter les liaisons par rabouages soudés ou par coupleurs (coupleurs à compression et coupleurs de barres nervurées). Dans les cas où les conditions de ferrailage sont difficiles, pour les armatures longitudinales

tendues dans les éléments soumis à la traction axiale ou pour les éléments sollicités à la traction excentrée, les barres peuvent être reliées par des ligatures en acier. Il convient que le diamètre des barres ligaturées ne soit pas supérieur à 28 mm. Pour les éléments sollicités à la compression axiale ou à la compression excentrée, le diamètre des barres ligaturées peut être inférieur ou égale à 32 mm.

9.1.8 Les soudages de raboutage des barres doivent répondre aux dispositions suivantes :

- 1 Il convient d'adopter la méthode de soudage à l'arc pour le raboutage des barres. Si les conditions d'exécution de soudage à l'arc ne sont pas réunies, les méthodes de soudage par bandes ou baguettes d'apport, par électrofusion, ou aux gaz sous pression peuvent également être utilisées et doivent répondre aux dispositions suivantes:
 - 1) Les deux côtés des barres doivent être soudés par soudage à l'arc si les conditions le permettent. Dans le cas où le soudage des deux côtés n'est pas possible, le soudage d'un seul côté est admissible. Dans le cas du soudage à l'arc, la longueur du cordon de soudure ne doit pas être inférieure à 5 fois le diamètre des barres lors du soudage des deux côtés, et ne doit pas être inférieure à 10 fois le diamètre des barres, lors du soudage d'un seul côté.
 - 2) Dans le cas de l'ajout d'une barre couvre-joint, la nuance des cordons de soudure doit être identique à celle des barres et la section des cordons ne doit pas être inférieure à celles des barres .
 - 3) Dans le cas de recouvrement de deux barres à rabouter par soudure, les extrémités en recouvrement des deux barres doivent être déviées dans la même direction, et les axes des deux barres doivent être parallèles .
- 2 Dans la zone correspondant au point médian de la soudure, dont la longueur l (voir figure 9.1.8) est au maximum de 500mm ou de 35 fois le diamètre de la barre, il ne doit pas y avoir de deuxième soudure. Dans cette zone, il convient que le rapport entre la section des barres soudées et la section totale des armatures passives ne soit pas supérieur à 50% . Ce rapport n'est pas limité pour les armatures qui se situent dans les zones comprimées des sections, ni pour les armatures de liaison entre éléments en béton préfabriqué.
- 3 Dans le cas de l'ajout d'une barre couvre-joint, ou de recouvrement de deux barres à rabouter par soudure, l'espacement transversal net, entre extrémités des barres à relier dans la zone de soudure, ne doit pas être inférieur au diamètre des barres, et ne doit pas être inférieur à 25mm. En dehors des zones de soudure, l'espacement transversal net, entre barres, doit être conforme aux dispositions de l'article 9.3.3.

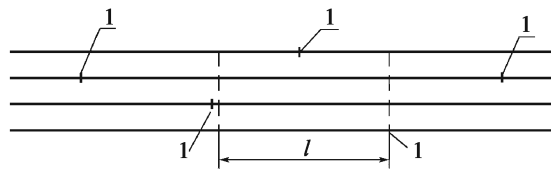


Figure 9.1.8 Disposition au niveau de la zone de soudure

1-point médian de la zone de soudure (la section de la barre raboutée dans la zone de longueur l est prise égale à 2 fois celle d'une barre)

9.1.9 Les barres reliées par des ligatures doivent satisfaire aux dispositions suivantes

- 1 La longueur de recouvrement des barres tendues ligaturées ne doit pas être inférieure à celle donnée dans le tableau 9.1.9. La longueur de recouvrement des barres comprimées ligaturées ne doit pas être inférieure à 0.7 fois celle donnée dans le tableau 9.1.9 pour les barres tendues.
- 2 Dans la zone correspondant au point médian de recouvrement, dont la longueur l est 1.3 fois la longueur de recouvrement l_s (voir figure 9.1.9-1), il ne doit pas y avoir une deuxième liaison par recouvrement des barres. Dans la zone de recouvrement, il convient que le rapport entre la section des barres soudées et la section totale des armatures passives ne soit pas supérieur à 25% dans les zones tendues, et ne soit pas supérieur à 50% dans les zones comprimées. Lorsque les limites des rapports ci-dessus sont dépassées, les longueurs de recouvrement minimales données dans le tableau 9.1.9, doivent être multipliées par des coefficients d'ajustement. Pour les armatures tendues, un coefficient de majoration de la longueur minimale de recouvrement de 1.4 doit être pris en compte si le rapport est compris entre 25% et 50%, et 1.6 si le rapport est supérieur à 50%. Pour les armatures comprimées, un coefficient de majoration de la longueur minimale de recouvrement de 1.4, doit être pris en compte si le rapport est supérieur à 50% (La longueur de recouvrement des barres comprimées ligaturées ne doit pas être inférieure à 0.7 fois celle donnée dans le tableau 9.1.9 pour les barres tendues).

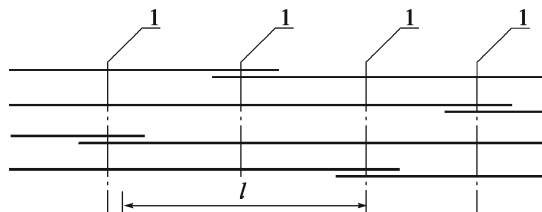


Figure 9.1.9 Barres reliées aux fils d'acier

1-point médian de la zone de recouvrement par ligaturage (la section de la barre raboutée dans la zone de longueur l est prise égale à 2 fois celle d'une barre individuelle)

Tableau 9.1.9 longueurs de recouvrement minimales des barres tendues reliées par fils d'acier (mm)

Nuances d'acier	HPB300		HRB400, HRBF400, RRB400	HRB500
Classes de résistance du béton	C25	≥ C30	≥ C30	≥ C30
Longueurs de recouvrement minimales (mm)	40d	35d	45d	50d

NOTA: 1. Lorsque le diamètre d des barres à haute adhérence tendues est supérieur à 25mm, la longueur de recouvrement doit être prise égale à celle du tableau ci-dessus augmentée de $5d$. Lorsque le diamètre d des barres à haute adhérence tendues est inférieur à 25mm, la longueur de recouvrement peut être prise égale à celle du tableau ci-dessus diminuée de $5d$.

2. Lorsque le béton est soumis à des perturbations pendant la prise, la longueur de recouvrement des armatures doit être augmentée de $5d$.
3. Dans tous les cas, la longueur de recouvrement des armatures tendues ne doit pas être inférieure à 300mm et la longueur de recouvrement des armatures comprimées ne doit pas être inférieure à 200mm.
4. Pour les barres revêtues de résine époxy, la longueur de recouvrement donnée dans le tableau ci-dessus doit être multipliée par 1.5.
5. Dans les zones tendues, les extrémités des barres HPB300 ligaturées doivent être façonnées sous forme de crochets et les extrémités des barres HRB400, HRB500, HRBF400 et RRB400 peuvent ne pas être façonnées sous forme de crochets.

- 3 L'espacement transversal net, entre extrémités des barres ligaturées ne doit pas être inférieur à 25mm. L'espacement transversal net, entre barres en dehors de la zone de recouvrement, doit être conforme aux dispositions de l'article 9.3.3.
- 4 Dans le cas de paquets d'armatures, les zones de recouvrement des barres individuelles doivent être disposées de manière décalée. La distance entre les centres des longueurs de recouvrement des barres adjacentes, est de 1.3 fois celle donnée dans le tableau 9.1.9, et cette zone de recouvrement doit être ligaturée sur une barre continue, sur une longueur de $1.3(n+1)l_s$ avec n , nombre de barres qui constituent le paquet et l_s , longueur de recouvrement d'une barre (voir figure 9.1.9-2)

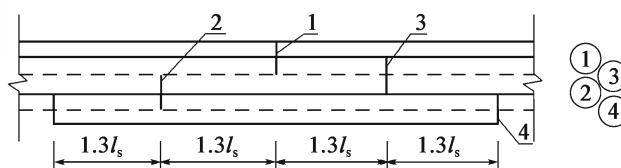


Figure 9.1.9-2 Liaison entre barres d'un paquet d'armatures

1,2,3-barre individuelle qui constitue le paquet ;4-barres continues

9.1.10 La liaison par coupleurs, peut être adoptée pour les armatures à haute adhérence de classes HRB400, HRB500, HRBF400 et RRB400, et doit être conforme aux dispositions des «Spécifications techniques de liaison des barres par coupleurs» (JGJ 107).

Il convient que l'épaisseur d'enrobage minimal des coupleurs soit conforme aux dispositions du tableau 9.1.1, données pour les armatures principales. Cette épaisseur ne doit pas être inférieure à 20mm.

L'espace transversal net entre coupleurs ou entre coupleurs et barres ne doit pas être inférieur à 25mm. Dans le même temps, l'espace transversal net entre barres en dehors des coupleurs, doit être conforme aux dispositions de l'article 9.3.3 et de l'article 9.6.1.

9.1.11 Les coupleurs comprimés et les coupleurs de barres nervurées, doivent être respectivement conformes aux dispositions des «Spécifications techniques des coupleurs comprimés» (JGJ 108) et des «Spécifications techniques des coupleurs de barres nervurées» (JG 171).

9.1.12 Le taux d'armatures longitudinales principales minimal dans les éléments en béton armé doit être conforme aux dispositions suivantes :

- 1 Pour les éléments sollicités en compression axiale et en compression excentrée, le taux d'armatures longitudinales totales ne doit pas être inférieur à 0.5, et ce taux ne doit pas être inférieur à 0.6, si la classe de résistance du béton est supérieure à C50. Dans le même temps, le taux d'armatures qui se situent d'un côté de l'élément, ne doit pas être inférieur à 0.2. Pour les zones comprimées des éléments sollicités à une traction excentrée, le taux d'armatures ne doit pas être inférieur à 0.2.
- 2 Le taux d'armatures tendues qui se situent d'un côté des éléments sollicités à la flexion, à la traction excentrée ou à la traction axiale, ne doit pas être inférieur à $45f_{td}/f_{sd}$, et à 0.2.

Pour les éléments sollicités à la compression axiale et à la compression excentrée, le taux d'armatures longitudinales totales et le taux d'armatures longitudinales qui se situent sur un côté (y compris les armatures dans les zones comprimées des éléments sollicités à la traction d'excentricité importante) doivent être calculés, en prenant en compte la section transversale brute des éléments. Le taux d'armatures longitudinales se situant sur un côté de la section des éléments sollicités à une traction axiale et à une traction d'excentricité faible, doit être calculé en prenant en compte la section transversale brute des éléments. Le taux d'armatures tendues se situant sur un côté des éléments sollicités à la flexion et à la compression d'excentricité importante, est égal à $100A_s/bh_0$, avec A_s section des armatures tendues, b largeur de l'âme (dans le cas d'une section-caisson, b est la somme des largeurs des âmes), h_0 hauteur utile de la section. Lorsque les armatures sont disposées sur les bords des éléments, "les armatures comprimées" ou "les armatures tendues" désignent les armatures longitudinales sur le côté correspondant.

9.1.13 Le taux d'armatures minimal des éléments en béton précontraint, doit être conforme aux

dispositions suivantes :

$$\frac{M_{ud}}{M_{cr}} \geq 1.0 \quad (9.1.13)$$

Avec :

M_{ud} —Résistance de calcul à la flexion de la section droite, calculée selon la formule de l'article 5.2.

M_{cr} —Moment de fissuration de la section droite, calculée selon la formule (6.5.2-7).

La section d'armatures passives tendues des éléments en béton précontraint, à section partiellement comprimée, sollicités à la flexion ne doit pas être inférieure à $0.003bh_0$.

9.2 Dalles

9.2.1 L'épaisseur des dalles béton, entre face supérieure et face inférieure ne doit pas être inférieure à 80mm. Les parties vides des dalles creuses doivent être remplies de matériaux légers. L'épaisseur des dalles de couverture en béton coulé en place, permettant le passage de piétons ne doit pas être inférieure à 80mm. L'épaisseur des dalles de couverture en béton préfabriqué et permettant le passage des piétons ne doit pas être inférieure à 60mm.

9.2.2 Le diamètre des barres principales, dans les dalles supportant une chaussée ne doit pas être inférieur à 10mm. Le diamètre des barres principales, dans les dalles supportant des trottoirs, ne doit pas être inférieur à 8mm. Au niveau des sections à mi-travée des dalles isostatiques, ou des sections sur appuis de dalles continues, l'espacement entre les barres principales ne doit pas être supérieur à 200mm. L'espacement transversal net minimal entre barres ainsi que l'espacement entre lits d'armatures doivent être conformes à l'article 9.3.3.

9.2.3 Les points inférieurs des armatures longitudinales principales inclinées, dans les dalles supportant une chaussée, peuvent être positionnés au $1/4 \sim 1/6$ de la portée de calcul et l'angle d'inclinaison peut être de 30° à 45° . Le nombre d'armatures principales rectilignes, qui traversent les sections sur appuis, ne doit pas être inférieur à trois par mètre de largeur de dalle, et la section de ces armatures rectilignes ne doit pas être inférieure au quart de la section totale des armatures principales de la dalle.

9.2.4 Des armatures de répartition, perpendiculaires aux armatures principales, doivent être disposées dans les dalles supportant une chaussée. Ces armatures de répartition sont situées "à l'intérieur" des armatures principales. Leur diamètre ne doit pas être inférieur à 8mm, et leur espacement ne doit pas être supérieur à 200mm. Il convient que la section transversale de ces armatures de répartition ne soit pas inférieure à 0,1 % de la section transversale de la dalle. Ces

armatures de répartition doivent également être disposées au niveau des points inférieurs des armatures principales inclinées. Le diamètre des armatures de répartition dans les dalles supportant un trottoir, ne doit pas être inférieur à 6mm et leur espacement ne doit pas être supérieur à 200mm.

9.2.5 Lors du ferrailage d'une dalle, selon les deux directions, dalle qui s'appuie sur les quatre côtés, la dalle peut être divisée en trois parties, selon la direction longitudinale et la direction transversale. Dans les deux directions, les largeurs des parties latérales font toutes $1/4$ de la largeur du côté court de la dalle. Les sections d'armatures dans la partie centrale doivent être déterminées par le calcul, et les sections d'armatures dans chacune des parties latérales doivent être prises égales à la moitié de la section retenue pour la partie centrale. L'espacement entre les barres ne doit pas être supérieur à 250mm, et ne doit pas être supérieur à deux fois l'épaisseur de la dalle.

9.2.6 Les armatures dans les dalles biaisées, peuvent être disposées selon les dispositions suivantes

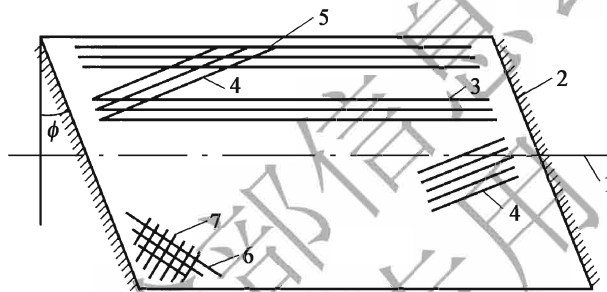


Figure 9.2.6 dispositions des armatures dans les dalles biaisées

1-axe longitudinale;2-lignes d'appui;3-l'armatures dans la direction longitudinale;4-armatures perpendiculaires aux lignes d'appui;5-armatures sur les côtés libres;6-armatures perpendiculaires à la bissectrice de l'angle obtus;7-armatures parallèles à la bissectrice de l'angle obtus

- 1 Lorsque l'angle biais de la dalle (angle formé par la ligne perpendiculaire à la ligne d'appui et l'axe longitudinal du pont) n'est pas supérieur à 15° , les armatures principales peuvent être disposées parallèlement à l'axe longitudinal du pont. Lorsque l'angle biais de la dalle est supérieur à 15° , il est souhaitable que les armatures principales soient disposées perpendiculairement aux lignes d'appui de la dalle. Dans ce cas, on doit disposer au moins trois barres parallèlement à l'axe longitudinal sur chacun des côtés libres de la dalle. Les barres doivent être disposées perpendiculairement à la bissectrice de l'angle obtus, au niveau de la face supérieure, près des sommets qui se trouvent dans l'angle obtus de la dalle, et être disposées parallèlement à la bissectrice de l'angle obtus au niveau de la face inférieure, près des sommets qui se trouvent dans l'angle obtus de la dalle. Ces armatures doivent être disposées dans la zone en forme d'éventail à 1.0m ~ 1.5m de part et d'autre des sommets des angles obtus de la dalle. Il convient que le diamètre de ces armatures soit supérieur à 12mm et l'espacement entre ces barres soit de 100 ~ 150mm.

- 2 Il convient que les armatures de répartition de la dalle biaise soient placées perpendiculairement aux armatures principales. Leur diamètre, leur espacement et leur nombre peuvent être déterminés conformément à l'article 9.2.4. Dans les zones proches des lignes d'appuis de la dalle biaise, il est souhaitable de rajouter des armatures de répartition, parallèles aux lignes d'appui. Il est aussi possible de répartir les armatures de répartition, dans une zone de transition, sous forme d'éventail, afin qu'elles soient parallèles à la ligne d'appui au niveau des sections sur appui.
- 3 Les armatures principales des dalles biaises préfabriquées, peuvent être parallèles à l'axe longitudinal du pont. Il convient que les armatures de renforcement au niveau des angles obtus et les armatures de répartition soient disposées conformément aux dispositions des paragraphes 1 et 2.

9.2.7 Pour les dalles composées de dalles préfabriquées et de béton coulé en place, la surface supérieure de la dalle préfabriquée, doit être une surface rugueuse constituée d'auges ou de rainures d'au moins 6mm de profondeur. Les armatures de liaison verticales au niveau de l'interface entre la partie préfabriquée et la partie coulée en place, doivent être scellées dans les deux parties et la longueur de scellement ne doit pas être inférieure à 10 fois le diamètre des armatures. L'espacement longitudinal de ces barres ne doit pas être supérieur à 500mm.

9.2.8 Lorsque les dalles préfabriquées sont reliées entre elles par des joints de reprise coulés en place, la largeur du joint en face supérieure, doit permettre l'insertion d'aiguilles vibrantes dans le béton. Il convient que la profondeur du joint soit de $2/3$ l'épaisseur des dalles préfabriquées. Les armatures en sortie des dalles préfabriquées sont scellées dans le joint. Une couche de béton d'épaisseur minimale 80mm, doit être coulée en place, au-dessus de la face supérieure des dalles préfabriquées.

9.2.9 Les dalles supportées par des poteaux isolés ainsi que les armatures transversales ou les armatures inclinées reprenant les efforts de poinçonnement, doivent être conformes aux dispositions suivantes

- 1 L'épaisseur de la dalle ne doit pas être inférieure à 150mm
- 2 Le diamètre des armatures transversales ne doit pas être inférieur à 8mm, et leur espacement ne doit pas être supérieur à $1/3 h_0$. Les armatures transversales doivent être des cadres fermés qui tiennent lieu d'armatures de montage. Les sections d'armatures transversales doivent être disposées à l'intérieur du prisme de poinçonnement. Les armatures transversales de même diamètre et de même espacement que les armatures de poinçonnement, doivent être également placées, à une distance supérieure ou égale à

$0.5h_0$, par rapport à l'origine de la surface inclinée de rupture par poinçonnement [autrement dit, les armatures transversales de poinçonnement doivent être placées dans la dalle à une distance de $1.5h_0$, par rapport à chaque surface verticale du poteau, voir figure 9.2.9a)].

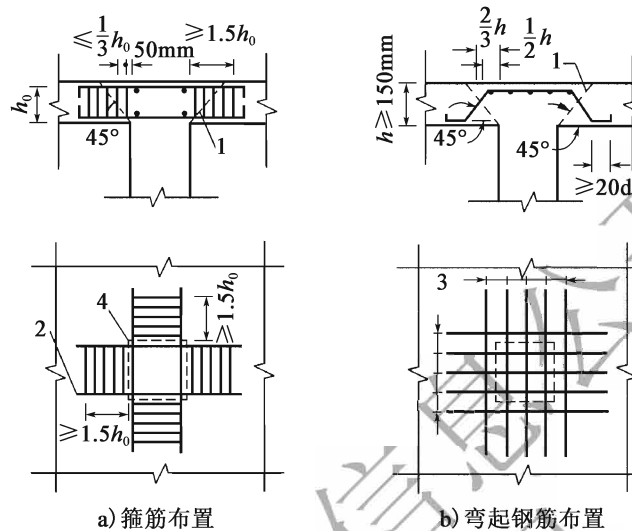


Figure 9.2.9 Dispositions des armatures transversales de poinçonnement dans la dalle supportée par un poteau unitaire

1-surface inclinée du prisme de poinçonnement;2-armatures de répartition ;3-armatures inclinées;4-périmètre de la zone sous l'effet de la réaction concentrée

- 3 Le diamètre des armatures inclinées ne doit pas être inférieur à 12mm. L'angle d'inclinaison des armatures peut être de $30^\circ \sim 45^\circ$, en fonction de l'épaisseur de la dalle. Il est nécessaire de placer au minimum 5 barres inclinées dans chacune des faces verticales du poteau. La partie inclinée des armatures inclinées doit traverser la surface du prisme de poinçonnement, et le point d'intersection des armatures inclinées avec le prisme de poinçonnement doit se situer à une distance de $h \sim h$ par rapport au périmètre de la zone soumise aux effets de la réaction concentrée [voir figure 9.2.9b)].

9.3 Poutres

9.3.1 Les entretoises et les diaphragmes du tablier en béton armé doivent être conformes aux dispositions suivantes :

- 1 Les entretoises d'about et intermédiaires, doivent être prévues dans les VIPP. Lorsque les liaisons transversales entre les poutres en T sont supposées rigides, l'espacement longitudinal entre les entretoises ne doit pas être supérieur à 10m.

- 2 Les entretoises transversales d'about doivent être prévues dans les tabliers multi-caisson préfabriqués. Il convient que les positions des entretoises intermédiaires soient déterminées selon des conditions spécifiques.
- 3 Les entretoises d'about doivent être prévues à l'intérieur du caisson au niveau des extrémités du tablier. Pour les ponts-caissons, de rayon de courbure inférieur à 240m, des entretoises intermédiaires doivent être prévues dans les travées, et leur espacement ne doit pas être supérieur à 10m pour les caissons en béton armé. Cet espacement doit être déterminé selon des conditions spécifiques pour les caissons en béton précontraint. Pour les ponts-caissons construits par encorbellements successifs, de longueur supérieure ou égale à 50m, les entretoises intermédiaires doivent être prévues dans les travées et des trous d'homme doivent être prévus dans ces entretoises.

9.3.2 Les dimensions des poutres doivent être conformes aux dispositions suivantes

- 1 L'épaisseur de la partie en encorbellement du hourdis supérieur des poutres préfabriquées en T ou des poutres-caissons, ne doit pas être inférieure à 100mm. Lorsque les poutres préfabriquées à section en T, sont connectées transversalement par du béton coulé en place ou lorsque les poutres-caissons sont munies d'armatures de précontrainte transversales dans le hourdis supérieur, l'épaisseur de la partie en encorbellement du hourdis supérieur, ne doit pas être inférieure à 140mm. Pour les poutres de section en T ou en I, l'épaisseur du hourdis au niveau de la jonction avec l'âme ne doit pas être inférieure au 1/10 de la hauteur de la poutre. Lorsque des goussets sont présents en-dessous du hourdis, l'épaisseur du gousset peut être incluse dans l'épaisseur du hourdis au niveau de la jonction avec l'âme. Si la pente de la surface inférieure du gousset présente une $\tan\alpha > 1/3$, on considère alors que $\tan\alpha = 1/3$.
- 2 Pour les poutres-caissons, des goussets supérieurs doivent être prévus au niveau de la jonction entre l'âme et le hourdis supérieur. Des goussets ou chanfreins inférieurs doivent être prévus au niveau de la jonction entre l'âme et le hourdis inférieur. L'épaisseur au centre des hourdis supérieur et inférieur, ne doit pas être inférieure au 1/30 de la portée nette transversale des hourdis, et ne doit pas être inférieure à 200mm. Lorsque la poutre-caisson est soumise à des efforts de torsion, les exigences de l'article 5.5.1 doivent être satisfaites.
- 3 La largeur de l'âme des poutres en T, en I ou en caisson, ne doit pas être inférieure à 160mm. Lorsque des armatures de précontrainte verticales sont présentes dans l'âme, la hauteur de l'âme entre les goussets supérieurs et inférieurs ne doit pas être supérieure à 20 fois sa largeur. Lorsque des armatures de précontrainte, verticales ne sont pas présentes

dans l'âme, la hauteur de l'âme entre les goussets supérieurs et inférieurs, ne doit pas être supérieure à 15 fois sa largeur. Dans le cas d'une âme de largeur variable, il convient que la longueur de la partie de transition ne soit pas inférieure à 12 fois la différence entre sa largeur maximale et sa largeur minimale. Lorsque les poutres en T, en I ou en caisson sont soumises à des efforts de torsion, la largeur moyenne de l'âme doit être conforme aux articles 5.5.5 et 5.5.1.

- 4 Pour les poutres qui disposent de goussets longitudinaux continus, il convient que le rapport entre la dimension verticale et la dimension transversale du gousset, ne soit pas supérieur à 1/6.

9.3.3 L'espace net entre barres d'éléments soumis à la flexion, doit permettre l'insertion d'aiguilles vibrantes dans le béton, lors du coulage.

Lorsque le nombre de lits d'armatures est inférieur ou égal à 3, l'espace transversal net entre les barres principales, et l'espace vertical net entre les différents lits, ne doivent pas être inférieurs à 30mm et ne doivent pas être inférieurs au diamètre des barres principales. Lorsque le nombre de lits d'armatures est supérieur à 3, l'espace transversal net entre les barres principales, et l'espace vertical net entre les différents lits ne doivent pas être inférieurs à 40mm, et ne doivent pas être inférieurs à 1.25 fois le diamètre des barres principales. Dans le cas d'armatures en paquet, le diamètre équivalent est pris en compte.

9.3.4 Les armatures tendues soumises à des charges concentrées, dans les hourdis supérieurs des poutres de section en T ou en caisson, doivent être conformes à l'article 9.2.2. Les armatures de répartition, perpendiculaires aux armatures tendues peuvent être disposées selon l'article 9.2.4.

Une partie des barres transversales tendues dans les hourdis supérieurs des poutres-caissons, soumise à des charges concentrées, peut être déviée dans les sections près de l'âme. Les extrémités des armatures qui traversent l'âme, sont prolongées jusqu'aux rives du hourdis supérieur, et sont façonnées en forme de crochet. Le nombre de barres rectilignes ne doit pas être inférieur à trois par mètre de largeur, et ces barres doivent être prolongées à l'extrémité du hourdis. Lorsque la longueur de la partie en encorbellement du hourdis est supérieure à 2,5 m conformément à la valeur l_c donnée dans l'article 4.2.5, la section des barres rectilignes ne doit pas être inférieure à 60% de celle des barres qui se situent à la racine de l'encorbellement, barres qui résistent au moment négatif.

9.3.5 Les armatures de construction parallèles ou perpendiculaires à l'axe du pont, doivent être disposées respectivement au niveau des faces supérieure et inférieure du hourdis inférieur des poutres-caissons. Pour les ponts en béton armé, la section de ces armatures de construction ne doit

pas être inférieure à 0,4 % de la section transversale du hourdis inférieur. Pour les ponts en béton précontraint, la section de ces armatures de construction ne doit pas être inférieure à 0,3 % de la section transversale du hourdis inférieur. Ces armatures de construction peuvent également servir de barres tendues et être disposées par segments, lorsque l'épaisseur du hourdis inférieur est variable. Il convient que le diamètre de ces barres ne soit pas inférieur à 10mm, et que l'espacement ne soit pas supérieur à 300mm.

9.3.6 Il convient que les armatures principales tendues des poutres en béton armé à section en T ou caisson soient disposées à l'intérieur de la largeur participante du hourdis, telle que spécifiée aux articles 4.3.3 ou 4.3.4. Dans les sections de hourdis, en dehors de la largeur participante, les armatures de construction longitudinales peuvent être prévues avec une section supérieure ou égale à 0,4 % de la section transversale du hourdis. Il convient que les armatures de précontrainte dans les hourdis des poutres en T ou en caisson soient en grande partie à l'intérieur de la largeur participante.

9.3.7 Les barres longitudinales de 6 à 8mm de diamètre, doivent être placées au niveau des deux faces verticales de l'âme des poutres en T, en I, ou en caisson. Il convient que la section de ces armatures longitudinales d'âme soit de $(0.001 \sim 0.002)bh$, avec b largeur de l'âme et h hauteur de la poutre. Dans les zones tendues, l'espacement de ces armatures ne doit pas être supérieur à la largeur de l'âme et ne doit pas être supérieur à 200mm. Dans les zones comprimées, l'espacement de ces armatures ne doit pas être supérieur à 300mm. Dans les sections à proximité des appuis, où les efforts de cisaillement sont importants, et dans les sections d'ancrage de la précontrainte, la section de ces armatures longitudinales doit être augmentée, et l'espacement recommandé est de 100 ~ 150mm.

9.3.8 Il convient de ne pas couper les armatures longitudinales tendues. L'extrémité des armatures longitudinales tendues doit être située à une distance supérieure ou égale à $(l_a + h_0)$ par rapport à la section dans laquelle la contrainte de traction dans les armatures est égale à leur limite d'élasticité selon le calcul de la résistance à la flexion (voir figure 9.3.8), où l_a est la longueur minimale d'ancrage, et h_0 la hauteur utile de la section de la poutre. Dans le même temps, l'extrémité de ces armatures longitudinales tendues doit être située à une distance supérieure ou égale à $20d$ ($25d$ dans le cas de barres revêtues de résine époxy) par rapport à la section dans laquelle ces armatures ne sont plus requises selon le calcul de la résistance à la flexion, d étant le diamètre de ces armatures. Lorsque les armatures longitudinales comprimées sont disposées en travée, l'extrémité de ces armatures doit être située à une distance supérieure ou égale à $15d$ ($20d$ dans le cas de barres revêtues de résine époxy) par rapport à la section dans laquelle ces armatures ne sont plus requises selon le calcul de résistance .

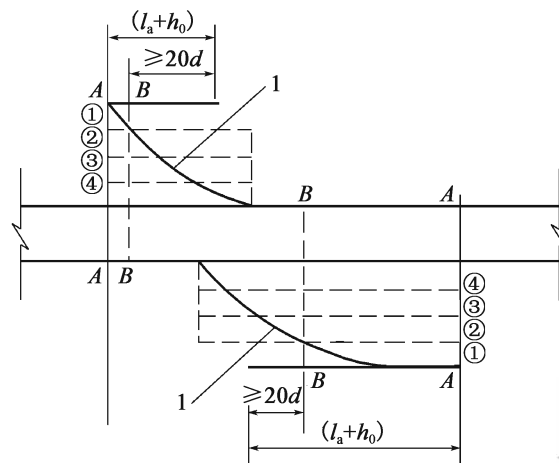


Figure 9.3.8 Position de l'arrêt des armatures longitudinales tendues

A-A: sections dans laquelle la contrainte dans les barres ①, ②, ③, ④ est égale à leur limite d'élasticité; *B-B*: dans laquelle les armatures ① ne sont plus requises; 1, ②, ③, ④-Numéros des barres; 1-diagramme du moment de flexion.

9.3.9 Il doit y avoir au moins deux barres longitudinales qui traversent la section sur appui aux extrémités des poutres en béton armé, et de plus le nombre de ces barres traversantes ne doit pas être inférieur à 1/5 du nombre total des barres principales tendues, au niveau de la face inférieure de la poutre. Parmi ces barres qui traversent la section sur appui, les deux barres extérieures doivent être prolongées en dépassant les points d'appui et être ensuite cintrées pour se prolonger dans la direction verticale jusqu'à la partie supérieure de la poutre en s'attachant aux armatures de montage. Les barres intermédiaires qui sont rectilignes doivent être prolongées en dépassant les points d'appui d'une distance supérieure ou égale à 10 fois le diamètre des barres (12.5 fois le diamètre dans le cas de barres revêtues de résine époxy) et doivent être façonnées en forme de crochet en demi-cercle lorsqu'on recourt à de l'acier HPB300.

9.3.10 L'angle recommandé pour les armatures inclinées est de 45°. Dans les zones tendues, le point de changement de signe pour les armatures longitudinales doit être situé à une distance supérieure ou égale à $h_0/2$ par rapport à la section dans laquelle la contrainte de traction dans ces armatures est égale à leur limite d'élasticité, selon le calcul de résistance en flexion, où h_0 est la hauteur utile de la section. Le point de changement de signe pour ces armatures, peut être situé avant la section dans laquelle ces armatures ne sont plus nécessaires d'après le calcul de résistance à la flexion. Or le point de changement de signe pour ces armatures doit se situer dans les sections où ces armatures ne sont plus nécessaires d'après le calcul (voir figure 9.3.10). Les longueurs minimales d'ancrage pour ces armatures inclinées, sont de 20 fois le diamètre des barres dans les zones tendues et de 10 fois le diamètre des barres dans les zones comprimées. Cette longueur doit être augmentée de 25% dans le cas de barres revêtues de résine époxy. Les extrémités de ces barres doivent être façonnées en forme de crochet en demi-cercle lorsqu'on utilise l'acier HPB300.

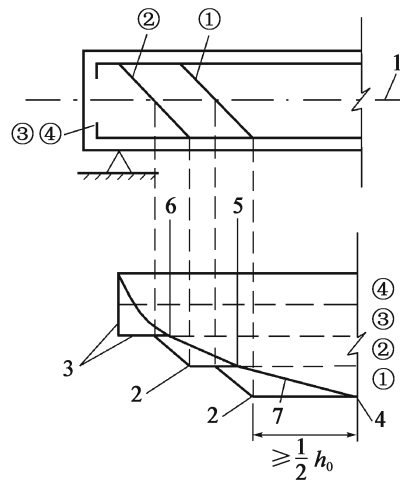


Figure 9.3.10 Position des points de changement de direction des barres inclinées

1-axe du centre de gravité de la poutre;2-points de changement de direction des barres inclinées dans les zones tendues ; 3-diagramme du moment résistant des sections droites;4-sections dans lesquelles la contrainte dans les barres ① ~ ④ est égale à leur limite d'élasticité;5-sections dans lesquelles les armatures ① ne sont plus nécessaires (la contrainte dans les barres ② ~ ④ étant égale à leur limite d'élasticité) ;6-sections dans lesquelles les armatures ② ne sont plus nécessaires (la contrainte dans les barres ③ ~ ④ étant égale à leur limite d'élasticité) ;7-diagramme du moment sollicitant;①、②、③、④—numéros des armatures.

Dans les poutres isostatiques ou dans les zones près des appuis de rive des poutres continues, le point de changement de direction supérieur du premier lit de barres inclinées doit se situer dans la section sur appui. Dans les sections proches des appuis intermédiaires des poutres en encorbellement ou des poutres continues, le point de changement de direction supérieur du premier lit de barres inclinées doit se situer dans la section verticale correspondant aux entretoises sur appuis. A partir du deuxième lit d'armatures inclinées et pour les lits suivants vers la mi-travée, le point de changement de direction supérieur des barres de chacun des lits doit se situer dans les sections qui sont avant le point de changement de direction inférieur des barres du lit précédent .

Les barres flottantes qui ne sont attachées à aucune autre barre sont interdites .

9.3.11 Il convient que les lits d'armatures soudées entre elles dans les poutres en béton armé satisfassent aux exigences suivantes :

- 1 Les cordons de soudure doivent se situer sur les faces latérales des armatures afin de constituer une cage d'armatures (voir figure 9.3.11). Ces cordons de soudure doivent se situer au niveau des points de changement de direction des armatures inclinées et des cordons de soudure courts supplémentaires doivent se situer dans la partie rectiligne des armatures.
- 2 Les armatures inclinées qui constituent une cage d'armatures, peuvent être les barres longitudinales inclinées ainsi que les barres inclinées locales utilisées pour le montage.

- 3 Lors de la soudure entre armatures inclinées et armatures longitudinales rectilignes, il convient d'adopter des soudures sur les deux faces latérales, et la longueur du cordon des soudures doit être égale à 5 fois le diamètre des barres. La longueur du cordon de soudure qui court entre armatures longitudinales rectilignes doit être égale à 2.5 fois le diamètre des barres. Si les barres sont soudées sur une seule face latérale, les longueurs des cordons ci-dessus doivent être multipliées par 2.
- 4 Si le nombre de lits de barres faisant partie de la cage d'armatures soudées ne dépasse pas 6, le diamètre des barres ne doit pas dépasser 32mm.

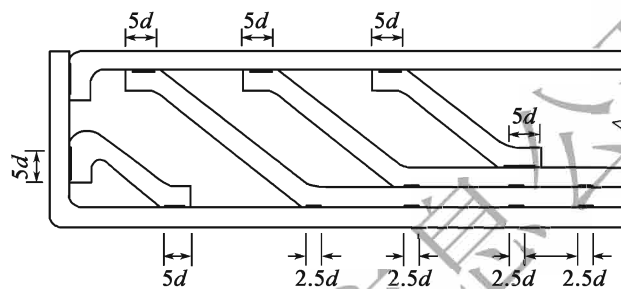


Figure 9.3.11 Schéma d'une cage d'armatures soudées

9.3.12 Les armatures transversales constituées en cadres doivent satisfaire aux exigences suivantes :

- 1 Dans les poutres en béton armé, le diamètre des barres transversales constituant cadres ne doit pas être inférieur à 8mm et ne doit pas être inférieur au $1/4$ du diamètre des armatures principales. Le taux d'armatures transversales ρ_{sv} (voir article 5.2.9) ne doit pas être inférieur à 0.14% lorsqu'on recourt à des armatures HPB300, et ne doit pas être inférieur à 0.11% lorsqu'on recourt à des armatures HRB400.
- 2 Les cadres doivent être disposés dans les zones où les armatures longitudinales comprimées sont requises, et dans les zones sollicitées par des moments négatifs, près des appuis intermédiaires des poutres continues ou en encorbellement. De plus, l'espacement transversal entre chacune des barres longitudinales comprimées, au milieu d'un lit d'armatures, et les barres de rive, au niveau de l'angle du cadre, ne doit pas être supérieur à la valeur maximale entre 150mm ou 15 fois le diamètre du cadre. Dans le cas contraire, des cadres intérieurs ou des étriers doivent être mis en place. Les crochets, au niveau de l'angle des cadres, doivent être positionnés de manière alternée, des deux côtés de l'axe longitudinal de la poutre.
- 3 L'espacement entre armatures transversales façonnées en cadres, ne doit pas être supérieur à la $1/2$ hauteur de la poutre, et ne doit pas être supérieur à 400mm. L'espacement des cadres qui enlacent les barres longitudinales comprimées, ne doit pas être supérieur à 15 fois le diamètre des barres longitudinales, et ne doit pas être supérieur à 400mm. Dans les

zones de recouvrement des barres tendues ligaturées, l'espacement des cadres ne doit pas être supérieur à 5 fois le diamètre des barres longitudinales, et ne doit pas être supérieur à 100mm. Dans les zones de recouvrement des barres comprimées ligaturées entre elles, l'espacement des cadres ne doit pas être supérieur à 10 fois le diamètre des barres longitudinales et ne doit pas être supérieur à 200mm. Dans les zones de part et d'autre des sections sur appuis, sur une longueur minimale égale à la hauteur de la poutre, il convient que l'espacement des cadres ne soit pas supérieur à 100mm.

- 4 L'espacement entre le premier cadre et la section d'extrémité de la poutre doit être égal à l'épaisseur d'enrobage. Dans les zones proches de l'intersection entre poutres ou de l'intersection entre poutres et poteaux, il convient que la distance entre le premier cadre et la section d'intersection ne soit pas supérieure à 50mm.

9.3.13 Les armatures transversales et longitudinales des éléments sollicités à la flexion, au cisaillement et à la torsion doivent satisfaire aux exigences suivantes :

- 1 Les armatures transversales doivent être constituées en cadres, avec des crochets à 135° qui ensèrent les armatures longitudinales. Les crochets d'angle des cadres doivent être positionnés de manière alternée sur les deux côtés de l'axe longitudinal de la poutre.
- 2 Les armatures longitudinales qui résistent au moment de torsion, doivent être uniformément réparties sur le périmètre de la section, avec un espacement inférieur à 300mm. Dans les sections rectangulaires, les armatures longitudinales doivent être placées au niveau de chacun des sommets de la section et la longueur d'ancrage de ces armatures doit être conforme aux dispositions de l'article 9.1.4.
- 3 Pour les éléments sollicités au cisaillement et à la torsion (l'âme de la poutre, par exemple), le taux d'armatures transversales ρ_{sv} ne doit pas être inférieur à $\left[(2\beta_t - 1) \left(0.055 \frac{f_{cd}}{f_{sv}} - c \right) + c \right]$ avec β_t coefficient calculé selon l'article 5.5.4, c pris égal à 0.0014 pour l'acier HPB300 et 0.0011 pour l'acier HPB400. Pour les éléments sollicités à la torsion simple (hourdis en encorbellement de la poutre, par exemple), le taux d'armatures transversales ρ_{sv} ne doit pas être inférieur à $0.055 f_{cd} / f_{sv}$.
- 4 Le taux d'armatures longitudinales ne doit pas être inférieur à la somme du taux d'armatures longitudinales minimal des éléments sollicités à la flexion et du taux d'armatures longitudinales minimal des éléments sollicités à la torsion. Pour les éléments sollicités à la flexion, le taux d'armatures longitudinales minimal, doit être pris selon l'article 9.1.12. Pour les éléments sollicités à la torsion, le taux d'armatures longitudinales minimal, est

de $(A_{st,min}/bh)$, qui doit être pris égal à $0.08(2\beta_t - 1)f_{cd}/f_{sd}$, lorsque l'élément est sollicité au cisaillement et à la torsion, et peut être pris égal à $0.08f_{cd}/f_{sd}$, lorsque l'élément est sollicité à la torsion simple. $A_{st,min}$ est la section totale minimale des armatures longitudinales des éléments sollicités à la torsion simple. h est la dimension du côté long de la section. b est la dimension du côté court de la section. f_{sd} est la résistance caractéristique à la traction des armatures longitudinales.

9.3.14 Pour les âmes courbes, les armatures longitudinales près des surfaces concaves, doivent être enserrées par des cadres. L'espace entre les cadres ne doit pas être supérieur à 10 fois le diamètre des armatures longitudinales, et le diamètre des cadres ne doit pas être inférieur à 8mm. La section d'un brin de cadre doit être calculée selon la formule suivante :

$$A_{sv1} \geq m A_s \quad (9.3.14-1)$$

$$r = \frac{l}{2} \left(\frac{1}{4\beta} + \beta \right) \quad (9.3.14-2)$$

Avec :

A_{sv1} —Section d'un brin de cadre

m —Rapport entre la résistance de calcul à la traction des armatures longitudinales et celle des cadres

A_s —Section des armatures longitudinales enserrées par un cadre (deux brins)

r —Rayon de courbure des surfaces concaves disposées en cercle. Pour les autres types de courbes, le rayon de courbure peut être calculé de manière approximative en utilisant la formule (9.3.14-2).

s_v —Espacement entre cadres [voir la figure 9.3.14a)]

l —Longueur de la corde de la partie courbe [voir la figure 9.3.14a)]

β —Rapport entre la flèche et la corde de la partie courbe

Les armatures tendues qui se croisent doivent être prolongées respectivement selon l'axe de chacune, d'une distance égale à la longueur d'ancrage [voir la figure 9.3.14 b)] et les armatures longitudinales doivent être prolongées et ancrées dans les zones comprimées. L'étendue de la zone comprimée peut être déterminée en fonction de la hauteur comprimée de la section.

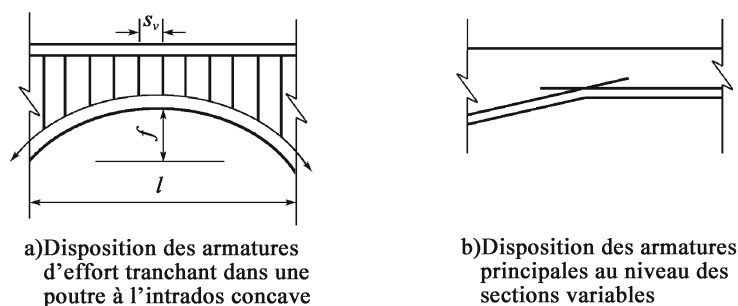


Figure 9.3.14 Dispositions des cadres, près de la surface concave et des armatures qui se croisent.

9.3.15 Il convient que les joints transversaux des poutres préfabriquées de section en T soient coulés en place. Les armatures longitudinales au niveau des joints peuvent être enserrées par des armatures en boucles. Il convient que les joints entre entretoises soient coulés en place.

L' écart entre l' âge du béton de la partie préfabriquée et l' âge du béton frais ne doit pas excéder 3 mois.

9.3.16 Pour les poutres constituées de composants préfabriqués et de béton coulé en place, il convient que l' épaisseur du béton coulé en place ne soit pas inférieure à 150mm. La surface supérieure de la dalle préfabriquée doit être rugueuse avec des auges ou rainures d' au moins 6mm de profondeur.

9.3.17 Pour les poutres constituées de composants préfabriqués et de béton coulé en place, les cadres scellés dans la partie préfabriquée, doivent être prolongés dans la partie coulée en place, et la longueur de cette partie ne doit pas être inférieure à 10 fois le diamètre des cadres.

9.4 Eléments de tablier en béton précontraint

9.4.1 Il convient que l' espacement des armatures de précontrainte verticale dans les poutres préfabriquées en béton précontraint soit de 500 ~ 1000mm.

Les diamètres minimaux des cadres dans les poutres en béton précontraint de section en T, en I, ou dans les âmes des poutres-caissons, sont respectivement 10mm et 12mm. Ces armatures doivent être des barres à haute adhérence avec un espacement souhaitable inférieur ou égal à 200mm. Dans les zones se situant de part et d' autre de la section sur appui, et dont les longueurs sont au moins égales à la hauteur de la poutre, les cadres fermés doivent présenter un espacement inférieur ou égal à 100mm.

Dans le talon des poutres de section en T ou en I, les cadres fermés de diamètre supérieur ou égal à 8mm, doivent être adoptés avec un espacement inférieur ou égal à 200mm.

9.4.2 La combinaison des armatures FRP et des armatures en acier doit être adoptée dans certains éléments. Les armatures à haute adhérence de petit diamètre, doivent présenter un espacement resserré au niveau des bords des zones tendues .

9.4.3 Pour les éléments en béton, précontraints par pré-tension, il est préférable d' utiliser des torons ou des fils adhérents comme armatures de précontrainte. Lorsque les fils lisses sont utilisés, des mesures spécifiques doivent être prises pour assurer un ancrage fiable du fil dans le béton.

9.4.4 Dans les éléments en béton, précontraints par pré-tension, la distance nette entre torons ne doit pas être inférieure à 1,5 fois leur diamètre nominal. L'espacement des torons 1 × 7 ne doit pas être inférieur à 25mm. L'espacement des fils de précontrainte ne doit pas être inférieur à 15mm.

9.4.5 Dans les éléments en béton, précontraints par pré-tension, les armatures disposées en spirales doivent être disposées sur une longueur d'au moins 150mm aux extrémités des barres de précontrainte, si ces barres sont posées de manière individuelle. Dans le cas de plusieurs barres de précontrainte, 3 à 5 treillis doivent être disposés sur une longueur égale à 10 fois le diamètre de la barre de précontrainte à partir de l'extrémité de l'élément.

9.4.6 Dans les zones d'ancrage des éléments en béton, précontraints par post-tension, des tromplaques doivent être utilisées pour les dispositifs d'ancrage. Des frettes doivent être placées sous les plaques d'ancrage, avec un taux d'armatures volumique ρ_v (voir l'article 5.7.2) qui ne doit pas être inférieur à 0,5 %.

9.4.7 Dans les poutres en béton, précontraintes par post-tension (y compris dans les parties coulées en place dans les travées de rive des poutres continues, ou des poutres en encorbellement), une partie des armatures de précontrainte doit être relevée de manière symétrique dans la section transversale pour rejoindre la section d'about élargie où il est souhaitable que les ancrages de ces armatures soient uniformément répartis. Dans les zones proches des extrémités de la poutre, il convient de disposer des armatures longitudinales et des armatures transversales avec un espacement resserré conformément aux dispositions des articles 9.3.7 et 9.4.1.

9.4.8 Pour des gaines de précontrainte courbes, les épaisseurs minimales d'enrobage dans le plan de la courbe et hors du plan de la courbe, doivent être calculées selon les formules suivantes:

- 1 Epaisseur minimale d'enrobage dans le plan de la courbe des gaines et dans la direction vers l'intérieur de la courbe

$$C_{in} \geq \frac{P_d}{0.266r \sqrt{f'_{cu}}} - \frac{d_s}{2} \quad (9.4.8-1)$$

Avec:

C_{in} —Epaisseur minimale d'enrobage dans le plan de la courbe (mm)

P_d —L'effort de calcul à la mise en tension de la précontrainte (N), peut être pris égal à 1.

2 fois l'effort de précontrainte résiduel après perte de tension dû au frottement à la rentrée de l'ancrage, à la rentrée des mors, et au frottement entre armatures de précontrainte et gaines.

r —Rayon de courbure des gaines (mm), peut être calculé selon la formule (9.3.14-2)

f'_{cu} —Résistance caractéristique du béton (MPa) lors des essais de compression sur éprouvette de 150mm de côté, à l'âge de la mise en tension

d_s —Diamètre extérieur des gaines (mm)

Lorsque l'épaisseur d'enrobage, calculée selon la formule (9.4.8-1), est trop importante, l'épaisseur minimale d'enrobage spécifiée à l'article 9.1.1 peut également être adoptée, mais les cadres doivent être disposés dans la zone où les câbles sont courbes. La section d'un brin des cadres peut être calculée selon la formule suivante :

$$A_{sv1} \geq \frac{P_d s_v}{2 r f_{sv}} \quad (9.4.8-2)$$

Avec :

A_{sv1} —Section d'un brin individuel de cadres (mm²)

s_v —Espacement des cadres

f_{sv} —Résistance de calcul à la traction des cadres (MPa), prise selon le tableau 3.2.3-1.

2 Epaisseur minimale d'enrobage hors du plan de la courbe des gaines

$$C_{out} \geq \frac{P_d}{0,266 \pi r \sqrt{f'_{cu}}} - \frac{d_s}{2} \quad (9.4.8-3)$$

Avec :

C_{out} —Epaisseur minimale d'enrobage hors plan de la courbe des gaines (mm)

3 Lorsque l'épaisseur calculée par les formules ci-dessus, est inférieure à celle stipulée dans le tableau 9.1.1, les épaisseurs doivent être déterminées conformément au tableau 9.1.1 en fonction de la classe d'exposition.

9.4.9 Les éléments en béton, précontraints par post-tension, présentant des gaines de précontrainte, doivent être réglés conformément aux prescriptions suivantes :

1 La distance nette entre les gaines rectilignes ne doit pas être inférieure à 40mm et il est préférable qu'elle ne soit pas inférieure à 0,6 fois le diamètre de la gaine. Les parties rectilignes des gaines en feuillard métallique ou plastique, ainsi que les conduits métalliques minces peuvent être superposés dans la direction verticale.

2 La distance nette minimale entre les gaines courbes adjacentes dans le plan de la courbe, doit être calculée conformément au paragraphe 1 de l'article 9.4.8, où P_d et r sont respectivement l'effort de calcul à la mise en tension et le rayon de courbure du câble de précontrainte, dont le rayon de courbure est plus important. C_{in} est la distance nette entre bords extérieurs des deux gaines adjacentes dans le plan de la courbe. Lorsque l'

espacement calculé ci-dessus est inférieur à l'espacement entre les bords extérieurs des gaines dans les zones rectilignes, ce dernier espacement doit être pris en compte.

La distance nette minimale entre bords extérieurs des gaines adjacentes, en dehors du plan de la courbe des gaines, doit être calculée conformément au paragraphe (2) de l'article 9.4.8, où C_{out} est la distance nette entre bords extérieurs de deux gaines adjacentes en dehors du plan de la courbe.

- 3 La section intérieure des gaines ne doit pas être inférieure à 2 fois la section de l'armature de précontrainte.
- 4 Lorsque des contre-flèches sont prévues, ces contre flèches doivent également être disposées sur les gaines.

9.4.10 Le rayon de courbure des armatures de précontrainte en courbe, doit être conforme aux dispositions suivantes :

- 1 Si le diamètre des fils ou des torons est inférieur ou égal à 5mm, il convient que le rayon de courbure ne soit pas inférieur à 4m. Si le diamètre des fils est supérieur à 5mm, il convient que le rayon de courbure ne soit pas inférieur à 6m.
- 2 Si le diamètre des barres de précontrainte nervurées est inférieur ou égal à 25mm, il convient que le rayon de courbure ne soit pas inférieur à 12m. Si le diamètre des barres de précontrainte nervurées est supérieur à 25mm, il convient que le rayon de courbure ne soit pas inférieur à 15m.

9.4.11 Pour les fils et les torons des éléments en béton, précontraints par post-tension, il convient que la longueur minimale de la partie rectiligne à la sortie des ancrages soit de 0,80 à 1,50 m.

9.4.12 Les essais sur coulis de ciment utilisé pour l'injection des gaines de précontrainte, doivent être effectués sur des éprouvettes de 40mm × 40mm × 160mm et à l'âge de 28 jours selon les dispositions des « Méthodes d'essai de la résistance du coulis de ciment (méthode ISO) » (GB/T 17671).

La résistance à la compression, ne doit pas être inférieure à 50MPa. Pour réduire le retrait du coulis, une certaine quantité d'agent expansif peut être introduite dans le coulis.

9.4.13 Après mise en tension de la précontrainte, les ancrages ainsi que les armatures constructives autour de ces ancrages qui les relient à la poutre, doivent être scellés par du béton coulé en place. La classe de résistance du béton de scellement ne doit pas être inférieure à 80% de

la classe de résistance du béton de la poutre et ne doit pas être inférieure à C30.

9.4.14 Lors du choix du système de précontrainte et de la disposition des armatures de précontrainte dans les poutres continues, des mesures doivent être prises pour réduire les pertes par frottement.

9.4.15 Sur la longueur des poutres continues, il convient que les armatures de précontrainte ne soient pas augmentées ou diminuées de manière brutale dans une section ou dans une certaine zone. Dans la zone où les moments positifs et négatifs de la poutre alternent, une zone de longueur importante peut être prévue dans laquelle se trouvent les recouvrements des armatures de précontrainte qui devraient être disposées de manière répartie.

Au niveau des appuis intermédiaires des poutres continues, des barres passives, dans la direction longitudinale du pont, doivent être disposées dans l'âme et le hourdis inférieur.

9.4.16 Lorsque les armatures de précontrainte doivent être ancrées au milieu de l'élément, il est souhaitable que leur point d'ancrage soit situé près de l'axe du centre de gravité de la section ou dans la zone comprimée sous charges extérieures. Si la résistance de la section des poutres est diminuée du fait de l'ancrage, des armatures passives complémentaires doivent être disposées dans la section, afin de la renforcer. Lorsque les armatures de précontrainte, situées dans les hourdis supérieur et inférieur des poutres de section-caisson, sortent des hourdis, elles doivent être ancrées au niveau des bossages spécialement conçus à cet effet. Dans les zones d'ancrage, il convient que le rayon de courbure des armatures de précontrainte soit important et que des armatures façonnées en cadres soient disposées selon l'article 9.4.8.

9.4.17 Les ponts en béton, construits par assemblage de voussoirs préfabriqués doivent être conformes aux dispositions structurelles suivantes

- 1 Les treillis de diamètre supérieur ou égal à 10mm, doivent être disposés dans les sections d'extrémité des voussoirs préfabriqués.
- 2 Il est recommandé d'assembler les voussoirs préfabriqués par des joints collés ou des joints de continuité. La résine époxy est utilisée en tant que colle et les joints de continuité peuvent être remplis par du micro-béton. L'épaisseur de la couche de résine époxy doit être uniforme et les voussoirs doivent être collés par compression. La largeur des joints de continuité en micro-béton ne doit pas être inférieure à 60mm et la résistance du béton du joint ne doit pas être inférieure à celle des voussoirs préfabriqués.
- 3 Des clés de cisaillement doivent être placées au niveau des joints des voussoirs

préfabriqués. Il convient que les clés de cisaillement de l'âme, du hourdis supérieur, du hourdis inférieur et du gousset soient disposées selon la figure 9.4.17-1. Les dimensions des clés de cisaillement doivent répondre aux exigences suivantes (voir la figure 9.4.17-2).

- 1) Sur les âmes, il est recommandé que la hauteur de la zone où sont disposées des clés de cisaillement, ne soit pas inférieure à 75% de la hauteur des âmes. La largeur des clés de cisaillement recommandée est de 75% de la largeur de l'âme.
- 2) La section transversale des clés de cisaillement doit être de forme trapézoïdale (angle proche de 45°) ou de forme trapézoïdale à angle arrondi. La hauteur des clés de cisaillement doit être supérieure à 2 fois le diamètre maximal des agrégats du béton et ne doit pas être inférieure à 35mm. Le rapport entre la hauteur et la largeur moyenne des clés de cisaillement doit être 1:2.

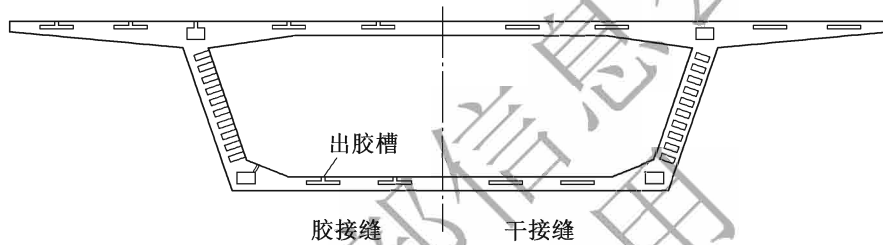


Figure 9.4.17-1 Illustration de la disposition des clés de cisaillement

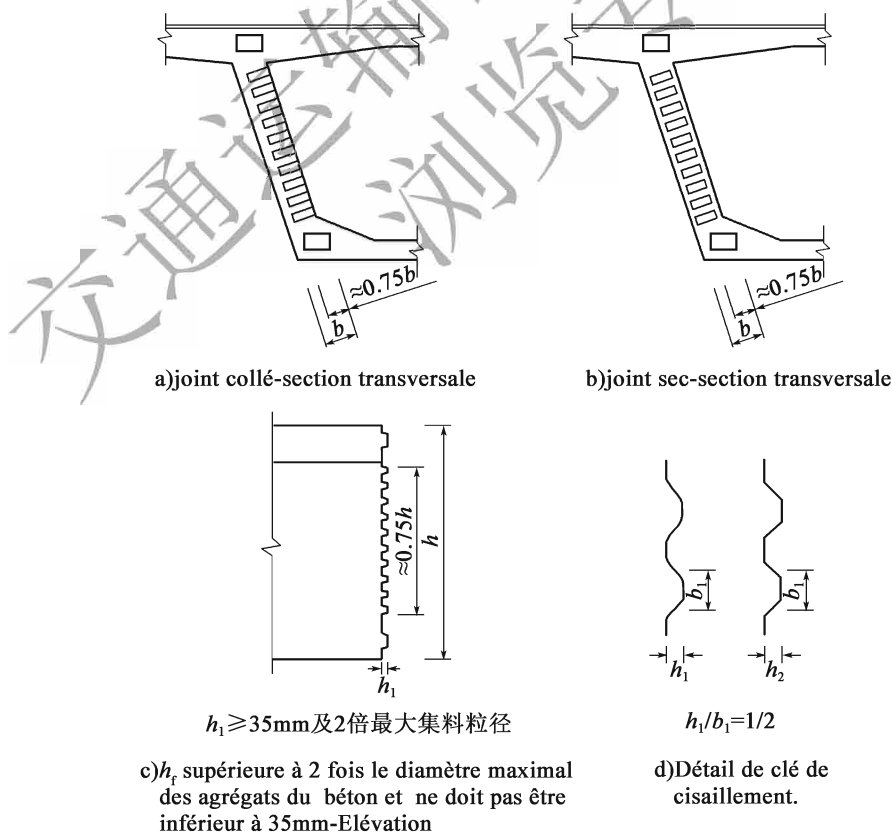


Figure 9.4.17-2 Dimension des clés de cisaillement

9. 4. 18 Les armatures passives dans les zones d' ancrage aux extrémités des éléments précontraints par post-tension doivent être disposées selon les exigences suivantes :

- 1 Des armatures de frettage doivent être disposées sous l' ancrage. Lorsque le bloc d' ancrage s' appuie sur une plaque d' ancrage plat, au minimum 4 lits d' armatures en treillis ou 4 spirales, doivent être disposées sous l' ancrage. Lorsque le bloc d' ancrage s' appuie sur une tromplaque, les armatures en spirales doivent être disposées sur une longueur qui est au moins égale à celle de la tromplaque.
- 2 Des cadres fermés doivent être disposés dans la zone d' équilibre général pour résister aux efforts de fendage. L' espacement entre ces cadres ne doit pas être supérieur à 100mm.
- 3 Des armatures d' éclatement, doivent être disposées dans les sections d' about de la poutre. Dans le cas d' ancrage à excentricité importante, il convient que les armatures d' éclatement au niveau de la surface d' ancrage soient cintrées et prolongées dans les zones tendues, sur les surfaces latérales.

9. 4. 19 Les principaux paramètres géométriques des bossages d' ancrage de la précontrainte par post-tension sont les suivants (voir la figure 9. 4. 19) : le rayon de courbure des armatures de précontrainte (R), l' angle de déviation des armatures de précontrainte (α), les dimensions de la surface d' ancrage (S_1 et S_2) et la longueur du bossage (L). Il convient que les rayons de courbure des armatures de précontrainte soient déterminés selon les articles 9. 4. 10 et 9. 4. 16. Il convient que l' angle de déviation des armatures de précontrainte au niveau du bossage ne soit pas supérieur à 15° . Les dimensions de la surface d' ancrage doivent être déterminées en fonction de la disposition des ancrages et des exigences d' espace pour la mise en tension. Il convient que l' angle entre la surface d' ancrage et la surface latérale inclinée du bossage d' ancrage ne soit pas inférieur à 90° . La longueur du bossage peut être déterminée selon les relations géométriques entre les paramètres ci-dessus.

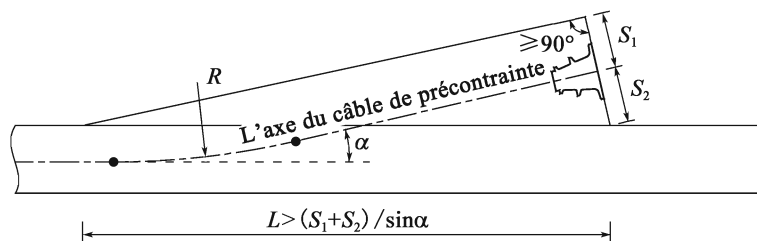


Figure 9. 4. 19 Elévation du bossage d' ancrage

9. 4. 20 Le calcul des armatures doit être effectué pour le bossage d' ancrage et les armatures passives conformément aux dispositions suivantes :

- 1 Les armatures en cadre fermé ou en forme de U doivent être disposées dans la partie du bossage sous l'ancrage, pour résister aux efforts de fendage. Il est recommandé que l'espacement entre ces armatures ne soit pas supérieur à 150mm et que l'étendue de la répartition de ces armatures selon l'axe de la précontrainte, ne soit pas inférieure à 1.2 fois la hauteur du bossage. Les exigences constructives pour ces armatures sont les mêmes que celles du paragraphe 1 de l'article 9.4.18.
- 2 Les armatures tendues ou les cadres, au niveau de la surface sous ancrage doivent être prolongées et scellées dans la paroi à laquelle est attaché le bossage.
- 3 Les armatures longitudinales doivent être disposées au niveau de la surface intérieure des parois, pour résister aux efforts d'entraînement derrière l'ancrage. Il est recommandé que la longueur de ces armatures de renfort longitudinales, ne soit pas inférieure à 1.5m (longueur centrée sur le point d'intersection de la surface du bossage sous l'ancrage, et la surface des parois), et que ces armatures soient réparties dans la direction transversale de part et d'autre de l'axe de la précontrainte sur une largeur égale à 1.5 fois la largeur de la plaque d'ancrage.
- 4 Les armatures longitudinales doivent être disposées au niveau de la surface extérieure des parois, pour résister au moment de flexion local. Il est recommandé que la longueur de ces armatures de renfort, longitudinales ne soient pas inférieures à 1.5m (longueur centrée sur le point qui se situe à une distance égale à l'épaisseur des parois devant la surface du bossage sous l'ancrage) et que ces armatures soient réparties dans la direction transversale de part et d'autre de l'axe de la précontrainte, sur une largeur égale à 1.5 fois la largeur de la plaque d'ancrage.
- 5 Les cadres ainsi que les armatures en forme de U, perpendiculaires aux parois, doivent être disposés dans la zone tendue du fait du changement de direction de la précontrainte. Ces armatures doivent être reliées aux barres longitudinales disposées dans les parois, et il est recommandé de les répartir sur la longueur qui couvre la partie courbe de la précontrainte.

9.4.21 Pour les ponts à précontrainte extérieure, les espaces nécessaires à la maintenance et au remplacement des câbles extérieurs, ainsi que le passage des matériels, doivent être prévus.

9.4.22 Pour les ponts à précontrainte extérieure, le rapport entre la précontrainte intérieure et extérieure ainsi que les mesures anti-corrosion des câbles extérieurs, doivent être déterminés en fonction de la méthode de construction, de la durée de service et de la classe d'exposition.

9.4.23 Le rayon de courbure minimal de la précontrainte extérieure doit être conforme aux dispositions de l'article 9.4.10

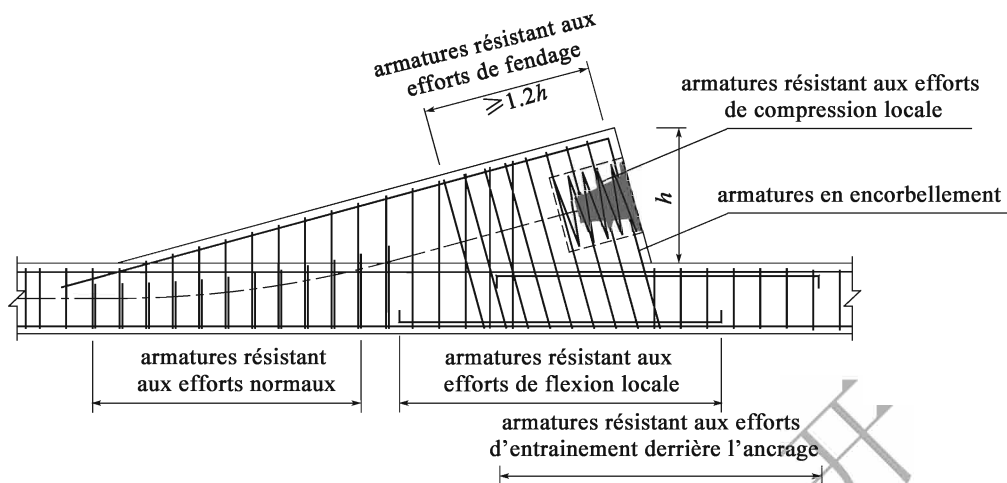


Figure 9.4.20 Illustration des dispositions des armatures passives au niveau du bossage d'ancrage

9.4.24 Les dispositifs de déviation de la précontrainte extérieure peuvent être conçus selon les différents types présentés dans la figure 9.4.24 : le bossage individuel, l'entretoise transversale, l'entretoise verticale, et le diaphragme.

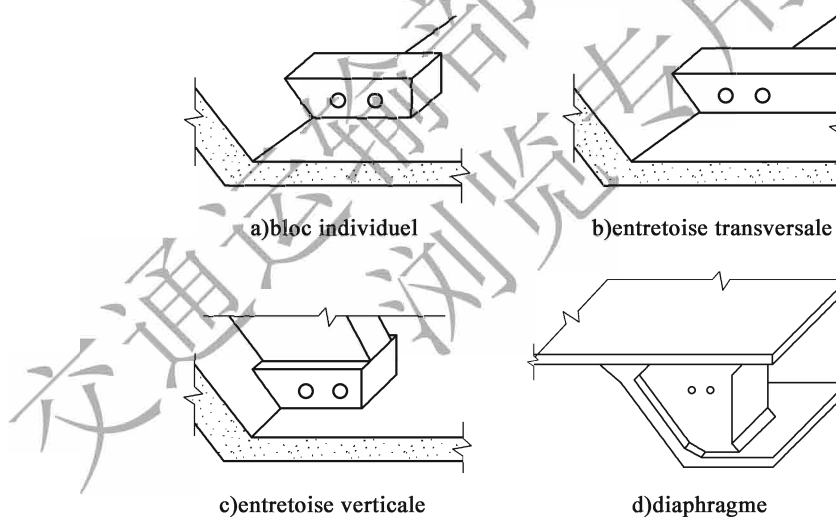


Figure 9.4.24 Illustration des différents types de dispositifs de déviation

9.4.25 Les cadres intérieurs et les cadres extérieurs doivent être disposés dans le bossage individuel. Les cadres intérieurs enserrant les conduits de déviation, individuels. Les cadres extérieurs enserrant tous les conduits de déviation qui traversent le bossage.

Il est recommandé que le diamètre des cadres intérieurs ne soit pas inférieur à 20mm. Les cadres intérieurs et les cadres extérieurs doivent être disposés selon la direction longitudinale des conduits. Il est recommandé que l'espacement de ces cadres ne soit pas supérieur à 100mm.

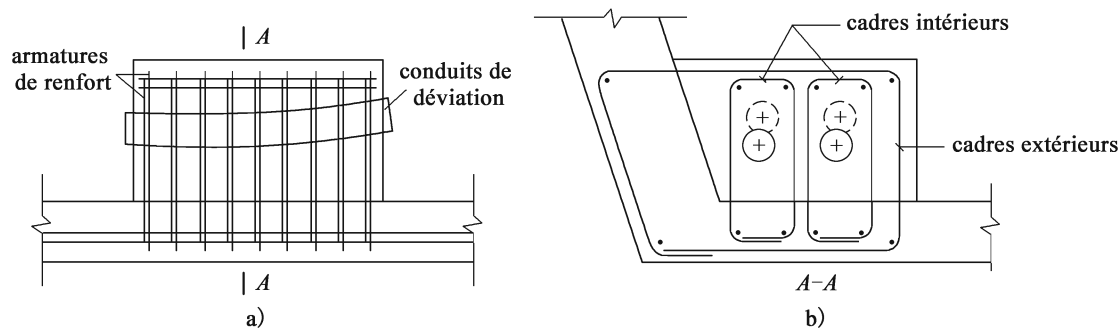


Figure 9.4.25 Illustration des dispositions des armatures dans les bossages de déviation

9.4.26 Il est recommandé que la longueur libre des câbles de précontrainte extérieure, ne soit pas supérieure à 8.0m, et que l'angle de déviation soit prévu au niveau de la transition entre la partie libre et la partie ancrage.

9.4.27 L'épaisseur de l'entretoise d'ancrage doit être déterminée en fonction de la profondeur des dispositifs d'ancrage et de la longueur requise pour la déviation de la précontrainte. Généralement, l'épaisseur de l'entretoise d'ancrage ne doit pas être inférieure à 1000mm. Les dimensions en plan de l'entretoise d'ancrage, doivent être déterminées en prenant en compte les facteurs tels que les dimensions des dispositifs d'ancrage ainsi que l'espace requis pour la mise en tension des câbles.

9.5 Ponts en arc

9.5.1 Le rapport recommandé entre la hauteur et la portée des arcs en béton armé est de $1/4,5$ à $1/8$. Pour les ponts en arc à tablier supérieur, les travées du tablier au-dessus des arcs doivent être déterminées en fonction de la résistance de l'arc. Il est recommandé que le coefficient de l'axe de l'arc en courbe caténaire soit pris égal à $2.814 \sim 1.167$.

9.5.2 Pour les ponts en arc à tablier supérieur, le tablier au-dessus de l'arc doit pouvoir s'adapter aux déformations des arcs et doit répondre aux exigences suivantes :

- 1 Il convient que le tablier supérieur soit composé de dalles ou de poutres isostatiques qui peut s'appuyer sur les appareils d'appui néoprènes élastiques. Des appareils d'appui glissants ainsi que des joints de dilatation doivent être disposés au niveau des extrémités du tablier supérieur.
- 2 En cas de besoin, les entretoises intermédiaires peuvent être prévues entre les potelets qui supportent le tablier supérieur.

- 3 Les armatures dans les potelets doivent être calculées en fonction des efforts sollicitants et doivent avoir une longueur d'ancrage suffisante.
- 4 Des longrines transversales qui relient les bases des potelets doivent être prévues, et il est recommandé que leur hauteur ne soit pas inférieure à 1/5 fois l'espacement entre potelets. Si la section transversale de l'arc est en forme de caisson, des diaphragmes doivent être prévus dans le caisson au niveau des sections du caisson, en-dessous des potelets et des voiles supports du tablier supérieur.

9.5.3 Les armatures longitudinales dans les nervures d'arc sans articulation, doivent être prolongées et ancrées dans les piles et dans les culées. Leurs longueurs d'ancrage doivent être conformes aux dispositions des longueurs minimales d'ancrage du tableau 9.1.4 et en même temps doivent être conformes aux dispositions suivantes :

- 1 Pour les nervures d'arc de section rectangulaire, la longueur d'ancrage des armatures en pied d'arc ne doit pas être inférieure à 1.5 fois la hauteur de la section en pied d'arc.
- 2 Pour les nervures d'arc de section en T, en I ou en caisson, la longueur d'ancrage des armatures en pied d'arc ne doit pas être inférieure à la moitié de la hauteur de la section en pied d'arcs.

Pour les nervures d'arc tri-articulés ou bi-articulés, au moins trois couches de treillis doivent être disposées dans les nervures d'arc et dans les sections de piles et de culées au niveau des pieds d'arc en articulation.

9.5.4 Des entretoises doivent être disposées entre les nervures d'arc. Ces entretoises doivent être disposées au niveau des articulations des arcs tri-articulés et bi-articulés, et au niveau des sections en-dessous des potelets supports du tablier supérieur. La hauteur de ces entretoises peut être prise égale à 0.8 ~ 1.0 fois la hauteur de la section des nervures d'arc, et la largeur peut être prise égale à 0.6 ~ 0.8 fois la hauteur de la section des nervures d'arc. Des barres longitudinales de diamètre supérieur ou égal à 16mm doivent être disposées au niveau des sommets de la section transversale de ces entretoises, et ces barres longitudinales doivent être enserrées par des cadres de diamètre supérieur ou égal à 8mm. L'espacement de ces cadres ne doit pas être supérieur à la dimension du côté court de la section transversale de l'entretoise, et ne doit pas être supérieur à 400mm.

9.5.5 Les entretoises transversales entre les nervures d'arc doivent être prévues dans les ponts en arc à tablier intermédiaire et dans les ponts bow-strings.

9.5.6 Des entretoises doivent être prévues pour les nervures d'arc en treillis, au niveau du

tronçon de section pleine au sommet de l'arc, et au niveau des nœuds dans les membrures supérieures et dans les membrures inférieures. La section de la première entretoise transversale, entre les nœuds de la première barre de la membrure supérieure à l'extrémité du pont, doit être renforcée. Les diagonales de contreventement transversal doivent être prévues dans les plans verticaux et horizontaux au niveau des extrémités du pont. Dans les zones en travée, les diagonales de contreventement transversal doivent être prévues dans les plans verticaux et horizontaux en fonction de la portée du pont. Les entretoises transversales doivent être prévues au niveau des nœuds des diagonales transversales.

9.5.7 Pour les arcs en treillis, dont les pieds d'arc sont encastrés dans les culées, et les points d'articulation sont situés dans l'arc, les sections transversales des barres constituant la membrure supérieure, la membrure inférieure, la diagonale et le montant, peuvent être en forme de caisson à cellule unique ou en forme de caisson multi cellulaire. Les entretoises doivent être prévues au niveau des nœuds de ces barres. Un tronçon d'arc dont l'âme est de section pleine, doit être disposé au sommet de l'arc.

Pour les arcs en treillis, dont les pieds d'arc sont encastrés dans les culées, et les points d'articulation sont situés dans l'arc, il est recommandé que le rapport entre la portée de la travée principale et la portée de la travée de rive soit égale à $0.2 \sim 0.4$. La forme de la membrure inférieure peut être en courbe parabolique. Il est recommandé que le point d'articulation soit situé à une distance horizontale de $0.25 \sim 0.30$ fois la portée principale par rapport au sommet de l'arc.

9.5.8 Il est recommandé que les dimensions des côtés courts de la section transversale des poutres, des entretoises, des contreventements en forme de K, et des diagonales de contreventement transversal des arcs en béton ne soient pas inférieures à $1/15$ fois la longueur entre nœuds d'intersection de ces barres. Des barres longitudinales de diamètre d au moins 16mm, et des barres transversales de diamètre d au moins 8mm, doivent être disposées dans ces poutres. Des chanfreins doivent être prévus au niveau des liaisons entre ces poutres et les arcs, dans lesquels les barres inclinées selon la direction du chanfrein doivent être prévues.

9.5.9 Pour les arcs, en treillis simple et pour les arcs, en treillis, dont les pieds d'arc sont encastrés dans les culées, et les points d'articulation sont situés dans l'arc, au niveau des intersections entre les poutres dans un même plan, des arrondis ou des chanfreins de transition doivent être prévus. Des armatures de peau doivent être prévues sur le bord de la partie transitoire entre les poutres, et ces armatures doivent être ancrées avec une longueur suffisante dans les poutres. Les armatures longitudinales principales dans les poutres doivent traverser les nœuds d'intersection et doivent être ancrées sur une longueur suffisante dans les poutres.

Au niveau des points d'intersection des poutres, l'espacement des cadres doit être resserré.

9.5.10 Pour les ponts à béquille de portée inférieure à 25m, le tablier peut être supporté uniquement par des béquilles et les potelets secondaires inclinés ne sont pas nécessaires. Lorsque la portée est comprise entre 25 ~ 70m, il est recommandé de prévoir un potelet secondaire incliné de chaque côté du pont. Si la portée est supérieure à 70m, il est recommandé de rajouter un deuxième potelet incliné sur chaque côté du pont. La longueur de la zone centrale du tablier, de section pleine, peut être prise égale à 0.4 ~ 0.5 fois la portée de calcul. Il est recommandé que l'espacement transversal entre les nervures d'arc, soit compris entre 2.0 ~ 3.5m, et que les entretoises soient disposées entre les arcs tous les 3 ~ 5m selon la direction longitudinale du pont.

9.5.11 Pour les ponts en arcs, en treillis simple, et pour les ponts en arcs en treillis, dont les pieds d'arc sont encastrés dans les culées, et les points d'articulation sont situés dans l'arc, lorsque ces ponts sont construits sur des sols compressibles, ou sont construits dans des régions très froides, il est recommandé que la section des armatures principales dans les membrures inférieures, au niveau des pieds d'arc, soit augmentées et que l'espacement des cadres soit réduit.

9.5.12 Pour les piles devant résister aux efforts transversaux, des mesures spécifiques doivent être prévues dans les ponts en arc continus présentant une succession de travées. Il convient de prévoir une pile résistante aux efforts transversaux toutes les 3 à 5 travées.

9.5.13 Lorsque des suspentes souples sont adoptées dans les ponts en arc, il convient de prévoir des longrines longitudinales continues au niveau du hourdis supérieur.

9.6 Poteaux, piles, culées, pieux et semelles

9.6.1 Pour les éléments sollicités à la compression axiale (autres que les pieux préfabriqués ou les pieux forés), qui disposent de cadres (ou de spirales), leurs armatures doivent être conformes aux dispositions suivantes (voir figure 9.6.1)

- 1 Le diamètre des barres longitudinales ne doit pas être inférieur à 12mm. L'espacement net entre ces barres ne doit pas être inférieur à 50mm et ne doit pas être supérieur à 350mm. L'espacement net minimal des armatures longitudinales pour les éléments préfabriqués qui ont été coulés horizontalement, peut être pris conformément à l'article 9.3.3. Le taux d'armatures minimal de l'élément doit être conforme à l'article 9.1.12. Il convient que le taux d'armatures longitudinales de l'élément ne soit pas supérieur à 5%.
- 2 Les barres longitudinales tendues doivent être prolongées dans les chevêtres et dans les fondations, et la longueur de cette prolongation ne doit pas être inférieure à la longueur d'ancrage spécifiée au tableau 9.1.4.

- 3 Les cadres doivent être fermés. Leur diamètre ne doit pas être inférieur au quart du diamètre de l'armature longitudinale, et ne doit pas être inférieur à 8mm.
- 4 L'espacement des cadres ne doit pas être supérieur à la valeur minimale parmi les valeurs suivantes : 15 fois le diamètre des armatures longitudinales, la dimension du côté court de l'élément (0,8 fois le diamètre en cas de section circulaire), et 400mm. L'espacement des cadres dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, doit être conforme aux dispositions de l'article 9.3.12.

Lorsque la section transversale des armatures longitudinales est supérieure à 3% de la section transversale du béton, l'espacement des cadres ne doit pas être supérieur à 10 fois le diamètre des armatures longitudinales, et à 200mm.

- 5 l'espacement transversal s (voir les figures 9.6.1-1 et 9.6.1-2) entre chacune des barres longitudinales, au milieu d'un lit d'armatures et les barres de rive au niveau de l'angle du cadre, ne doit pas être supérieur à la valeur maximale entre 150mm et 15 fois le diamètre du cadre. Dans le cas contraire, des cadres intérieurs ou des étriers doivent être adoptés. Des crochets dans l'angle des cadres, doivent être positionnés de manière alternée, des deux côtés de l'axe longitudinal de l'élément.

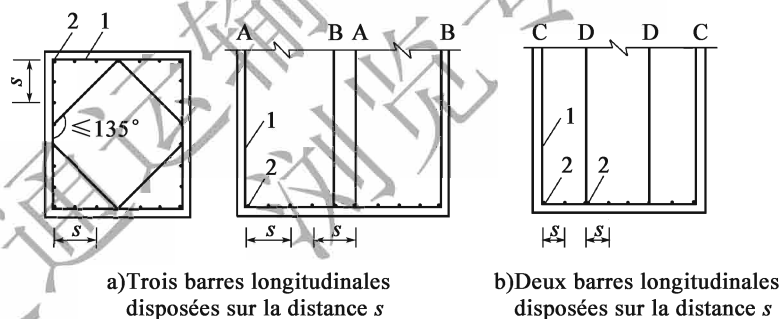


Figure 9.6.1-1 Disposition des cadres multiples dans un poteau

1-cadres; 2-barre longitudinale de rive au niveau de l'angle du cadre;

A, B, C, D-numéros des cadres;

[Les dispositions des cadres A, B ou C, D dans les figures a) et b) peuvent être choisies selon les conditions réelles]

9.6.2 Des armatures en spirales ou des armatures de frettage circulaires, soudées à des éléments sollicités en compression axiale, doivent être disposées conformément aux dispositions suivantes

- 1 La section transversale des armatures longitudinales ne doit pas être inférieure à 0,5 % de la section transversale inscrite à l'intérieur des cadres ou des cerces. La section transversale centrale inscrite à l'intérieur des cadres ou des cerces, ne doit pas être inférieure aux 2/3 de la section transversale totale de l'élément.

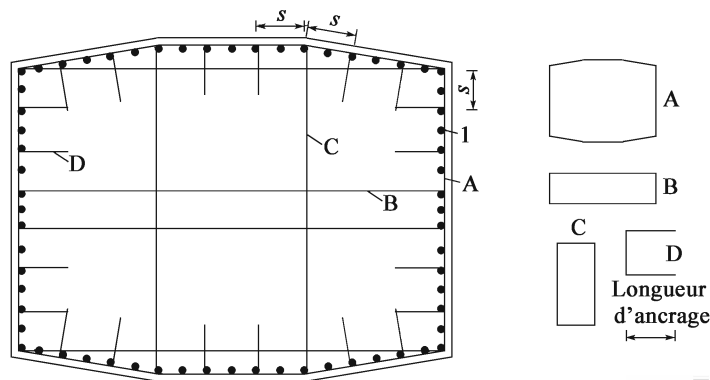


Figure 9.6.1-2 Disposition des cadres multiples et des étriers, dans un poteau

1-barres longitudinales ; A, B, C-cadres, D-étriers

- 2 L'espacement des armatures transversales de freinage ne doit pas être supérieur à $1/5$ du diamètre de la section transversale centrale, et ne doit pas être supérieur à 80mm. De plus, cet espacement ne doit pas être inférieur à 40mm.
- 3 Des armatures longitudinales doivent être prolongées dans les éléments qui sont reliés à l'élément comprimé, et la longueur de cette prolongation ne doit pas être inférieure au diamètre de l'élément comprimé, et ne doit pas être inférieure à la longueur d'ancrage des armatures longitudinales.
- 4 Le diamètre des armatures transversales de freinage ne doit pas être inférieur au $1/4$ du diamètre des armatures longitudinales et ne doit pas être inférieur à 8mm.

9.6.3 Les barres des éléments sollicités à la compression excentrée doivent être conformes à l'article 9.6.1. Lorsque la hauteur de la section transversale de l'élément sollicité à la compression excentrée est $h \geq 600\text{mm}$, des armatures longitudinales de construction, de diamètre 10 à 16mm, doivent être disposées sur les faces latérales qui peuvent être complétées, si nécessaire, par des cadres et des étriers.

9.6.4 Pour les piles à parois minces ou les culées avec voiles de renfort, il est recommandé que des treillis soient disposés au niveau des faces des piles, des faces intérieures des culées, et des faces des voiles de renfort. La section de ces armatures (y compris armatures principales) ne doit pas être inférieure à $250\text{mm}^2/\text{m}$ dans les directions horizontale et verticale. L'espacement des barres ne doit pas être supérieur à 400mm.

9.6.5 Il est recommandé d'utiliser du béton de résistance supérieure pour les chevêtres, dont le rapport entre la portée et la hauteur ne dépasse pas 5, tout en gardant une classe de résistance pour le béton, supérieure ou égale à C25. Des cadres doivent être prévus dans les chevêtres. Leur

diamètre ne doit pas être inférieur à 8mm et il convient que leur espacement ne soit pas supérieur à 200mm. Des armatures horizontales doivent être disposées selon la direction longitudinale du pont, au niveau des faces latérales du chevêtre. Il est recommandé que le diamètre de ces armatures ne soit pas inférieur à 12mm et que leur espacement ne soit pas supérieur à 200mm.

Lorsquedes entretoises sont placées entre les poteaux qui constituent le fût d'une même pile, la hauteur et la largeur de la section de l'entretoise peuvent être respectivement prises égales à 0.8 ~ 1.0 fois et 0.6 ~ 0.8 fois le diamètre du poteau ou la longueur du côté long de la section du poteau. Des armatures longitudinales d'au moins 16mm de diamètre, doivent être disposées aux quatre angles de la section transversale de l'entretoise. Ces barres longitudinales doivent être enserrées par des cadres d'au moins 8mm de diamètre. L'espacement des cadres ne doit pas être supérieur à la dimension du côté court de la section de l'entretoise et ne doit pas être supérieur à 400mm.

9.6.6 Lorsque des chevêtres supportés par des piles-pieux sont adoptés pour les ponts au dessus de rivières navigables ou de rivières charriant de grandes quantités d'objets flottants, il est recommandé de prévoir des dispositions de protection en amont du pont.

9.6.7 Les barres longitudinales des poutres au niveau des jonctions entre chevêtres et poteaux, et au niveau des jonctions entre entretoises et poteaux doivent satisfaire aux exigences de longueur d'ancrage suivantes :

1 Au niveau des jonctions entre chevêtres et poteaux

- 1) Lorsque les armatures longitudinales en partie supérieure du chevêtre, sont prolongées dans les sections de jonction entre chevêtres et poteaux, la longueur d'ancrage doit satisfaire aux exigences de l'article 9.1.4, et ces armatures doivent traverser l'axe du poteau avec une longueur qui est de manière préférable supérieure ou égale à $5d$, d étant le diamètre nominal de l'armature longitudinale. Lorsque les dispositions de longueur d'ancrage de l'article 9.1.4 ne peuvent pas être satisfaites, ces armatures longitudinales prolongées, peuvent également être ancrées dans le poteau par le biais de crochets à 90° à l'extrémité. Dans ce cas, les armatures longitudinales en partie supérieure du chevêtre, sont prolongées dans le poteau pour rejoindre les armatures longitudinales du poteau et ensuite cintrées à 90° vers l'intérieur du poteau. La longueur de projection du crochet sur le plan horizontal, ne doit pas être inférieure à $0.4l_a$ et la longueur de projection du crochet, sur le plan vertical ne doit pas être inférieure à $15d$.
- 3) Lorsque les armatures longitudinales en partie inférieure du chevêtre, sont prolongées dans les sections de jonction entre chevêtres et poteaux, si la contrainte de traction dans

ces armatures est égale à limite d'élasticité de l'acier, ces armatures doivent être ancrées de la même manière et de la même longueur d'ancrage que celles prescrites dans le paragraphe précédent pour les armatures longitudinales en partie supérieure du chevêtre. Lorsque ces armatures sont faiblement tendues ou que ces armatures sont comprimées, la longueur d'ancrage de la partie prolongée dans le poteau, doit être conforme aux prescriptions du paragraphe 2 du présent article, pour l'ancrage des armatures longitudinales inférieures des poutres continues sur appuis intermédiaires.

2 Au niveau des jonctions entre entretoises et poteaux

Les armatures longitudinales en partie supérieure de l'entretoise, doivent traverser le nœud d'intersection. Il est recommandé que les armatures longitudinales en partie inférieure de l'entretoise traversent le nœud d'intersection. Lorsqu'il est nécessaire d'ancrer ces armatures dans les poteaux, les dispositions suivantes doivent être satisfaites :

- 1) Lorsque ces armatures sont faiblement tendues, la longueur d'ancrage ne doit pas être inférieure à $12d$ pour les barres à haute adhérence, et ne doit pas être inférieure à $15d$ pour les barres lisses.
- 2) Lorsque la contrainte de traction dans ces armatures, est égale à la limite d'élasticité de l'acier, la longueur d'ancrage dans le poteau doit satisfaire aux dispositions de l'article 9.1.4.
- 3) Lorsque les conditions géométriques ne permettent pas de longueur d'ancrage suffisante, il est recommandé d'adopter des ancrages avec crochets à 90° , tel que prescrit dans le paragraphe 1 du présent article.

9.6.8 Les barres longitudinales des poteaux, au niveau des jonctions entre chevêtres et poteaux, et au niveau des jonctions entre entretoises et poteaux, doivent satisfaire aux exigences de longueurs d'ancrage suivantes

- 1 Les barres longitudinales des poteaux doivent traverser le nœud d'intersection de l'axe du poteau et de l'axe de l'entretoise. Les extrémités de raboutage ou de recouvrement doivent être situées à l'extérieur du nœud.
- 2 Au niveau des jonctions entre chevêtre et poteaux, les barres longitudinales des poteaux, doivent être prolongées jusqu'à la partie supérieure du chevêtre et la longueur d'ancrage de ces armatures, comptée à partir de la face inférieure du chevêtre, doit répondre aux exigences de l'article 9.1.4. Lorsque les conditions géométriques du chevêtre ne

permettent pas de longueur d'ancrage suffisante, ces armatures peuvent être ancrées par crochets à 90°. Dans ce cas, ces armatures doivent être prolongées dans la partie supérieure du chevêtre pour rejoindre les armatures longitudinales du chevêtre et ensuite peuvent être cintrées à 90° vers l'intérieur du chevêtre. La longueur de projection du crochet sur le plan horizontal ne doit pas être inférieure à $0.4l_a$ et la longueur de projection du crochet sur le plan vertical ne doit pas être inférieure à $12d$.

9.6.9 Pour les ponts d'accès aux autoroutes, il convient que les piles soient conformes aux dispositions suivantes :

- 1 Il convient de disposer plusieurs appareils d'appui en tête de pile (fût de pile composé de plusieurs poteaux ou fût unique qui supporte deux appareils d'appui) et ces appareils d'appui doivent être espacés autant que possible dans la direction transversale. Lorsque la résistance de la structure le permet, le tablier peut être encastré sur les piles.
- 2 Dans des conditions de construction particulières où la seule solution d'appui consiste à recourir à un poteau unique qui supporte un appareil d'appui unique (par exemple, poteau implanté au milieu du terrain plein central), il faut éviter de disposer de tels appuis de manière successive.
- 3 Des dispositifs de maintien latéraux du type tenon, mortaise, sont recommandés au niveau des piles de transition et au niveau des culées.

9.6.10 Les dispositions constructives des semelles sur pieux doivent être conformes aux « Règles de conception des fondations des ponts routiers » (JTJ D63-2007), mais également aux exigences suivantes :

- 1 Il convient que l'épaisseur de la semelle sur pieux ne soit pas inférieure à 1,5 fois le diamètre des pieux. Cette épaisseur ne doit pas être inférieure à 1,5 m.
- 2 Lorsque la distance entre axes des pieux ne dépasse pas 3 fois le diamètre des pieux, les barres principales doivent être disposées uniformément sur toute la largeur de la semelle. Lorsque la distance entre axes des pieux est supérieure à 3 fois le diamètre des pieux, les armatures principales doivent être disposées uniformément de part et d'autre de l'axe des pieux et à l'intérieur d'une bande longitudinale de largeur 3 fois le diamètre des pieux. Des armatures de construction de section supérieure ou égale à 0.1% de la section du béton, doivent être disposées dans les zones en dehors des bandes longitudinales ci-dessus. Les espacements nets transversaux des barres et les espacements verticaux entre lits d'armatures, doivent être conformes à l'article 9.3.3 et l'épaisseur minimale d'enrobage doit être conforme à l'article 9.1.1.

- 3 Lorsque les barres dans une seule direction de la semelle, sont sollicitées à la traction, des barres de construction de diamètre d' au moins 12mm et espacées d' au plus 250mm, doivent être disposées dans la direction perpendiculaire aux barres tendues .
- 4 Il est recommandé de prévoir un treillis au niveau de la surface inférieure de la semelle. Il convient que la section dans chaque direction soit de $1200 \sim 1500 \text{ mm}^2/\text{m}$. Le diamètre de l'armature doit être de $12 \sim 16\text{mm}$.
- 5 Le diamètre des étriers ne doit pas être inférieur à 16mm.
- 6 Lorsque la distance entre les axes des pieux est égale ou supérieure à trois fois le diamètre des pieux, il est recommandé de disposer des étriers (voir la figure. 9.6.7) entre les axes de pieu, à une distance égale au diamètre des pieux par rapport aux axes des pieux. Leur diamètre ne doit pas être inférieur à 12mm, et leur espacement ne doit pas être supérieur à 200mm.

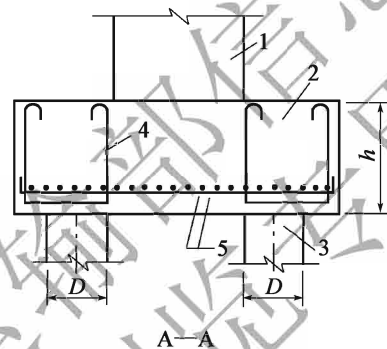


Figure 9.6.10 Dispositions des étriers dans la semelle

1-Fût de pile;2-Semelle;3-Pieux;4-Etrier;5-Armatures principales;D-Diamètre des pieux

9.7 Appareils d'appui et joints de dilatation

9.7.1 Pour les ponts routiers, il convient de choisir des appareils d'appui tels que appareils d'appui en élastomère fretté, appareils d'appui en néoprène-téflon, appareils d'appui en élastomère à pot, ou appareils d'appuis sphériques, en fonction des exigences structurales. En cas de besoin particulier, d'autres types d'appareil d'appui peuvent être choisis après études et justifications.

9.7.2 Les appareils d'appui en élastomère fretté doivent être choisis en fonction des conditions de température régionales. Les appareils d'appui en caoutchouc de chloroprène peuvent être adoptés dans les zones où la température varie entre $-25 \sim +60^\circ\text{C}$. Les appareils d'appui en caoutchouc EPDM ou en caoutchouc naturel peuvent être adoptés dans les zones où la température varie entre $-40 \sim +60^\circ\text{C}$.

9.7.3 La disposition des appareils d'appui doit satisfaire aux dispositions suivantes

- 1 Il est recommandé de ne pas placer deux appareils d'appui dans la direction longitudinale au-dessus d'une même pile.
- 2 Lorsque le nombre d'appareils d'appui dans la direction transversale au-dessus d'une même pile est supérieur à 2, les effets défavorables de soulèvement des appareils d'appui doivent être pris en compte.

9.7.4 Des mesures de réglage doivent être prises au niveau de l'intrados du tablier et du chevêtre, pour s'assurer que les appareils d'appui soient bien horizontaux.

9.7.5 Des dispositifs du type tenon, mortaise, sont souhaitables au niveau des appareils d'appui glissants. Il est recommandé de prévoir des dispositifs anti-soulèvement au niveau des appareils d'appui simplement comprimés.

9.7.6 Les structures des piles et des culées doivent satisfaire aux besoins d'inspection, de maintenance, et de remplacement des appareils d'appuis. Un espace nécessaire pour le remplacement des appareils appuis doit être réservé entre la surface supérieure du chevêtre et l'intrados du tablier.

9.7.7 Les joints de dilatation modulaire, les joints de dilatation à peigne et les joints de dilatation remplis d'asphalte, peuvent être adoptés pour les ponts routiers en fonction des conditions structurelles. En cas de besoin particulier, d'autres types de joint de dilatation peuvent être choisis après études et justifications.

9.8 Ponts dalots, crochets de levage et articulations

9.8.1 Des barres disposées en deux lits doivent être adoptées pour les ponceaux de section circulaire et de diamètre supérieur à 1m. L'épaisseur minimale d'enrobage des armatures doit être conforme aux prescriptions de l'article 9.1.1. Les éléments préfabriqués de ponceaux doivent faire l'objet de vérification des efforts dans les phases de manutention et de mise en place.

9.8.2 Les crochets de levage des éléments préfabriqués doivent être fabriqués en acier HPB300. L'utilisation de barres laminées à froid est strictement interdite. Deux brins sont pris en compte pour chaque crochet de levage. Sous l'action de la valeur caractéristique du poids propre de l'élément, la contrainte de traction dans le crochet ne doit pas être supérieure à 65MPa. Lorsqu'un élément est levé par quatre crochets de levage, il convient de ne prendre en compte dans le calcul

que trois crochets. La profondeur de scellement des crochets dans le béton ne doit pas être inférieure à 35 fois le diamètre des crochets. L'extrémité de la partie scellée doit être façonnée sous forme d'un crochet cintré à 180° et doit être soudée ou liée aux barres de l'élément. Le diamètre intérieur des crochets ne doit pas être inférieur à trois fois le diamètre des barres des crochets et ne doit pas être inférieur à 60mm.

9.8.3 Il est recommandé que le rayon de courbure de la surface convexe r_1 (voir la figure 8.6.1) des articulations en béton, soit égale à 1.5 ~ 3.0m. La classe de résistance du béton de l'articulation ne doit pas être inférieure à C30.

交通运输部信息公开
浏览专用

Annexe A

Modèle d'analyse aux éléments finis des structures de pont

A.1 Généralités

A.1.1 Les modèles d'analyse aux éléments finis des structures de pont présentées dans la présente annexe comprennent le modèle sous forme de grillage de plaques, le modèle sous forme de grillage de poutres, ainsi que le modèle sous forme de poutres à 7 degrés de liberté.

A.1.2 Le modèle grillage de plaques est adapté aux poutres en béton de section-caisson dont la distance entre les âmes n'est pas inférieure à 5m.

A.1.3 Le modèle grillage de poutres est adapté aux ponts dont les sections transversales sont constituées de multi-poutres préfabriquées parallèles et aux ponts en béton à section caisson multicellulaires.

A.1.4 Le modèle poutres à 7 degrés de liberté est adapté aux ponts courbes en béton à section en caisson.

A.2 Principes d'application

A.2.1 Il convient que les ponts calculés par le modèle grillage de plaques satisfassent aux exigences suivantes :

1) La largeur transversale des grilles b_n ne doit pas être supérieure à 2m. La largeur b_f de la partie en encorbellement des sections élémentaires en I ne doit pas être supérieure à $6h_f$ (Figure A.2.1).

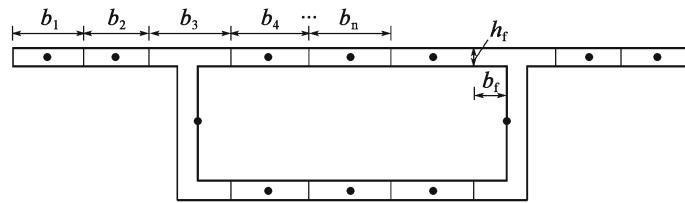


Figure A. 2. 1 Schéma d'illustration du modèle grillage de plaques

Il convient de ne pas diviser les sections des âmes dans la direction transversale si elles disposent d'armatures de précontrainte. Lorsque les armatures de précontrainte sont déviées horizontalement et traversent plusieurs grillages dans la direction transversale, l'effet de la précontrainte doit être pris en compte dans le grillage à l'intérieur duquel le tracé de la précontrainte est le plus long.

A. 2. 2 Il convient que les ponts calculés par le modèle grillage de poutres satisfassent aux exigences suivantes :

- 1 La largeur transversale des grilles b_n ne doit pas être supérieure à 3m. La largeur b_f de la partie en encorbellement des sections élémentaires en I ne doit pas être supérieure à $6h_f$ (voir la Figure A. 2. 2).

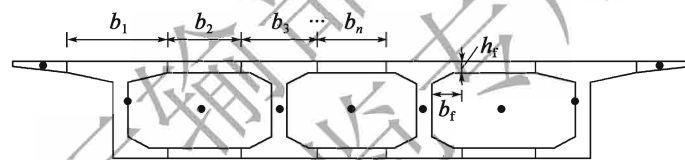


Figure A. 2. 2 Schéma d'illustration du modèle grillage de poutres

- 2 Il convient de ne pas diviser les sections des âmes dans la direction transversale si elles disposent d'armatures de précontrainte. Lorsque les armatures de précontrainte sont déviées horizontalement et traversent plusieurs grilles dans la direction transversale, l'effet de la précontrainte doit être pris en compte dans le grillage à l'intérieur duquel le tracé de la précontrainte est le plus long.

A. 2. 3 Il convient que les ponts calculés par le modèle poutres à 7 degrés de liberté satisfassent aux exigences suivantes :

L'effet du cisaillement par entrainement doit être pris en compte dans le modèle poutres à 7 degrés de liberté selon l'article 4. 3. 4.

2. Dans le modèle poutres à 7 degrés de liberté, le coefficient de majoration des contraintes normales λ_σ et le coefficient de majoration des contraintes de cisaillement λ_τ doivent être calculés

selon les formules suivantes

$$\lambda_{\sigma} = \frac{\sigma_M + \sigma_w}{\sigma_M} \quad (\text{A. 2. 3-1})$$

$$\lambda_{\tau} = \frac{\tau_M + \tau_K + \tau_w}{\tau_M} \quad (\text{A. 2. 3-2})$$

Avec :

σ_M, τ_M —Contrainte normale et contrainte de cisaillement générées par le moment de flexion

σ_w, τ_w —Contrainte normale et contrainte de cisaillement générées par la limitation de la rotation

τ_K —Contrainte de cisaillement en cas de rotation libre.

交通运输部信息公开
浏览专用

Annexe B

Modèle bielle-tirant

B.1 Généralités

B.1.1 Il convient de déterminer l'étendue des zones de régularisation des contraintes dans les ponts en béton selon le principe de Saint Venant.

B.1.2 Les zones de régularisation des contraintes dans les ponts en béton peuvent être analysées en utilisant un modèle bielle-tirant.

B.2 Méthode de configuration du modèle

B.2.1 Le modèle bielle-tirant doit être établi selon l'équilibre des efforts internes et doit pouvoir représenter correctement les flux des efforts à l'intérieur de la structure en béton.

B.2.2 Pour établir la configuration du modèle bielle-tirant, on peut utiliser la méthode du cheminement des descentes de charges, la méthode du flux de contraintes, la méthode du flux des efforts, le principe d'énergie de déformation minimale, ainsi que le principe de résistance maximale.

B.2.3 Dans le modèle bielle-tirant, il convient que l'angle entre la bielle et le tirant ne soit pas inférieur à 25° .

B.3 Contenu de la vérification

B.3.1 Dans le modèle bielle-tirant, les résistances des tirants en traction, des bielles en

compression et des nœuds doivent être vérifiées selon la formule suivante

$$\gamma_0 S_{STM,d} \leq R_{STM,d} \quad (\text{B. 3. 1})$$

Avec :

$S_{STM,d}$ —Effet du calcul du modèle bielle-tirant. Les effets sur les tirants, sur les bielles et sur les nœuds sont respectivement notés $S_{T,d}$, $S_{S,d}$ et $S_{N,d}$;

$R_{STM,d}$ —Résistance de calcul du modèle bielle-tirant. Les résistances des tirants, des bielles et des nœuds sont respectivement notées $R_{T,d}$, $R_{S,d}$ et $R_{N,d}$.

B.3.2 Les tirants doivent être constitués d'armatures passives ou d'armatures de précontrainte. La résistance de calcul des tirants doit être calculée à l'aide de la formule suivante

$$R_{T,d} = f_{sd} A_{st} + f_{pd} A_{ps} \quad (\text{B. 3. 2})$$

Avec :

f_{sd} —Résistance de calcul des armatures passives

f_{pd} —Résistance de calcul des armatures de précontrainte

A_{st} —Section transversale des armatures passives qui constituent le tirant

A_{ps} —Section transversale des armatures de précontrainte qui constituent le tirant

B.3.3 La résistance de calcul des bielles en béton doit être calculée à l'aide de la formule suivante

1 Bielle en béton sans armatures

$$R_{S,d} = f_{ce,d} A_{cs} \quad (\text{B. 3. 3-1})$$

$$f_{ce,d} = \frac{\beta_c f_{cd}}{0.8 + 170 \varepsilon_1} \leq 0.85 \beta_c f_{cd} \quad (\text{B. 3. 3-2})$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002) \cot^2 \alpha_s \quad (\text{B. 3. 3-3})$$

Avec :

A_{cs} —Section transversale effective de la bielle en béton, déterminée selon la figure B.3.3

$f_{ce,d}$ —Résistance effective de calcul en compression de la bielle

f_{cd} —Résistance de calcul en compression du béton

β_c —Coefficient de classe de résistance du béton, pris égal à 1.30 pour les bétons C25 ~ C50 et pris égal à 1.35 pour les bétons C55 ~ C80.

ε_1 —Déformation de traction transversale du béton dans la direction perpendiculaire à l'axe longitudinal de la bielle.

α_s —Angle minimal entre la bielle et le tirant, $\alpha_s \geq 25^\circ$

ε_s —Déformation de traction des armatures selon l'axe longitudinal du tirant. Lorsque le tirant est constitué d'armatures passives, la déformation de traction est calculée selon la combinaison des efforts sollicitants. Lorsque le tirant est constitué d'armatures de précontrainte, la déformation de traction est prise égale à $\varepsilon_s = 0.0$ si le béton autour du

tirant est comprimé et est prise égale à $\varepsilon_s = (f_{pd} - f_{pe})/E_p$ si le béton est décomprimé.

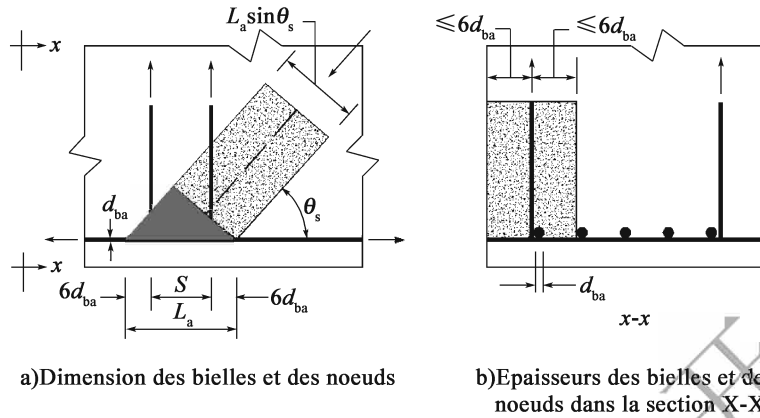


Figure B. 3. 3-1 Bielles de compression et modèle CTT formés par l'ancrage des armatures

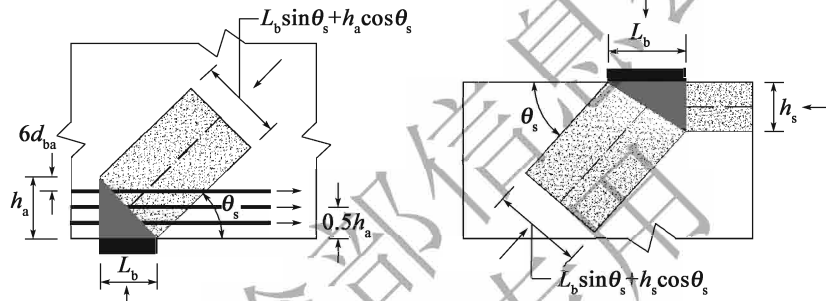


Figure B. 3. 3-2 Bielles de compression et modèle CCT formés par l'ancrage des armatures et les appuis

Figure B. 3. 3-2 Bielles de compression et modèle CCC sous les efforts concentrés

Avec :

- d_{ba} — Diamètre des barres
- S — Espaceur entre les armatures du tirant à l'extrémité de la bielle
- L_a — Longueur effective du nœud encastré sur les armatures du tirant
- L_b — Largeur de la plaque d'appareil d'appui
- h_a — Hauteur du nœud encastré sur les armatures du tirant
- h_s — Hauteur du nœud retenu par la bielle horizontale
- θ_s — Angle d'inclinaison des bielles

2 Bielles en béton avec armatures

$$R_{S,d} = f_{ce,d} A_{cs} + f'_{sd} A_{ss} \quad (\text{B. 3. 3-4})$$

Avec :

- $f_{ce,d}$ — Résistance effective de calcul du béton en compression
- A_{cs} — Section transversale effective de la bielle en béton
- f'_{sd} — Résistance de calcul en compression des armatures passives

A_{ss} —L'aire projetée de la section des armatures qui traversent la bielle sur l'axe de la bielle

B.3.4 La résistance de calcul des nœuds doit être calculée selon la formule suivante

$$R_{N,d} = \beta_n f_{cd} A_n \quad (\text{B.3.4})$$

Avec :

β_n —Coefficient de minoration de la résistance du béton au niveau de la section du nœud, pris selon le tableau B.3.4

A_n —Section du nœud calculée en fonction du type de nœud et selon la figure B.3.3

Tableau B.3.4 coefficient de minoration de la résistance du béton au niveau de la section du nœud pour les trois types de nœuds

Tableau 4.1.3 Division de catégories des emplacements des travaux

Types de nœud	Zone d'application du coefficient	β_n
CCC (Compression-Compression-Compression)	zone de béton encadrée par les bielles et l'appareil d'appui	$0.85\beta_c$
CCT (Compression-Compression-Traction)	zone de béton encadrée sur le tirant dans une direction unique	$0.75\beta_c$
CTT (Compression-Traction-Traction)	zone de béton encadrée sur les tirants dans deux directions	$0.65\beta_c$

NOTA: Si les armatures de confinement sont disposées dans le béton du nœud et si l'efficacité de ces armatures est vérifiée par les analyses ou par les essais, la valeur du coefficient de minoration de la résistance du béton, donnée dans le tableau ci-dessus, peut être augmentée.

B.3.5 Les armatures en treillis soudés, doivent être disposées au niveau des surfaces des zones de régularisation des contraintes calculées selon le modèle bielle-tirant. L'espacement des barres du treillis ne doit pas être supérieur à 300mm. Dans toutes les directions, le rapport entre la section d'armatures et la section brute du béton, ne doit pas être inférieur à 0.3%.

B.4 Procédures de calcul

B.4.1 Il convient de suivre les procédures suivantes pour calculer la zone de régularisation des contraintes par le modèle bielle-tirant :

- 1) Déterminer l'étendue de la zone de régularisation des contraintes en fonction des conditions limites et des efforts sollicitants (voir article B.1)
- 2) Construire le modèle bielle-tirant de la zone de régularisation des contraintes (voir article B.2)

- 3) Calculer les efforts sollicitants dans les bielles et dans les tirants selon les efforts agissants aux bords de la zone de régularisation des contraintes, et selon les conditions d'équilibre des bielles et des tirants.
- 4) Vérifier la résistance des tirants, des bielles et des nœuds (voir article B.3). Vérifier si la résistance des matériaux, le ferrailage et les dimensions des éléments des tirants, des bielles et des nœuds sont conformes aux exigences de conception.
- 5) Si les termes ci-dessus ne sont pas vérifiés, il peut être nécessaire d'ajuster la configuration du modèle bielle-tirant, et même d'ajuster les dimensions des éléments structuraux, avant de reprendre les procédures ci-dessus. Si les termes ci-dessus sont vérifiés, les calculs détaillés des armatures peuvent être effectués. Les armatures constructives et les armatures de diffusion au niveau des surfaces de l'élément, doivent être conformes aux dispositions de l'article B.3.5.

交通运输部信息
浏览专用

Annexe C

Calcul du retrait et du fluage du béton, incidences sur les pertes de précontrainte intermédiaires et finales

C. 1 Déformation dû au retrait

C. 1. 1 La déformation dû au retrait du béton peut être calculée à l'aide des formules suivantes

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \cdot \beta_s(t - t_s) \quad (\text{C. 1. 1-1})$$

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \quad (\text{C. 1. 1-2})$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm}/f_{cm0})] \cdot 10^{-6} \quad (\text{C. 1. 1-3})$$

$$\beta_{RH} = 1.55 [1 - (RH/RH_0)^3] \quad (\text{C. 1. 1-4})$$

$$\beta_s(t - t_s) = \left[\frac{(t - t_s)/t_1}{350(h/h_0)^2 + (t - t_s)/t_1} \right]^{0.5} \quad (\text{C. 1. 1-5})$$

Avec:

t —Age du béton lors du calcul (jours)

t_s —Age du béton au début du retrait (jours). L'âge peut être supposé égal à 3 ~ 7 jours

$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ —Déformation du béton en supposant que l'âge du béton au début du retrait soit égal à t_s et que l'âge du béton lors du calcul soit égal à t .

ε_{cs0} —Coefficient de retrait nominal

β_s —Coefficient de développement du retrait en fonction du temps

f_{cm} —Résistance moyenne en compression (MPa) des éprouvettes cylindriques en béton C25 ~ C50 à l'âge de 28j, $f_{cm} = 0.8f_{cu,k} + 8\text{MPa}$;

$f_{cu,k}$ —Résistance caractéristique en compression (MPa) des éprouvettes cubiques en béton à l'intervalle de confiance de 95%

β_{RH} —Coefficient relatif à l'humidité moyenne de l'année. La formule (C. 1. 1-4) est adaptée aux conditions $40\% \leq RH < 99\%$.

RH —Humidité moyenne de l'année (%)

β_{sc} —Coefficient fonction du type de béton. Pour les bétons composés de ciment portland ou les bétons à prise rapide, $\beta_{sc} = 5.0$

h —Épaisseur théorique de l'élément (mm), $h = 2A/u$ où A est la section transversale de l'élément, u est le périmètre de l'élément en contact direct avec l'atmosphère.

$RH_0 = 100\%$;

$h_0 = 100\text{mm}$;

$t_1 = 1$ jour ;

$f_{cmo} = 10\text{MPa}$.

C. 1. 2 La valeur du coefficient de retrait nominal ε_{cs0} pour les bétons de classe C25 ~ C50 peut être prise égale à celles données au tableau C. 1. 2, qui ont été calculées selon la formule (C. 1. 1-2).

Tableau C. 1. 2 coefficient de retrait nominal ε_{cs0} ($\times 10^{-3}$) du béton

$40\% \leq RH < 70\%$	$70\% \leq RH < 99\%$
0.529	0.310

NOTA: 1. Les valeurs de ce tableau sont adaptées aux bétons composés de ciment portland ou aux bétons à prise rapide.

2. Les valeurs de ce tableau sont adaptées aux environnements de température moyenne $-20^\circ\text{C} \sim +40^\circ\text{C}$.

3. Pour les bétons de classe supérieure à C50, les valeurs dans le tableau ci-dessus, doivent être multipliées par

$\sqrt{\frac{32.4}{f_{ck}}}$ où f_{ck} est la résistance caractéristique en compression du béton (MPa).

C. 1. 3 Lorsque la perte de tension de la précontrainte, due au retrait du béton, doit être prise en compte dans la conception, le retrait du béton peut être calculé selon les procédures suivantes.

1 Calculer le coefficient de développement du retrait $\beta_s(t - t_s)$ sur la période t_s à t , et le coefficient de développement du retrait $\beta_s(t_0 - t_s)$ sur la période t_s à t_0 . Pour le calcul du coefficient $\beta_s(t_0 - t_s)$, les termes t dans les formules doivent être remplacés par t_0 . Dans ces formules, t est l'âge du béton (jours) lors du calcul de la déformation de retrait, t_0 est l'âge du béton (jours) lors de la mise en tension des armatures de précontrainte, t_s est l'âge du béton (jours) au début du retrait (également en fin de cure du béton). Les âges du béton ci-dessus peuvent être pris égaux à 3 ~ 7 jours en respectant la relation de $t > t_0 \geq t_s$.

2 Calculer la déformation due au retrait $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ sur la période t_0 à t à l'aide de la formule suivante:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs0} [\beta_s(t - t_s) - \beta_s(t_0 - t_s)] \quad (\text{C. 1. 3})$$

Le coefficient du retrait nominal ε_{cs0} peut être pris selon le tableau C. 1. 2.

C.2 Coefficient de fluage

C.2.1 Le coefficient de fluage du béton peut être calculé à l'aide des formules suivantes

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad (\text{C.2.1-1})$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (\text{C.2.1-2})$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/RH_0}{0.46(h/h_0)^{1/3}} \quad (\text{C.2.1-3})$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{(f_{cm}/f_{cm0})^{0.5}} \quad (\text{C.2.1-4})$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_0/t_1)^{0.2}} \quad (\text{C.2.1-5})$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1} \right]^{0.3} \quad (\text{C.2.1-6})$$

$$\beta_H = 150 \left[1 + \left(1.2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right] \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500 \quad (\text{C.2.1-7})$$

Avec :

t_0 —Age du béton (jours) lors de la mise en tension des armatures de précontrainte

t —Age du béton (jours) lors du calcul

$\phi(t, t_0)$ —Coefficient de fluage du béton lorsque l'âge du béton à la mise en tension est de t_0 et que l'âge du béton au moment du calcul est de t .

ϕ_0 —Coefficient du fluage nominal

β_c —Coefficient de développement du fluage en fonction du temps

Les significations des termes f_{cm} , f_{cm0} , RH , RH_0 , h , h_0 , t_1 dans les formules ci-dessus sont identiques à celles de l'article C.1.1 de la présente norme.

C.2.2 Le coefficient nominal de fluage ϕ_0 des bétons de classes C25 ~ C50 peut être pris selon les valeurs du tableau calculées selon la formule (C.2.1-2).

Tableau C.2.2 Coefficient nominal de fluage ϕ_0 des bétons

âge du béton lors de la mise en tension (J)	40% $\leq RH < 70\%$				70% $\leq RH < 99\%$			
	Epaisseur théorique				Epaisseur théorique			
	100	200	300	≥ 600	100	200	300	≥ 600
3	3.90	3.50	3.31	3.03	2.83	2.65	2.56	2.44
7	3.33	3.00	2.82	2.59	2.41	2.26	2.19	2.08
14	2.92	2.62	2.48	2.27	2.12	1.99	1.92	1.83

suite

âge du béton lors de la mise en tension (J)	40% ≤ RH < 70%				70% ≤ RH < 99%			
	Epaisseur théorique				Epaisseur théorique			
	100	200	300	≥600	100	200	300	≥600
28	2.56	2.30	2.17	1.99	1.86	1.74	1.69	1.60
60	2.21	1.99	1.88	1.72	1.61	1.51	1.46	1.39
90	2.05	1.84	1.74	1.59	1.49	1.39	1.35	1.28

NOTA: 1. Les valeurs de ce tableau sont adaptées aux bétons à base de ciment portland ou aux bétons à prise rapide.

2. Les valeurs de ce tableau sont adaptées aux environnements de température moyenne de $-20^{\circ}\text{C} \sim +40^{\circ}\text{C}$.

3. Pour les bétons de classe supérieure à C50, les valeurs dans le tableau ci-dessus doivent être multipliées par

$$\sqrt{\frac{32.4}{f_{ck}}}$$

où f_{ck} est la résistance caractéristique en compression du béton (MPa).

4. Lorsque l'épaisseur théorique et l'âge de la mise en tension des éléments, sont des valeurs intermédiaires par rapport à celles qui sont données dans le tableau, le coefficient nominal de fluage peut être calculé par interpolation.

C.2.3 Lorsque la perte de tension de la précontrainte due au fluage du béton doit être prise en compte dès la conception, le coefficient de fluage peut être calculé selon les procédures suivantes.

- 1 Calculer le coefficient β_H selon la formule (C.2.1-7). Lorsque $40\% \leq RH < 70\%$, il est considéré que $RH = 55\%$. Lorsque $70\% \leq RH < 99\%$, il est considéré que $RH = 80\%$.
- 2 Calculer le coefficient de développement du fluage $\beta_c(t-t_0)$ selon la formule (C.2.1-6) en prenant en compte l'âge du béton t , l'âge de mise en tension t_0 ainsi que le coefficient β_H .
- 3 Calculer le coefficient de fluage $\varphi(t, t_0)$ selon la formule (C.2.1-1) en prenant en compte le coefficient $\beta_c(t-t_0)$ ainsi que le coefficient nominal de fluage pris selon le tableau C.2.2 (interpoler si nécessaire)

NOTA: Lorsque l'âge à la mise en tension dépasse l'âge maximal de 90 jours donné au tableau C.2.2, le coefficient nominal de fluage peut être calculé par la formule $\varphi'_0 = \varphi_0 \beta(t'_0) / \beta(t_0)$ avec φ_0 coefficient nominal de fluage donné au tableau C.2.2, et $\beta(t'_0)$ et $\beta(t_0)$ calculés par la formule (C.2.1-5). Dans ces formules, t_0 est l'âge de mise en tension donné dans le tableau, et t'_0 est l'âge supplémentaire au-delà de 90 jours à prendre en compte dans le calcul.

C.2.4 Pour les bétons additionnés de cendres volantes, il convient de déduire le coefficient de fluage correspondant aux caractéristiques du béton obtenues lors des essais de fluage. En l'absence de résultats d'essai suffisants, le coefficient de fluage du béton additionné de cendres volantes peut être calculé à l'aide de la formule (C.2.4) :

$$\phi(t, t_0) = \phi(\alpha, t_0) \cdot \phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad (\text{C.2.4})$$

Dans la formule, $\varphi(\alpha, t_0)$ est le coefficient d'ajustement du fluage nominal du béton additionné de cendres volantes, et pris selon le tableau C. 2. 4 en fonction de la teneur en cendres volantes α , et de l'âge à la mise en tension t_0 . Les coefficients ϕ_0 et $\beta_c(t-t_0)$ sont calculés selon l'article C. 2. 1.

Tableau C. 2. 4 coefficient d'ajustement du fluage nominal du béton additionné de cendres volantes $\phi(\alpha, t_0)$

âge à la mise en tension t_0 (Jours)	teneur α (%)		
	10	20	30
7	0.80	0.65	0.53
14	0.70	0.55	0.45
28	0.64	0.50	0.41
60	0.60	0.47	0.38
90	0.58	0.46	0.37

NOTA: 1. La teneur α est calculée en pourcentage par rapport à la masse du béton

2. Lorsque la teneur en cendres volantes et l'âge à la mise en tension des éléments sont des valeurs intermédiaires par rapport à celles qui sont données le tableau, le coefficient d'ajustement du fluage nominal peut être calculé par interpolation.

C. 3 Rapport entre la perte de relaxation intermédiaire et la perte de relaxation finale

C. 3. 1 Lorsque les pertes par relaxation des armatures de précontrainte, doivent être calculées par phase, les valeurs intermédiaires des pertes doivent être déterminées conformément au tableau C. 3. 1 en fonction du temps passé depuis la mise en tension. Les valeurs finales des pertes de relaxation des armatures de précontrainte doivent être calculées conformément à l'article 6. 2. 6.

Tableau C. 3. 1 rapport entre la perte de relaxation intermédiaire et la perte de relaxation finale

Temps (jours)	2	10	20	30	40
Rapport	0.50	0.61	0.74	0.87	1.00

Annexe D

Formules de calcul des effets thermiques

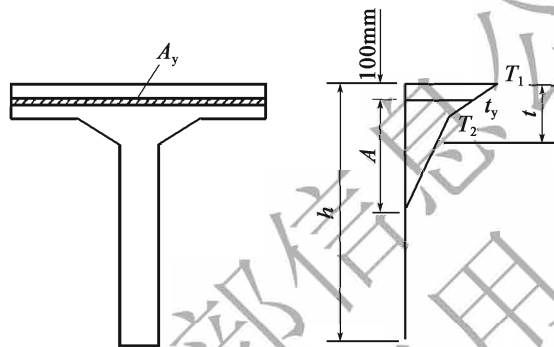


Figure D.0.1 Calcul du gradient thermique

D.0.1 Les contraintes dans les poutres isostatiques, dues aux effets thermiques, doivent être calculées à partir des formules suivantes

$$N_t = \sum A_y t_y \alpha_c E_c \quad (\text{D.0.1-1})$$

$$M_t^0 = - \sum A_y t_y \alpha_c E_c e_y \quad (\text{D.0.1-2})$$

- 1) Contraintes dues au gradient thermique positif

$$\sigma_t = - \frac{N_t}{A_0} + \frac{M_t^0}{I_0} y + t_y \alpha_c E_c \quad (\text{D.0.1-3})$$

- 2) Contraintes dues au gradient thermique négatif, calculées à partir de la formule (D.0.1-3) en prenant la valeur négative de t_y dans les formules (D.0.1-1), (D.0.1-2) et (D.0.1-3).

Avec :

A_y —Surface élémentaire dans la section transversale

t_y —Moyenne en valeur positive du gradient thermique dans la surface élémentaire A_y

α_c —Coefficient de dilatation linéaire du béton, pris selon les dispositions des « Règles générales de conception des ponts routiers » JTG D60.

E_c —Module d'élasticité du béton

y —Distance entre le point de calcul et l'axe passant par le centre de gravité de la section homogénéisée. Cette valeur est positive si le point est situé au-dessus du centre de gravité et est négative dans le cas contraire.

e_y —Distance entre le centre de gravité de la surface élémentaire A_y , et l'axe passant par le centre de gravité de la section homogénéisée. Cette valeur est positive si le point est situé au-dessus du centre de gravité et est négative dans le cas contraire.

A_0, I_0 —Moment statique et le moment d'inertie de la section homogénéisée.

D.0.2 Pour les poutres continues, les effets du moment hyperstatique M'_t doivent être pris en compte dans le calcul des contraintes dues au gradient thermique. Dans ce cas, le second terme M_t^0 à droite de l'équation (D.0.1-3) doit être remplacé par $M_t = M'_t + M_t^0$.

交通运输部信息公开
浏览专用

Annexe E

Formules simplifiées de calcul de la longueur de flambement des éléments soumis à la compression

E. 0.1 Pour les éléments sollicités à la compression, il convient de déterminer la longueur efficace l_0 selon la formule suivante

$$\gamma_0 N_d \leq n_u A f_{cd} \quad (\text{E. 0.1})$$

Avec : k —Coefficient d'ajustement de la longueur efficace, déterminé selon des expériences ou calculé à partir des formules de l'article E. 0.2 ou E. 0.3. Si l'élément est encastré à ses deux extrémités, $k = 0.5$. Si une extrémité est encastrée et l'autre est une rotule fixe, $k = 0.7$. Si les deux extrémités sont des rotules fixes, $k = 1.0$. Si une extrémité est encastrée et l'autre libre, $k = 2.0$;

l —Distance entre les points d'appui de l'élément.

E. 0.2 Si un élément est encastré à une extrémité et est retenu au niveau de l'autre extrémité par des ressorts élastiques dans la direction horizontale, et par des ressorts élastiques de rotation, le coefficient d'ajustement de la longueur efficace doit être déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$k = 0.5 \exp \left[\frac{0.35}{1 + 0.6k_0} + \frac{0.7}{1 + 0.01k_F^2} + \frac{0.35}{(1 + 0.75k_0)(1 + 1.15k_F)} \right] \quad (\text{E. 0.2-1})$$

$$k_0 = K_0 \frac{l}{EI} \quad (\text{E. 0.2-2})$$

$$k_F = K_F \frac{l^3}{EI} \quad (\text{E. 0.2-3})$$

Avec :

k_0 —Coefficient de rigidité vis-à-vis de la rotation relative à l'extrémité retenue.

K_0 —Rigidité de rotation à l'extrémité retenue.

k_F —Coefficient de rigidité vis-à-vis du déplacement relatif horizontal à l'extrémité retenue.

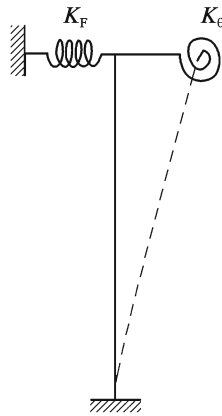


Figure E.0.2 Élément encastré à une extrémité et retenu au niveau de l'autre extrémité par des ressorts élastiques dans la direction horizontale et par des ressorts élastiques de rotation

K_F —Rigidité vis-à-vis du déplacement horizontal à l'extrémité retenue.

l —Distance entre les points d'appui de l'élément

EI —Rigidité à la flexion de la section transversale de l'élément

E.0.3 Si un élément est encastré à une extrémité et retenu au niveau de l'autre extrémité par des ressorts élastiques dans la direction horizontale, le coefficient d'ajustement de la longueur efficace peut être déterminé selon la formule suivante :

$$k = 2 - \frac{1.3k_F^{1.5}}{9.5 + k_F^{1.5}} \quad (\text{E.0.3})$$

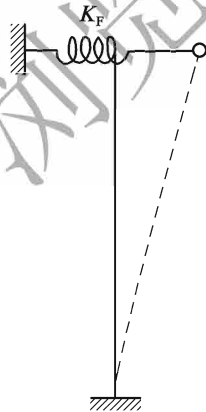


Figure E.0.3 Élément encastré à une extrémité et retenu au niveau de l'autre extrémité par des ressorts élastiques dans la direction horizontale

Annexe F

Calcul de la résistance à la compression des sections droites circulaires des éléments sollicités en compression excentrée

F.0.1 Pour un élément en béton armé, sollicité à la compression excentrée de section circulaire constitué de béton de classe C30 ~ C50, avec un taux d'armatures longitudinales de 0.5% ~ 4% et des armatures longitudinales uniformément réparties sur le périmètre de la section transversale, la résistance à la compression de la section droite doit satisfaire aux exigences suivantes

$$\gamma_0 N_d \leq n_u A f_{cd} \quad (\text{F.0.1})$$

Avec :

γ_0 — Coefficient d'importance de la structure

N_d — Effort de calcul de compression

n_u — Coefficient relatif à la résistance à la compression, pris selon le tableau F.0.1.

A — Aire de la section transversale de l'élément

f_{cd} — Résistance de calcul en compression du béton

Tableau F.0.1 Coefficient relatif à la résistance en compression de la section droite n_u des éléments en béton armé, de section circulaire, sollicités à la compression excentrée

$\frac{e_0}{\eta r}$	$\frac{f_{sd}}{\rho f_{cd}}$																			
	0.06	0.09	0.12	0.15	0.18	0.21	0.24	0.27	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20		
0.01	1.0487	1.0783	1.1079	1.1375	1.1671	1.1968	1.2264	1.2561	1.2857	1.3846	1.4835	1.5824	1.6813	1.7802	1.8791	1.9780	2.0769	2.1758		
0.05	1.0031	1.0316	1.0601	1.0885	1.1169	1.1454	1.1738	1.2022	1.2306	1.3254	1.4201	1.5148	1.6095	1.7042	1.7989	1.8937	1.9884	2.0831		
0.10	0.9438	0.9711	0.9984	1.0257	1.0529	1.0802	1.1074	1.1345	1.1617	1.2521	1.3423	1.4325	1.5226	1.6127	1.7027	1.7927	1.8826	1.9726		
0.15	0.8827	0.9090	0.9352	0.9614	0.9875	1.0136	1.0396	1.0656	1.0916	1.1781	1.2643	1.3503	1.4362	1.5220	1.6077	1.6934	1.7790	1.8646		
0.20	0.8206	0.8458	0.8709	0.8960	0.9210	0.9460	0.9709	0.9958	1.0206	1.1033	1.1856	1.2677	1.3496	1.4313	1.5130	1.5945	1.6760	1.7574		
0.25	0.7589	0.7829	0.8067	0.8302	0.8540	0.8778	0.9016	0.9254	0.9491	1.0279	1.1063	1.1845	1.2625	1.3404	1.4180	1.4956	1.5731	1.6504		
0.30	0.7003	0.7247	0.7486	0.7721	0.7953	0.8181	0.8408	0.8632	0.8855	0.9590	1.0316	1.1036	1.1752	1.2491	1.3228	1.3964	1.4699	1.5433		
0.35	0.6432	0.6684	0.6928	0.7165	0.7397	0.7625	0.7849	0.8070	0.8290	0.9008	0.9712	1.0408	1.1097	1.1783	1.2465	1.3145	1.3824	1.4500		
0.40	0.5878	0.6142	0.6393	0.6635	0.6869	0.7097	0.7320	0.7540	0.7757	0.8461	0.9147	0.9822	1.0489	1.1150	1.1807	1.2461	1.3113	1.3762		
0.45	0.5346	0.5624	0.5884	0.6132	0.6369	0.6599	0.6822	0.7041	0.7255	0.7949	0.8619	0.9275	0.9921	1.0561	1.1195	1.1825	1.2452	1.3077		
0.50	0.4839	0.5133	0.5403	0.5657	0.5898	0.6130	0.6354	0.6573	0.6786	0.7470	0.8126	0.8765	0.9393	1.0012	1.0625	1.1233	1.1838	1.2441		
0.55	0.4359	0.4670	0.4951	0.5212	0.5458	0.5692	0.5917	0.6135	0.6347	0.7022	0.7666	0.8289	0.8899	0.9500	1.0094	1.0682	1.1266	1.1848		
0.60	0.3910	0.4238	0.4530	0.4798	0.5047	0.5283	0.5509	0.5727	0.5938	0.6605	0.7237	0.7846	0.8440	0.9023	0.9598	1.0168	1.0733	1.1295		
0.65	0.3495	0.3840	0.4141	0.4414	0.4667	0.4905	0.5131	0.5348	0.5558	0.6217	0.6837	0.7432	0.8011	0.8578	0.9136	0.9689	1.0236	1.0779		
0.70	0.3116	0.3475	0.3784	0.4062	0.4317	0.4556	0.4782	0.4998	0.5206	0.5857	0.6466	0.7047	0.7611	0.8163	0.8705	0.9241	0.9771	1.0297		
0.75	0.2773	0.3143	0.3459	0.3739	0.3996	0.4235	0.4460	0.4674	0.4881	0.5523	0.6120	0.6689	0.7239	0.7776	0.8303	0.8823	0.9337	0.9847		
0.80	0.2468	0.2845	0.3164	0.3446	0.3702	0.3940	0.4164	0.4377	0.4581	0.5214	0.5799	0.6356	0.6892	0.7415	0.7927	0.8432	0.8931	0.9426		
0.85	0.2199	0.2579	0.2899	0.3180	0.3436	0.3672	0.3893	0.4104	0.4305	0.4928	0.5502	0.6045	0.6569	0.7078	0.7577	0.8067	0.8552	0.9032		
0.90	0.1963	0.2343	0.2661	0.2940	0.3193	0.3427	0.3646	0.3853	0.4051	0.4663	0.5225	0.5757	0.6267	0.6763	0.7249	0.7726	0.8197	0.8663		
0.95	0.1759	0.2134	0.2448	0.2724	0.2974	0.3204	0.3420	0.3624	0.3818	0.4419	0.4969	0.5488	0.5986	0.6470	0.6942	0.7406	0.7864	0.8317		
1.00	0.1582	0.1950	0.2259	0.2530	0.2775	0.3001	0.3213	0.3413	0.3604	0.4193	0.4731	0.5238	0.5724	0.6195	0.6655	0.7107	0.7553	0.7993		

$\frac{e_0}{\eta r}$	$\rho \frac{f_{ed}}{f_{ca}}$																			
	0.06	0.09	0.12	0.15	0.18	0.21	0.24	0.27	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20		
1.10	0.1299	0.1646	0.1939	0.2198	0.2433	0.2649	0.2852	0.3044	0.3227	0.3791	0.4305	0.4789	0.5251	0.5699	0.6136	0.6564	0.6986	0.7402		
1.20	0.1087	0.1410	0.1685	0.1929	0.2152	0.2358	0.2551	0.2734	0.2909	0.3446	0.3937	0.4398	0.4838	0.5264	0.5679	0.6086	0.6486	0.6881		
1.30	0.0927	0.1224	0.1481	0.1710	0.1920	0.2115	0.2299	0.2472	0.2639	0.3150	0.3618	0.4057	0.4476	0.4882	0.5276	0.5663	0.6043	0.6418		
1.40	0.0804	0.1077	0.1316	0.1531	0.1728	0.1912	0.2086	0.2250	0.2408	0.2895	0.3340	0.3759	0.4158	0.4544	0.4920	0.5288	0.5649	0.6006		
1.50	0.0708	0.0959	0.1180	0.1381	0.1567	0.1741	0.1905	0.2061	0.2210	0.2673	0.3097	0.3496	0.3877	0.4245	0.4603	0.4954	0.5298	0.5638		
1.60	0.0630	0.0862	0.1068	0.1256	0.1431	0.1595	0.1750	0.1897	0.2039	0.2479	0.2884	0.3264	0.3628	0.3979	0.4321	0.4655	0.4984	0.5309		
1.70	0.0567	0.0782	0.0974	0.1150	0.1315	0.1469	0.1616	0.1756	0.1891	0.2310	0.2695	0.3058	0.3405	0.3741	0.4068	0.4387	0.4702	0.5012		
1.80	0.0515	0.0714	0.0894	0.1060	0.1215	0.1361	0.1500	0.1633	0.1761	0.2160	0.2528	0.2875	0.3207	0.3528	0.3840	0.4146	0.4447	0.4743		
1.90	0.0472	0.0657	0.0826	0.0982	0.1128	0.1266	0.1398	0.1525	0.1646	0.2027	0.2378	0.2710	0.3028	0.3335	0.3635	0.3928	0.4216	0.4500		
2.00	0.0435	0.0608	0.0767	0.0914	0.1052	0.1183	0.1309	0.1429	0.1545	0.1908	0.2244	0.2562	0.2867	0.3162	0.3449	0.3730	0.4007	0.4279		
2.50	0.0311	0.0441	0.0562	0.0676	0.0784	0.0888	0.0987	0.1083	0.1176	0.1470	0.1744	0.2005	0.2255	0.2498	0.2735	0.2968	0.3197	0.3422		
3.00	0.0241	0.0345	0.0442	0.0535	0.0623	0.0707	0.0789	0.0869	0.0946	0.1191	0.1421	0.1640	0.1852	0.2057	0.2258	0.2456	0.2650	0.2841		
3.50	0.0197	0.0283	0.0364	0.0441	0.0516	0.0587	0.0657	0.0724	0.0790	0.0999	0.1196	0.1385	0.1568	0.1746	0.1919	0.2090	0.2258	0.2425		
4.00	0.0166	0.0240	0.0309	0.0376	0.0440	0.0502	0.0562	0.0620	0.0677	0.0859	0.1032	0.1198	0.1358	0.1514	0.1667	0.1818	0.1966	0.2112		
4.50	0.0144	0.0208	0.0269	0.0327	0.0383	0.0437	0.0490	0.0542	0.0592	0.0754	0.0907	0.1054	0.1197	0.1336	0.1473	0.1607	0.1740	0.1870		
5.00	0.0127	0.0183	0.0237	0.0289	0.0339	0.0388	0.0435	0.0481	0.0526	0.0671	0.0809	0.0941	0.1070	0.1195	0.1319	0.1440	0.1559	0.1677		
5.50	0.0113	0.0164	0.0213	0.0259	0.0304	0.0348	0.0391	0.0433	0.0474	0.0605	0.0729	0.0850	0.0967	0.1081	0.1193	0.1304	0.1412	0.1520		
6.00	0.0102	0.0149	0.0193	0.0235	0.0276	0.0316	0.0355	0.0393	0.0430	0.0550	0.0664	0.0775	0.0882	0.0987	0.1089	0.1191	0.1291	0.1390		
6.50	0.0093	0.0136	0.0176	0.0215	0.0252	0.0289	0.0325	0.0360	0.0394	0.0504	0.0610	0.0711	0.0810	0.0907	0.1002	0.1096	0.1188	0.1280		
7.00	0.0086	0.0125	0.0162	0.0198	0.0233	0.0266	0.0300	0.0332	0.0364	0.0466	0.0563	0.0658	0.0750	0.0840	0.0928	0.1015	0.1101	0.1186		
7.50	0.0080	0.0116	0.0150	0.0183	0.0216	0.0247	0.0278	0.0308	0.0338	0.0433	0.0524	0.0612	0.0697	0.0781	0.0864	0.0945	0.1025	0.1104		

$\frac{e_0}{\eta r}$	$\rho \frac{f_{sd}}{f_{cd}}$																		
	0.06	0.09	0.12	0.15	0.18	0.21	0.24	0.27	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	
8.00	0.0074	0.0108	0.0140	0.0171	0.0201	0.0230	0.0259	0.0287	0.0315	0.0404	0.0489	0.0572	0.0652	0.0730	0.0808	0.0884	0.0959	0.1034	
8.50	0.0069	0.0101	0.0131	0.0160	0.0188	0.0216	0.0243	0.0269	0.0295	0.0379	0.0459	0.0536	0.0612	0.0686	0.0759	0.0830	0.0901	0.0971	
9.00	0.0065	0.0094	0.0123	0.0150	0.0177	0.0203	0.0228	0.0253	0.0278	0.0356	0.0432	0.0505	0.0577	0.0646	0.0715	0.0783	0.0850	0.0916	
9.50	0.0061	0.0089	0.0116	0.0142	0.0167	0.0191	0.0215	0.0239	0.0262	0.0337	0.0408	0.0477	0.0545	0.0611	0.0676	0.0740	0.0804	0.0867	
10.00	0.0058	0.0084	0.0110	0.0134	0.0158	0.0181	0.0204	0.0226	0.0248	0.0319	0.0387	0.0453	0.0517	0.0580	0.0641	0.0702	0.0763	0.0822	

Avec: e_0 — Excentricité de l'effort de compression par rapport au centre de gravité de la section transversale

r — Rayon de la section circulaire

η — Coefficient de majoration de l'excentricité pour l'élément sollicité à la compression excentrée

ρ — Taux d'armatures longitudinales uniformément réparties sur le périmètre de la section transversale

f_{sd} — Résistance de calcul en traction des armatures longitudinales

f_{cd} — Résistance de calcul en compression du béton

Annexe G

Méthode de calcul simplifiée des pertes de précontrainte dues à la déformation des dispositifs d'ancrage, à la rentrée d'ancrage et aux effets de frottement

G.0.1 Les pertes de tension dues à la déformation des dispositifs d'ancrage et dues au frottement négatif dans le sens inverse de l'effort de la précontrainte, générées par le retrait des armatures de précontrainte, doivent être prises en compte dans le calcul des éléments en béton précontraint sollicités à la flexion. Le coefficient du frottement négatif entre les armatures et les gaines peut être pris identique à celui du frottement positif.

G.0.2 La longueur d'influence du frottement négatif l_f (voir la figure G.0.2) peut être calculée par la formule suivante

$$l_f = \sqrt{\frac{\sum \Delta l \cdot E_p}{\Delta \sigma_d}} \quad (\text{mm}) \quad (\text{G.0.2-1})$$

Dans la formule ci-dessus, $\Delta \sigma_d$ est la perte de tension due au frottement sur la longueur unitaire de la gaine calculée selon la formule suivante :

$$\Delta \sigma_d = \frac{\sigma_0 \sigma_1}{l} \quad (\text{G.0.2-2})$$

Avec :

σ_{con} —Contrainte limite dans la section de sortie des vérins de mise en tension au niveau de l'ancrage actif

σ_1 —Contrainte dans les armatures de précontrainte au niveau de l'ancrage passif, déduction faite des pertes dues au frottement le long de la gaine

l —Distance entre l'ancrage actif et l'ancrage passif

Lorsque $l_f \leq l$, la perte de tension $\Delta \sigma_x(\sigma_{12})$ dans les armatures de précontrainte à la distance x par rapport à l'ancrage actif, peut être calculée à l'aide de la formule suivante

$$\Delta \sigma_x(\sigma_{12}) = \Delta \sigma_d l_f \quad (\text{G.0.2-3})$$

$$\Delta\sigma = 2\Delta\sigma_d l_f \quad (\text{G.0.2-4})$$

Dans la formule ci-dessus, $\Delta\sigma$ est la perte de tension totale au niveau de l'ancrage actif, générée par le frottement négatif sur la longueur d'influence l_f lorsque $l_f \leq l$.

Si $x \geq l_f$, les armatures de précontrainte à la longueur x ne sont pas soumises à l'influence du frottement négatif.

Si $l_f > l$, la perte de tension $\Delta\sigma'_x(\sigma'_{l_2})$ dans les armatures de précontrainte à la distance x' par rapport à l'ancrage actif, peut être calculée à l'aide de la formule suivante

$$\Delta\sigma'_x(\sigma'_{l_2}) = \Delta\sigma' - 2x'\Delta\sigma_d \quad (\text{G.0.2-5})$$

Dans cette formule, $\Delta\sigma'$ est la perte de précontrainte sous l'ancrage active en prenant en compte le frottement négatif. Elle peut être calculée par la méthode suivante: $\Delta\sigma' = cd$, où cd est obtenu en considérant que la surface de la trapèze isocèle $ca'bd$ dans la figure G.0.2 est égale à $\Sigma\Delta l \cdot E_p$.

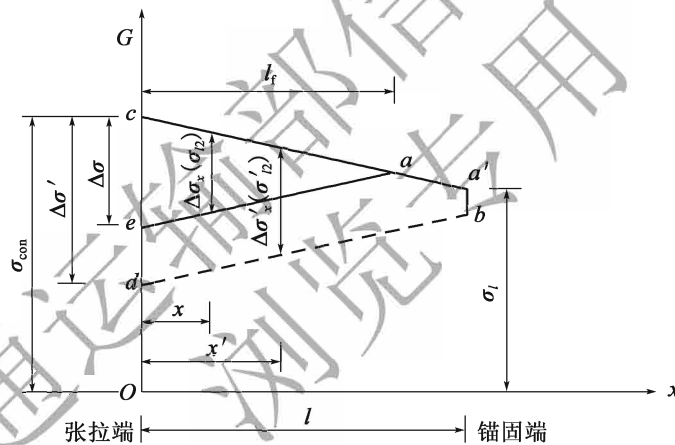


Figure G.0.2 Illustration du calcul des pertes de tension dans les armatures de précontrainte dues au frottement négatif

Avec

La ligne caa' représente le niveau de contrainte dans les armatures de précontrainte, déduction faite de la perte de tension due au frottement positif entre les armatures de précontrainte et les gaines

La ligne eea' représente le niveau de contrainte dans les armatures de précontrainte, déduction faite de la perte de tension due au frottement positif et de la perte de tension due au frottement négatif, entre les armatures de précontrainte et les gaines lorsque $l_f \leq l$.

La ligne db représente le niveau de contrainte dans les armatures de précontrainte, déduction faite de la perte de tension due au frottement positif et de la perte de tension due au frottement négatif entre les armatures de précontrainte et les gaines lorsque $l_f > l$.

Le polygone cae est un triangle isocèle. Le polygone $ca'bd$ est un trapèze isocèle.

G. 0. 3 Lorsque les armatures de précontrainte sont tendues aux 2 deux extrémités (tendues simultanément ou tendues l'une après l'autre), et que les longueurs d'influence du frottement négatif à partir des deux extrémités se superposent, la contrainte dans les armatures de précontrainte dans la section qui se situe dans la zone de superposition, après déduction des pertes de tension dues au frottement positif et dues au frottement négatif, peut être déterminée selon la méthode suivante: Tout d'abord, calculer les pertes de tension dues au frottement positif et dues au frottement négatif le long du câble en partant respectivement des deux extrémités et en supposant qu'elles sont tendues et ancrées séparément. Ensuite, la contrainte dans les armatures de précontrainte dans la section qui se situe dans la zone de superposition est prise égale à la contrainte limite dans la section qui correspond aux sorties de l'ancrage actif, déduction faite de la valeur de la perte maximale calculée ci-dessus, en partant respectivement des deux extrémités.

交通运输部
浏览专用

Annexe H

Méthode de calcul simplifié des pertes de précontrainte due à la déformation élastique du béton dans les éléments soumis à la post-tension

H.0.1 Lorsque les câbles de précontrainte ancrés dans la même section des éléments en béton précontraint par post-tension, sont tendus de manière successive, les pertes de tension dues à la déformation élastique de compression du béton, peuvent être calculées selon la formule suivante

$$\sigma_{td} = \frac{m-1}{2} \alpha_{EP} \Delta\sigma_{pc} \quad (\text{H.0.1})$$

Avec :

m —Nombre de câbles de précontrainte

$\Delta\sigma_{pc}$ —Valeur moyenne de la contrainte normale de compression du béton, au niveau du centre de gravité de toutes les armatures de précontrainte, dans la section de calcul, générée par la mise en tension de chacun des câbles de précontrainte.

Cette formule peut également être appliquée pour calculer les pertes de tension dues à la déformation élastique de compression du béton dans le cas où les câbles de précontrainte sont ancrés dans des sections différentes, et sont tendus par phases (par exemple, les ponts construits par encorbellement). Dans ce cas, les câbles de précontrainte sont groupés par sections d'ancrage, et m est le nombre de groupes de câbles qui traversent la section de calcul. $\Delta\sigma_{pc}$ est la valeur moyenne de la contrainte normale de compression du béton au niveau du centre de gravité de toutes les armatures de précontrainte, dans la section de calcul, générée par la mise en tension de chacun des groupes de câbles.

Annexe J

Méthode de Calcul de la hauteur de la zone comprimée dans les sections fissurées d'éléments en béton précontraint de catégorie B

J.0.1 Pour les éléments en béton précontraint de section en forme de T ou de I, sollicités à la flexion, la hauteur de la zone comprimée x peut être calculée selon les formules suivantes (voir la figure 7.1.4)

$$Ax^3 + Bx^2 + Cx + D = 0 \quad (\text{J.0.1-1})$$

$$A = b \quad (\text{J.0.1-2})$$

$$B = 3be_N \quad (\text{J.0.1-3})$$

$$C = 3b_0h'_f(2e_N + h'_f) + 6\alpha_{EP}(A_p g_p + A'_p g'_p) + 6\alpha_{ES}(A_s g_s + A'_s g'_s) \quad (\text{J.0.1-4})$$

$$D = -b_0h'^2_f(3e_N + 2h'_f) - 6\alpha_{EP}(A_p h_p g_p + A'_p a'_p g'_p) - 6\alpha_{ES}(A_s h_s g_s + A'_s a'_s g'_s) \quad (\text{J.0.1-5})$$

La valeur x est obtenue en introduisant les valeurs de A , B , C et D dans la formule (J.0.1-1).

Pour les éléments en béton précontraint de section rectangulaire, sollicités à la flexion, il est supposé que la valeur de h'_f dans les formules (J.0.1-4) et (J.0.1-5) est égale à zéro.

Avec :

b —Largeur de l'âme des sections en forme de T ou de I ou de sections rectangulaires

e_N —Distance entre le point d'application de l'effort N_{p0} et le bord de la zone comprimée.

b_0 —Différence entre la largeur de la table de compression et la largeur de l'âme des sections en forme de T ou de I

h'_f —Épaisseur de la table de compression des sections en forme de T ou de I

h_p, h_s —Distance entre le centre de gravité des armatures de précontrainte tendues et le bord de la zone comprimée.

Distance entre le centre de gravité des armatures passives tendues et le bord de la zone comprimée

g_p, g_s —Distance entre le centre de gravité des armatures de précontrainte tendues et le point d'application de l'effort N_{p0} , $g_p = h_p + e_N$.

Distance entre le centre de gravité des armatures passives tendues et le point d'application de l'effort N_{p0} , $g_s = h_s + e_N$.

a'_p, a'_s —Distance entre le centre de gravité des armatures de précontrainte comprimées et le bord de la zone comprimée.

Distance entre le centre de gravité des armatures passives comprimées et le bord de la zone comprimée.

g'_p, g'_s —Distance entre le centre de gravité des armatures de précontrainte comprimées et le point d'application de l'effort N_{p0} , $g'_p = a'_p + e_N$

Distance entre le centre de gravité des armatures passives comprimées et le point d'application de l'effort N_{p0} , $g'_s = a'_s + e_N$

- NOTA :** 1. La contrainte des armatures passives dans les zones comprimées doit satisfaire à l'exigence de $\alpha_{ES} \sigma_{cc} \leq f'_{sd}$. Lorsque $\alpha_{ES} \sigma_{cc} > f'_{sd}$, le terme A'_s dans les formules (J.0.1-4) et (J.0.1-5) doit être remplacé par $\frac{f'_{sd}}{\alpha_{ES} \sigma_{cc}} A'_s$ où f'_{sd} est la résistance de calcul en traction des armatures passives et σ_{cc} est la contrainte du béton au niveau du centre de gravité des armatures passives, dans la zone comprimée. La contrainte du béton σ_{cc} peut être calculée par la formule (7.1.4-1) en remplaçant le terme C dans la formule par la distance entre le centre de gravité des armatures passives, et le centre de gravité de la section fissurée.
2. Lorsque la contrainte $[\alpha_{EP} \sigma_{cc} - \sigma'_{p0}]$ dans les armatures de précontrainte dans la zone comprimée est une traction, elle est négative. Les signes positifs des termes utilisés dans les formules (J.0.1-4) et (J.0.1-5) qui contiennent A'_p , doivent être remplacés par des signes négatifs. σ_{cc} est la contrainte du béton au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la zone comprimée.
3. Lorsque des armatures de précontrainte ou des armatures passives sont absentes dans les zones comprimées, les termes de A'_p ou A'_s dans les formules (J.0.1-4) et (J.0.1-5) doivent être pris égaux à zéro.

Notice explicative relative aux expressions de la présente norme

1 Pour faciliter l'application de la présente norme, les niveaux d'exigence des expressions sont expliqués ci-dessous

1) Les expressions obligatoires de niveau d'exigence supérieures, sont les suivantes

L'expression "obliger" est utilisée dans le sens positif et l'expression "interdire" est utilisée dans le sens négatif.

2) Les expressions de niveau d'exigence moyennes, qui indiquent des prescriptions à adopter de manière générale sont les suivantes

L'expression "devoir" est utilisée dans le sens positif et l'expression "ne pas devoir" est utilisée dans le sens négatif.

3) Les expressions de niveau d'exigence inférieures, qui indiquent des recommandations à suivre sans obligation sont les suivantes.

L'expression "convenir" est utilisée dans le sens positif et l'expression "ne pas convenir" est utilisée dans le sens négatif.

L'expression "pouvoir" est utilisée pour indiquer des prescriptions dont le choix est libre, lorsque cela est possible.

2 Les expressions "doit être effectué selon……" ou "doit être conforme aux dispositions de ……." sont utilisées pour indiquer des dispositions obligatoires à respecter, dispositions qui sont prescrites par d'autres normes. L'expression "peut se référer à ……." est utilisée pour indiquer les dispositions à suivre de manière non-obligatoire et qui sont prescrites par d'autres normes.

Explication sur les mots utilisés dans la présente norme

Le degré de rigueur pour l'application des présentes règles est exprimé par les expressions suivantes :

- 1) Pour exprimer ce qui est très strict et auquel on ne peut pas déroger, les expressions « il faut obligatoirement », « il est nécessaire de » sont employées dans les tournures positives, ainsi que les expressions « interdire », « il est interdit » dans les tournures négatives ;
- 2) Pour exprimer ce qui est strict, où l'on doit tout faire ainsi dans le cas normal, les expressions comme « il faut », « il est nécessaire de » et inversement « il ne faut pas », « il ne doit pas » sont employées ;
- 3) Pour exprimer ce qui est strict et il faut tout « d'abord » faire ainsi, mais avec un peu de latitude de choix lorsque la situation le permet, les expressions « il convient de » et inversement « il ne convient pas de » sont employées ;
- 4) Pour exprimer ce qui est laissé au choix dans une situation donnée, les expressions « il est possible de », « on peut », « il est possible de » sont employées.

Explications sur les articles

交通运输部信息公开
浏览专用

1 Généralités

1.0.1 Cette norme s'applique obligatoirement. Elle précise les exigences de base pour la conception des structures des ponts routiers et des ponceaux en béton armé et en béton précontraint.

1.0.2 Cette norme s'applique à la conception des nouvelles structures en béton armé et en béton précontraint, structures qui sont largement utilisées dans l'ingénierie des ponts routiers et des ponceaux, en utilisant du béton normal.

1.0.3 Les notions de coefficients partiels sont utilisées dans l'expression de l'état limite, dans lequel la valeur de calcul de l'action est obtenue en multipliant la valeur caractéristique de l'action par le coefficient partiel correspondant, coefficient qui est spécifié dans la norme en vigueur « Règles générales pour la conception des ponts routiers et des ponceaux » (JTG D60).

Les résistances de calcul des matériaux sont données directement par la présente norme, ces résistances sont obtenues en divisant les résistances caractéristiques par les coefficients partiels correspondants, coefficients dont les valeurs sont données dans les notices explicatives de la présente norme.

2 Terminologie et symboles

Ce chapitre ne répertorie que les termes dont la définition doit être spécifiée dans le contexte de la présente norme. Les termes généraux et usuels liés aux ponts n'en font pas partie .

Les termes communément définis, tels que les termes relatifs à la fiabilité et aux combinaisons d'actions dans la version précédente de cette norme ont été supprimés. Les termes spécifiques aux structures en béton, tels que les zones de régularisation de contraintes, les modèles bielles-tirants, les longueurs d'ancrage, les épaisseurs d'enrobage, etc ont été complétés dans la présente norme.

Certaines définitions de termes sont reconnus à l'international, tels que les états limites. Néanmoins, la plupart des définitions sont données dans le sens général et ne sont reconnues ni au niveau international ni au niveau national. Les termes anglais ne sont pas des noms normalisés et sont donnés uniquement à titre indicatif .

Les symboles du présent chapitre sont énumérés dans l'ordre des symboles relatifs aux propriétés des matériaux, aux actions et à leurs effets, aux paramètres géométriques, aux coefficients de calcul et autres sujets. Les principales lettres des symboles sont conformes aux dispositions des normes nationales en vigueur. Lorsqu'il n'existe pas de disposition uniforme dans la norme nationale, le symbole le plus utilisé habituellement est adopté. Dans ce chapitre sont énumérés uniquement les principaux symboles. Les autres symboles apparaissant dans la présente norme, ne sont pas présentés de manière exhaustive .

3 Matériaux

3.1 Bétons

3.1.1 La résistance caractéristique en compression du béton est la résistance en compression (en MPa) mesurée par l'essai normalisé à 28 jours (en raison de l'utilisation de cendres volantes et d'autres adjuvants minéraux dans le ciment et le béton, l'âge du test peut être prolongé de manière appropriée en fonction de la spécificité de la situation) sur éprouvette fabriquée selon la méthode standard, dont l'intervalle de confiance est de 95%. Les principes, pour la mesure des résistances caractéristiques et les dimensions de l'éprouvette en béton, définis dans la présente norme, sont conformes aux normes internationales et aux "Règles pour la conception des structures en béton" (GB50010).

La classe de résistance du béton dans cet article a un sens similaire à celui de la catégorie du béton dans le document "Règles de pont JTJ 023-85", mais les deux notions sont différentes. La catégorie du béton correspond à la résistance en compression dont l'intervalle de confiance est de 85% mesurée sur éprouvette cubique de 200 mm côté. La classe de résistance du béton correspond à la résistance en compression dont l'intervalle de confiance est de 95% mesurée sur éprouvette cubique de 150 mm de côté. La relation de conversion entre la classe de résistance du béton et la catégorie du béton est la suivante :

La classe de résistance du béton $f_{cu,k}$ dans la présente norme est égale à

$$f_{cu,k} = \mu_{f150} - 1.645\sigma_{f150} = \mu_{f150} (1 - 1.645\delta_{f150}) \quad (3-1)$$

Dans la formule, μ_{f150} , σ_{f150} et δ_{f150} sont respectivement la valeur moyenne de la résistance en compression, son écart type, et son coefficient de variation pour les mesures sur éprouvette cubique de 150 mm de côté.

La catégorie du béton dans les « Règles des ponts JTJ 023-85 » s'exprime par la formule suivante :

$$R^b = \mu_{R200} - \sigma_{R200} = \mu_{R200} (1 - \delta_{R200}) \quad (3-2)$$

Dans la formule, μ_{R200} , σ_{R200} et δ_{R200} sont respectivement la valeur moyenne de la résistance en compression, son écart type, et son coefficient de variation pour les mesures sur éprouvette cubique de 200 mm de côté .

La relation entre les valeurs moyennes de résistance est la suivante

$$\mu_{R200} = 0.95\mu_{f150} \quad (3-3)$$

La relation entre les coefficients de variation est la suivante

$$\delta_{R200} = \delta_{f150} = \delta_f \quad (3-4)$$

La relation suivante est obtenue

$$\begin{aligned} f_{cu,k} &= \mu_{f150} (1 - 1.645\delta_{f150}) = \frac{\mu_{R200}}{0.95} (1 - 1.645\delta_{f150}) \\ &= \frac{1 - 1.645\delta_{f150}}{0.95(1 - \delta_{R200})} R^b = \frac{1 - 1.645\delta_f}{0.95(1 - \delta_f)} R^b \end{aligned} \quad (3-5)$$

Le coefficient de variation δ_f peut être pris dans le tableau 3-1

Tableau 3-1 Coefficient de variation de la résistance en compression du béton

$f_{cu,k}$	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
δ_f	0.16	0.14	0.13	0.12	0.12	0.11	0.11	0.10

3.1.2 Dans cet article, les modifications suivantes ont été apportées à la limite inférieure de la classe de résistance du béton, pour les éléments structuraux des ponts routiers et des ponceaux :

la limite inférieure de la classe de résistance du béton des éléments structuraux est augmentée d'une classe. Dans la présente norme, la classe de résistance minimale du béton des éléments structuraux passe de C20 à C25. Lorsque des barres HRB400, HRB500, HRBF400 et RRB400 sont utilisées, la classe de résistance minimale du béton des éléments structuraux passe de C25 à C30.

Les armatures de précontrainte utilisées dans les éléments structuraux en béton sont principalement des torons et des fils en acier. Pour ces éléments en béton précontraint, la classe de résistance minimale du béton est C40, ce qui est identique à la version précédente de la norme.

3.1.4 La résistance de calcul en compression du béton f_{cd} est obtenue en divisant la résistance caractéristique en compression du béton par le coefficient partiel du béton $\gamma_{fc} = 1,45$. La valeur du coefficient partiel du béton répond à l'exigence de fiabilité du calcul à la rupture fragile pour l'analyse structurelle du 2ème niveau de sécurité.

La résistance de calcul en traction du béton f_{td} est obtenue en divisant la résistance caractéristique en traction du béton, par le coefficient partiel du béton qui est le même que celui qui est utilisé dans le calcul de la résistance en compression.

Les dispositions relatives à l'effet de dimension des éléments sollicités en compression, ont été supprimées dans la présente version de la norme. Ces dispositions proviennent d'anciennes normes soviétiques, qui ont récemment été supprimées dans les normes russes.

3.1.5, 3.1.6 Le module d'élasticité, le module de cisaillement et le coefficient de Poisson du béton sont les mêmes que ceux spécifiés dans la version précédente de la norme. Le module d'élasticité du béton est calculé comme suit :

$$E_c = \frac{10^5}{2,2 + \frac{34,74}{f_{cu,k}}} \quad (3-11)$$

3.2 Armatures

3.2.1 Les classes d'armatures présentées dans cet article proviennent principalement des dernières normes nationales promulguées :

1. Armatures passives :

Les barres à haute adhérence laminées à chaud de qualité 500MPa, ont été rajoutées dans l'article. L'utilisation de barres à haute adhérence et à haute résistance de 400 MPa et de 500 MPa, est recommandée en tant qu'armatures longitudinales principales. L'article relatif à l'utilisation des barres à haute adhérence laminées à chaud de 335 MPa a été supprimé. L'utilisation de barres à haute adhérence à structure cristalline fine de la série HRBF fabriquées par laminage à température contrôlée, a été introduit dans la présente norme. Pendant la période de transition des différentes versions de la norme, les armatures rondes lisses de classe 235MPa et les armatures rondes lisses de classe 300MPa peuvent encore être utilisées et leur résistance de calcul doit être prise conformément aux dispositions de la version précédente de cette norme.

HPB300 correspond à la nuance des barres rond lisses, extraite de la norme nationale en vigueur « Acier pour béton armé Partie 1 : armature ronde lisse laminée à chaud » (GB1499.1). Les

diamètres nominaux des barre vont de $d = 6$ à 22mm , par incrément de 2 mm .

HRB400 et HRB500 correspondent à des nuances de barres à haute adhérence laminées à chaud, et HRBF400 est la nuance de barres à haute adhérence à structure cristalline fine. Toutes ces nuances sont extraites de la norme nationale en vigueur « Acier pour béton armé Partie 2 : armatures à haute adhérence laminées à chaud » (GB 1499.2). Les diamètres nominaux des barres vont de $d = 6$ à 50mm . Pour d inférieur ou égal à 22mm , les diamètres diminuent par pas de 2 mm et pour d supérieur à 22mm les valeurs nominales sont de 25mm , 28mm , 32mm , 36mm , 40mm , et 50mm .

RRB400 correspond à la nuance des barres traitées thermiquement, extraites de la norme nationale en vigueur « Armatures à traitement thermique pour béton armé » (GB 13014). Les diamètres nominaux vont de $d = 6$ à 50mm et l'incrément est le même que pour les armatures HRB.

Afin de faciliter la conception, les sections transversales nominales et les masses linéiques nominales des barres ci-dessus sont énumérées dans le tableau 3-2.

Tableau 3-2 Sections transversales nominales et masses linéiques nominales des barres

Diamètre nominal (mm)	Section nominale (mm ²)	Masse linéique nominale d'une barre (kg/m)
6	28.27	0.222
8	50.27	0.395
10	78.54	0.617
12	113.10	0.888
14	153.90	1.210
16	201.10	1.580
18	254.50	2.000
20	314.20	2.470
22	380.10	2.980
25	490.90	3.850
28	615.80	4.830
32	804.20	6.310
36	1018.00	7.990
40	1257.00	9.870
50	1964.00	15.420

Cette norme présente également des barres à haute adhérence laminées à froid, qui ne doivent être utilisées que sous forme de treillis soudés en tant qu'armatures de construction. Ce type d'armature est extrait de la norme « Barres à haute adhérence laminées à froid » (GB 13788), et « Règlement technique des armatures à haute adhérence laminées à froid pour béton armé » (JGJ 95), norme à

laquelle on peut se référer si nécessaire.

2. Pour les armatures de précontrainte, les articles concernant les torons à haute résistance, de diamètres importants ont été complétés. Les barres de précontrainte de gros diamètre sont rajoutées et les fils adhérents qui présentent une capacité d'ancrage médiocre sont éliminés.

Pour les armatures de précontrainte, la présente norme traite principalement de l'utilisation des torons et des fils. Les barres filetées précontraintes sont utilisées uniquement pour les éléments de dimensions moyennes et petites, ou en tant qu'armatures verticales et transversales. Les torons sont conformes à la norme en vigueur « Torons pour béton précontraint » (GB/T 5224). Les fils pour précontrainte sont des fils lisses ou des fils à haute adhérence conformes à la norme en vigueur « Fils pour béton précontraint » (GB / T 5223). Les barres précontraintes sont conformes à la norme en vigueur « Barres pour béton précontraint » (GB/T 20065). Les sections transversales nominales et les masses linéiques nominales des torons, des fils et des barres précontraintes sont énumérées au tableau 3-3.

Tableau 3-3 Sections nominales et masses linéiques nominales des armatures de précontrainte

Type d'armature et diamètre nominal (mm)		Section nominale (mm ²)	Masse linéique nominale (kg/m)	
Torons	1 × 7	9.5	54.8	0.432
		12.7	98.7	0.774
		15.2	139.0	1.101
		17.8	191.0	1.500
		21.6	285.0	2.237
Fils		5	19.63	0.154
		7	38.48	0.302
		9	63.62	0.499
Barres précontraintes		18	254.5	2.11
		25	490.9	4.10
		32	804.2	6.65
		40	1256.6	10.34
		50	1963.5	16.28

3.2.2、3.2.3 Les principes de détermination de la classe de résistance des armatures sont les suivants :

- 1 La résistance caractéristique en traction des armatures passives est déduite de la limite d'élasticité des barres spécifiée dans la norme nationale en vigueur avec un taux de garantie d'au moins 95%. La limite d'élasticité de la barre traitée thermiquement doit être égale à

440MPa selon la norme nationale, limite qui correspond à la limite d'élasticité du produit en sortie de fabrication. Cette limite d'élasticité va diminuer après raboutage par soudure bout à bout des barres, et la classe de résistance prise en compte dans les travaux est de RRB400 avec pour résistance à la traction 400 MPa. La résistance de calcul en traction des armatures passives est obtenue en divisant la résistance caractéristique en traction, par le coefficient partiel de l'acier $\gamma_{fs} = 1,2$. En prenant en compte cette résistance de calcul, le niveau de fiabilité dans l'analyse de l'élément sollicité en traction axiale est supérieur à celle de l'analyse plastique structurelle correspondant au 2ème niveau de sécurité.

- 2 Les résistances caractéristiques en traction des torons et des fils, sont prises égales à la résistance ultime en traction spécifiée dans les normes nationales en vigueur, normes selon lesquelles la limite d'élasticité des torons et des fils, est égale à 0,85 fois leur résistance en traction. Compte tenu du coefficient de sécurité de 1.25 à appliquer à la résistance des torons et des fils selon les « Règles des ponts JTJ 023-85 », la résistance de calcul en traction des torons et des fils, considérée dans la présente norme est de $f_{td} = f_{tk} \times 0.85 / 1.25 = f_{tk} / 1.47$, soit en divisant la résistance caractéristique en traction par le coefficient partiel du matériau $\gamma_{fp} = 1,47$.

La résistance caractéristique en traction des armatures de précontrainte est déduite de la limite d'élasticité des aciers, telle que précisée dans la norme nationale en vigueur, en considérant le même coefficient partiel sur le matériau que celui des armatures passives, $\gamma_{fp} = 1.2$.

- 3 La résistance de calcul en compression des armatures f'_{sd} ou f'_{pd} peut être déterminée selon les deux conditions suivantes :
 - 1) La déformation en compression des armatures ε'_s (ou ε'_p) = 0.002.
 - 2) La résistance de calcul en compression des armatures f'_{sd} (ou f'_{pd}) = $E_s \varepsilon'_s$ (ou $E_p \varepsilon'_p$) doit être inférieure ou égale à leur résistance de calcul en traction.

Par exemple, au lieu de prendre en compte la valeur obtenue par $f'_{sd} = 0.002 \times 2.0 \times 10^5 = 400\text{MPa}$, la résistance de calcul en compression des armatures de classe HRB400 est prise égale à sa résistance de calcul en traction $f_{sd} = 330\text{MPa}$. Pour les armatures de classe HRB500, la résistance de calcul en compression est prise égale à $f'_{sd} = 0.002 \times 2.0 \times 10^5 = 400\text{MPa}$, car cette valeur est inférieure à sa résistance de calcul en traction $f_{sd} = 415\text{MPa}$. Pour les torons de résistance caractéristique en traction $f_{pk} = 1860\text{MPa}$, la résistance de calcul en compression est prise égale à $f'_{pd} = 0.002 \times 1.95 \times 10^5 = 390\text{MPa}$, car cette valeur est inférieure à la résistance de calcul en traction $f_{pd} = 1260\text{MPa}$.

Les torons de classe de 1960MPa et de diamètre de 21.6mm ont été rajoutés dans cette version révisée de la norme. Quand on les utilise en tant qu'armatures de précontrainte, il faut veiller à leur compatibilité avec les dispositifs d'ancrage, et il faut vérifier la fiabilité technique des dispositifs d'ancrage et du procédé de précontrainte avant toute utilisation dans le projet.

Les résistances de calcul en traction des armatures transversales sollicitées en cisaillement, en torsion, ou au poinçonnement sont limitées par les résultats des études expérimentales. Néanmoins, lorsqu'elles sont utilisées en tant qu'armatures de confinement du béton (sous forme de cerces ou de spirale continues ou de cadres soudés fermés), leur résistance de calcul en traction n'est plus limitée par les valeurs précédentes, et les avantages des armatures à haute résistance peuvent être pleinement utilisés.

交通运输部信息公开
浏览专用

4 Exigences de base

4.1 Généralités

4.1.1 Les états limites ultimes couvrent l'insuffisance de résistance des éléments et des connexions, la perte de stabilité des structures ou des éléments structuraux, et le renversement de la structure.

Les états limites de service couvrent la fissuration et la déformation qui peuvent impacter l'utilisation normale des structures et de leurs éléments constitutifs et les rendre impropres à leur utilisation.

4.1.2 Afin d'assurer la sécurité et la durabilité des structures de ponts, les exigences de base pour les concevoir ont été complétées dans la présente version révisée de la norme. Du point de vue de la conception, deux types de facteurs doivent être considérés: d'une part l'ensemble du système structurel et d'autre part les éléments ou composants individuels. La conception doit couvrir l'étude structurelle générale, l'analyse des efforts internes, le dimensionnement des sections transversales, l'étude des connexions, l'étude de la durabilité et l'étude des points spécifiques.

4.1.3 Selon les « Règles générales de conception des ponts routiers et des ponceaux » (JTG D60), les portées normalisées sont 0,75 m; 1,0 m; 1,25 m; 1,5 m; 2,0 m; 2,5 m; 3,0 m; 4,0 m; 5,0 m; 6,0 m; 8,0 m; 10 m; 13 m; 16 m; 20 m; 25 m; 30 m; 35 m; 40 m; 50 m.

4.1.4 ~ 4.1.5 Les ponts à poutres en béton peuvent être subdivisés en deux catégories: les structures préfabriquées et les structures coulées en place. Les limites de portée des différentes catégories de structures ont été spécifiées dans la version précédente sous la forme de travées normalisées.

4.1.7 Lorsque'il existe une modification du système porteur du fait des phases de construction,

les effets des actions sont généralement analysés selon le principe de superposition (les variations de déformations, d'efforts internes ou de contraintes sont calculées et cumulées en tenant compte du phasage de construction). L'analyse des effets du fluage et du retrait du béton doit tenir compte de la redistribution des efforts internes dans les structures hyperstatiques et de la redistribution des contraintes. Le calcul doit être fait en adoptant des fonctions de fluage et de retrait du béton comme précisé en Annexe C, et en prenant en compte les efforts internes initiaux, l'âge du béton, et les phases de construction.

Les effets spatiaux des ponts en béton sont principalement l'effet d'entraînement du cisaillement, l'effet de répartition transversale des charges d'exploitation, et l'effet de gauchissement de la poutre-caisson. Les méthodes d'analyse des effets spatiaux comprennent principalement le modèle de poutre en treillis, la méthode simplifiée résultant de l'expérience, le modèle aux éléments finis et la méthode volumique défini en annexe A. Parmi ces méthodes, le modèle poutre treillis et la méthode simplifiée résultant de l'expérience, sont les plus couramment utilisées. L'effet d'entraînement au cisaillement est pris en compte dans le calcul de la largeur participante de la table de compression (voir section 4.3 pour plus de détails), la répartition transversale des charges d'exploitation et l'effet de gauchissement de la poutre-caisson sont pris en compte au travers de coefficients de majoration appliqués aux charges excentrées. Pour les poutres-caissons, ce coefficient est généralement pris égal à 1,15. Pour les poutres préfabriquées en T et les dalles creuses, ce coefficient est calculé selon la méthode de répartition des charges transversales. Pour les ponts courbes, les ponts de largeur importante, les ponts biais, les ponts de largeur variable et les ponts en Y, qui ne satisfont pas aux hypothèses de calcul du coefficient de répartition transversale classique des charges, l'application des coefficients de répartition n'est pas adaptée et l'analyse doit être faite à l'aide d'un modèle aux éléments finis .

Lorsqu'on utilise un modèle volumique, les efforts internes peuvent être obtenus par intégration. Ces efforts servent ensuite à la vérification de la résistance conformément aux dispositions de la présente norme. Pour la vérification de la résistance, les efforts internes peuvent être obtenus directement par un modèle aux éléments finis tel que celui qui est présenté en annexe A.

4.1.8 Depuis 2007, des accidents de renversement de ponts caissons urbains et routiers se sont produits à Baotou dans la province de Mongolie intérieure, à Tianjin, à Shangyu dans la province de Zhejiang, et à Harbin dans la province de Heilongjiang. Pour ces accidents les caractéristiques des ponts étaient les suivantes (figure 4-1) : le tablier était constitué d'une poutre-caisson continue qui s'appuyait sur des appareils d'appui travaillant en compression uniquement. Le tablier s'appuyait sur deux ou trois appareils d'appui au niveau des culées ou des piles-culées mais sur un appareil d'appui unique au niveau des piles intermédiaires.

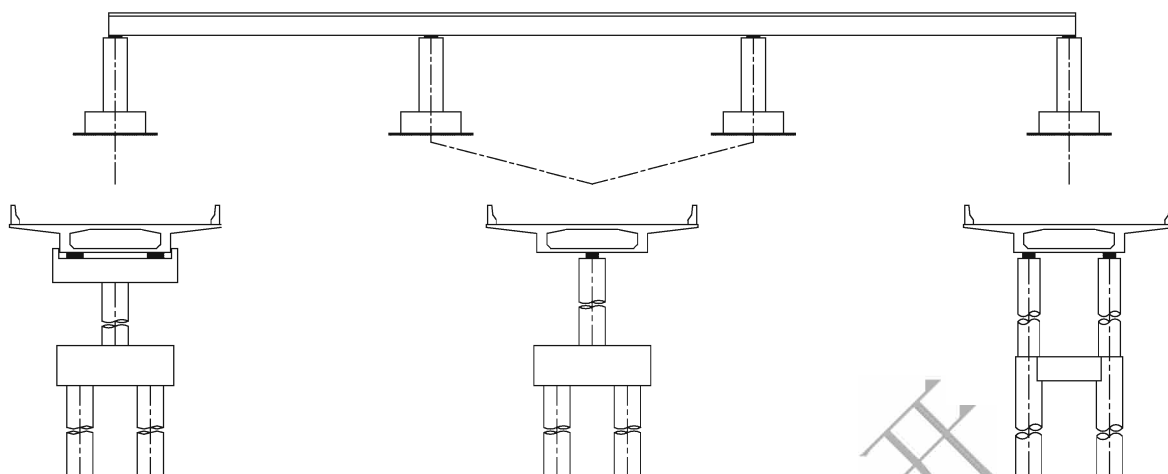


Figure 4-1 Caractéristiques des ponts accidentés

Lors de ces accidents, le renversement s'est développé d'abord par la décompression des appareils d'appui qui n'apportaient plus de limite au déplacement du tablier, entraînant la perte d'équilibre statique du tablier et entraînant le basculement du tablier et l'endommagement des appareils d'appui et des appuis, comme le montre la figure 4-2. Selon la norme relative à la fiabilité de la conception des structures industrielles (GB 50153), ce type entre dans le champ des états limites ultimes.

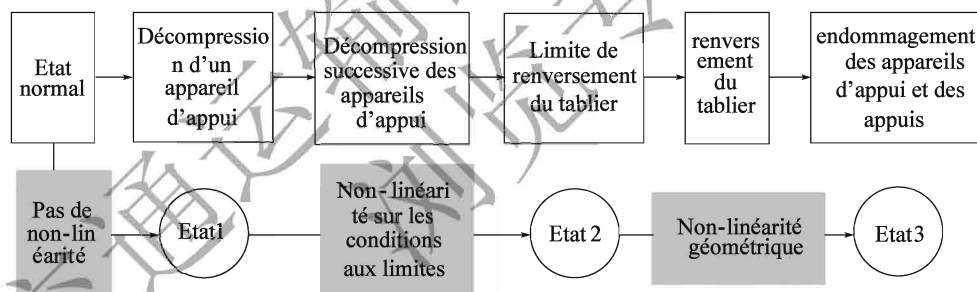


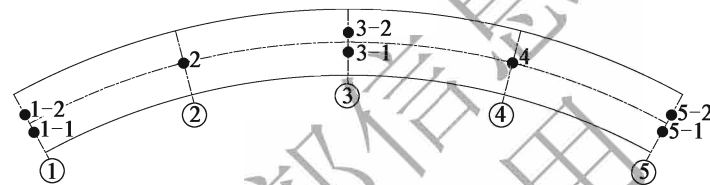
Figure 4-2 Processus type de renversement

L'analyse de l'état 3 doit tenir compte de différents facteurs non linéaires tels que le gauchissement de la poutre-caisson, la rigidité des appareils d'appui, etc. Par conséquent, l'état 3 ne rentre pas dans la vérification des dispositions de la présente norme et sa survenance peut être évitée par un contrôle strict des conditions de l'état 2. En outre, les réglementations nationales et internationales adoptent essentiellement l'état 1 et l'état 2 comme conditions de vérification au renversement. En résumé, les deux exigences de vérification au renversement présentées ci-après sont stipulées dans la présente norme :

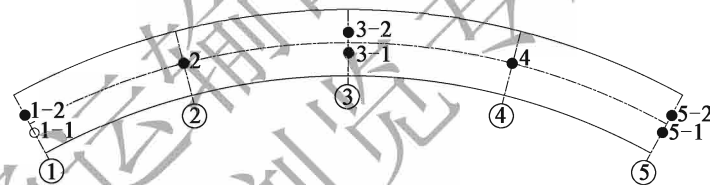
- 1 Pour la vérification de l'état 1, les appareils d'appui travaillent à la compression et

doivent rester comprimés sous combinaisons fondamentales.

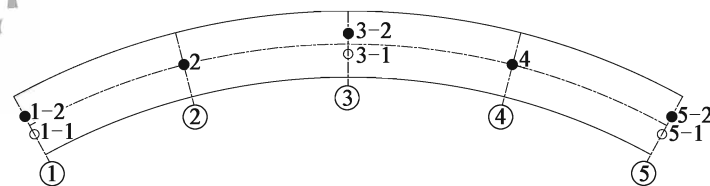
- 2 Deux appareils d'appui appartenant à la même ligne d'appui sur une pile de pont constituent un appui anti-gauchissement, qui permet de reprendre en principe le moment de torsion et la déformation de torsion. Lorsque la réaction verticale de l'un des deux appareils d'appui devient nulle, l'autre appareil d'appui ne peut pas reprendre de moment de torsion et la limite de la déformation correspondant à la torsion dépend de la rigidité de torsion du tablier. Lorsque tous les appareils d'appui cèdent, la poutre-caisson est dans un état limite d'équilibre statique ou de ruine par déformation en torsion, qui correspond à l'état 2 comme présenté sur la figure 4-3 c. Pour la vérification au renversement correspondant à l'état 2, il faut se référer à la méthode utilisée pour vérifier la stabilité statique des murs de soutènement ou des fondations rigides pour lesquels on exprime la relation suivante « Effets stabilisants \geq coefficient de sécurité de stabilité \times effets déstabilisants ».



a) A l'état normal, tous les appareils d'appui travaillent en compression



b) Dans l'état 1, l'appareil d'appui 1-1 ne travaille plus et le moment de torsion est uniquement repris par la rigidité torsionnelle du tablier et la capacité de l'appareil d'appui 1-2 à encaisser un excès de compression



c) Dans l'état 2, les appareils d'appui 1-1, 3-1 et 5-1 ne travaillent plus, et la déformation en torsion de la poutre-caisson n'est plus reprise par les appareils d'appui

Figure 4-3 Développement du renversement jusqu'à l'état 2

● — 有效支座 ○ — 失效支座

Appareils d'appui à l'état normal, Appareils d'appui défailants

Lorsque le pont caisson est dans l'état 2, il existe un appareil d'appui en fonctionnement normal sur chaque pile, comme le montre la figure 4-4. L'effet stabilisant et l'effet déstabilisant sont calculés en fonction du moment de torsion s exerçant sur l'appareil d'appui défaillant par rapport à un fonctionnement normal :

Effet stabilisant

$$\sum S_{bk,i} = \sum R_{Gki} l_i \quad (4-1)$$

Effet déstabilisant

$$\sum S_{sk,i} = \sum R_{Qki} l_i \quad (4-2)$$

Avec :

- l_i —distance entre le centre de l'appareil d'appui défaillant et celui de l'appareil d'appui fonctionnant normalement sur la i ème pile ;
- R_{Gki} —Réaction de l'appareil d'appui défaillant sur la i ème pile sous charges permanentes, calculée en supposant que tous les appareils d'appui sont dans un état de fonctionnement normal et en prenant en compte les valeurs caractéristiques des charges.
- R_{Qki} —Réaction de l'appareil d'appui défaillant sur la i ème pile sous charges variables, calculée en supposant que tous les appareils d'appui sont en état de fonctionnement normal et en prenant en compte les valeurs caractéristiques des charges. Les charges des véhicules les plus défavorables sont prises en compte avec les coefficients dynamiques.

Compte tenu des risques d'erreurs avec l'analyse simplifiée, et compte tenu du coefficient de majoration de l'effet des charges des véhicules en situation réelle lors d'embouteillage par exemple, le coefficient de stabilité au renversement transversal est pris égal à 2,50.

4.1.9 Depuis les années quatre-vingt, la communauté internationale propose de classer les structures béton selon deux zones B et D: la zone B correspond à la zone où la déformation est conforme à l'hypothèse de conservation des sections planes, zone dans laquelle les calculs sont menés selon la théorie des poutres. La zone D correspond à la zone de régularisation des contraintes, zone où la déformation de la section n'est pas conforme à l'hypothèse de conservation des sections planes. La zone D se situe généralement près du point d'application des efforts concentrés ou de changement de dimension géométrique. Les zones de régularisation des contraintes types pour un pont béton sont illustrées sur la figure 4-5.

Les méthodes de calcul des armatures, couramment utilisées dans la zone de régularisation des contraintes, sont la méthode bielles-tirants, la modélisation aux éléments finis volumiques ou la méthode simplifiée pour des cas de charges spécifiques :

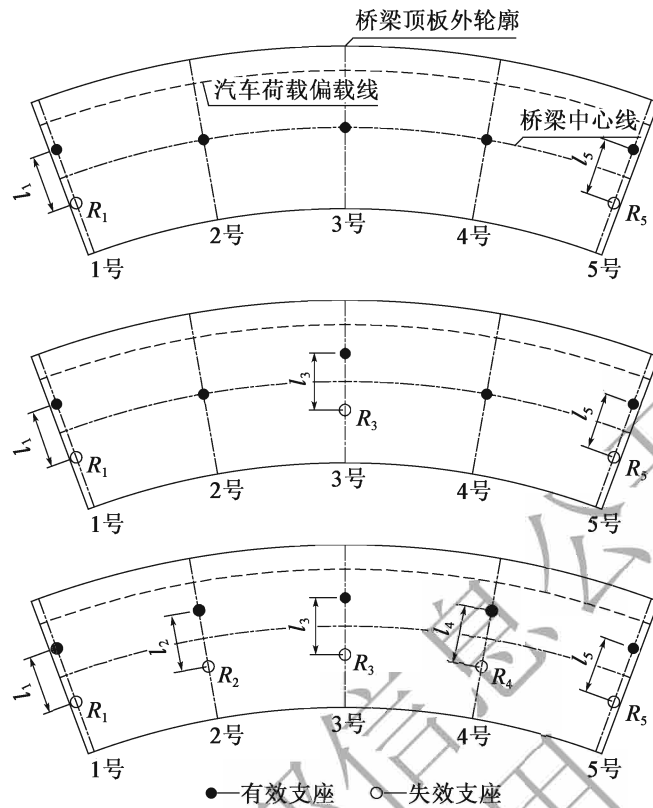


Figure 4-4 Appareils d'appui en état de fonctionnement normal dans l'état 2

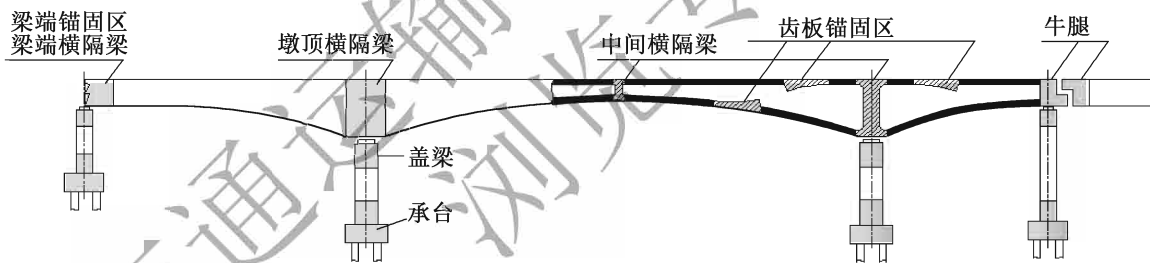


Figure 4-5 zones de régularisation des contraintes types pour un pont en béton

- 1 La méthode bielles-tirants est une méthode simplifiée permettant d'analyser le transfert des forces. Elle est basée sur le cheminement continu des efforts internes, et a été inscrite dans les normes américaines relative à la conception des ponts AASHTO LRFD et les codes européens Eurocodes. La version précédente de la présente norme a introduit la méthode bielles-tirants pour le calcul des semelles supportées par des pieux, et la présente révision étend l'utilisation de cette méthode à la zone d'ancrage des éléments précontraints par post-contrainte, aux entretoises sur appuis et aux chevêtres sur culées et sur piles. La méthode bielles-tirants est basée sur la théorie de la plasticité. Les essais et les études théoriques menées à l'international, relatives à la zone de régularisation des contraintes, , démontrent que la méthode bielles-tirants rend mieux compte de la répartition des contraintes dans la zone de régularisation des contraintes et que cette méthode est

sécuritaire.

- 2 La méthode aux éléments finis volumiques fait référence à l'utilisation d'un modèle aux éléments finis élastiques et élastoplastiques pour analyser la répartition des contraintes dans la zone de régularisation des contraintes et pour calculer les armatures.
- 3 La méthode simplifiée pour les cas de charges spécifiques fait référence à un modèle élastique ou un modèle de flux de contraintes permettant d'analyser les efforts internes dans la zone de régularisation des contraintes afin de déterminer les armatures. Les formules simplifiées pour le calcul des efforts de traction dans les zones de régularisation de contraintes sont présentées dans le chapitre 8 de la présente norme, et les efforts de traction obtenus par des calculs simplifiés, sont équivalents en terme de résultats à ceux calculés par le modèle bielles-tirants.

4.1.10 La durabilité des structures en béton dépend dans une large mesure de la qualité de la construction, du bon entretien, et de l'inspection périodique tout au long de la phase de service de la structure. Par conséquent, cet article précise les exigences à ce sujet. Les dispositions détaillées permettant de s'assurer d'un contrôle et d'une bonne qualité pendant la phase de construction, ont été stipulées dans les Règles techniques pour la construction des ponts routiers (JTG/T F50) et ne seront pas répétées dans la présente norme.

4.2 Dalles pleines

4.2.1 Pour les dalles qui s'appuient sur ses quatre cotés et qui sont soumises à une charge uniformément répartie q , la flèche à mi-travée, coté long, est de $\Delta_1 = k \frac{q_1 l_1^4}{EI}$ et la flèche à mi-travée, coté court, est de $\Delta_2 = k \frac{q_2 l_2^4}{EI}$, avec pour k , le coefficient déterminé en fonction des conditions aux limites sur appuis, q_1 la densité de charge répartie sur le coté long, q_2 la densité de charge répartie sur le côté court, l_1 et l_2 , les longueurs de calcul correspondant au coté long et au coté court, et EI la rigidité en flexion de la dalle. En considérant $\Delta_1 = \Delta_2$ et $q = q_1 + q_2$, on obtient $q_1 = \frac{l_2^4}{l_1^4 + l_2^4} q$, $q_2 = \frac{l_1^4}{l_1^4 + l_2^4} q$. Lorsque $\frac{l_1}{l_2} \geq 2$, $q_1 \leq \frac{1}{16} q_2$ et la charge répartie sur le côté long est inférieure à la charge répartie sur le côté court. Le rapport entre les moments de flexion respectifs est de

$$(M_1/M_2) = \frac{k' q_1 l_1^2}{k' q_2 l_2^2} = \frac{[l_2^4 / (l_1^4 + l_2^4)] q}{[l_1^4 / (l_1^4 + l_2^4)] q} \times \frac{l_1^2}{l_2^2} = \left(\frac{l_2}{l_1} \right)^2$$

Lorsque $\frac{l_1}{l_2} \geq 2$, $M_1 \leq \frac{1}{4}M_2$, et k' , le coefficient est déterminé en fonction des conditions aux limites sur appuis. Par conséquent, lorsque $\frac{l_1}{l_2} \geq 2$, la dalle peut être calculée en tant que dalle unidirectionnelle en considérant le côté long comme appui et le côté court comme portée. Lorsque $\frac{l_1}{l_2} < 2$, les charges doivent être réparties dans les deux directions selon l'analyse élastique. La méthode simplifiée de répartition des charges est utilisée dans l'article 3.24.6 des « Normes américaines de conception de pont AASHTO LRFD, 14^{ème} édition, 1989 » (cité en simplification comme « Normes américaines AASHTO 14^{ème} édition » ci-après) dans laquelle la charge répartie est $q_2 = \frac{l_1^4}{l_1^4 + l_2^4}q$ et la charge concentrée $P_2 = \frac{l_1^3}{l_1^3 + l_2^3}P$ (avec q la charge répartie sur la dalle, P la charge concentrée sur la dalle, q_2 et P_2 les charges réparties et les charges concentrées appliquées sur le côté court de la dalle).

Cet article stipule également que lorsque $\frac{l_1}{l_2} \geq 1.5$, la dalle doit être calculée comme unidirectionnelle en prenant la longueur du côté court comme portée de calcul. Cette valeur limite de $\frac{l_1}{l_2}$ est inférieure à celle donnée dans la présente norme.

4.2.2 Étant donné que les points d'appui ne sont pas encastrés parfaitement, la portée de calcul du moment de flexion est prise égale à la somme de la portée entre nus d'appuis et l'épaisseur de la dalle, mais cette valeur doit être inférieure ou égale à la distance entre axes des appuis.

Pour les dalles reliées par des poutres nervurées, le moment de flexion dans la section d'appui est calculé d'une manière sécuritaire en considérant l'appui comme un encastrement :

$$M = -\frac{1}{12}ql^2 = -\frac{2}{3} \times \frac{1}{8}ql^2 = -0.67M_0 \approx -0.7M_0 \quad (4-3)$$

Avec : q —pour charge uniformément répartie sur la longueur unitaire de la dalle

l —Portée de calcul de la dalle

M_0 —Moment de flexion à mi-travée de la dalle isostatique

Le moment de flexion de la section à mi-travée est calculé d'une manière sécuritaire en considérant l'appui comme un semi-encastrement élastique :

$$M = +\frac{1}{16}ql^2 = +\frac{1}{2} \times \frac{1}{8}ql^2 = +0.5M_0 \quad (4-4)$$

Lorsque le rapport entre l'épaisseur de la dalle et la hauteur de la poutre nervurée n'est pas inférieur à 1/4, la contrainte de l'appui sur la dalle est réduite, et le moment de flexion à mi-

travée est pris égal à $+0,7 M0$.

4.2.3 Lorsque la charge des roues se situe au milieu de la portée de la dalle, la largeur de distribution de la charge dans la direction perpendiculaire à la direction de la portée, est généralement exprimée sous forme de la somme de la largeur de diffusion en dessous de la couche de chaussée et d'une fraction de la portée de calcul, avec pour valeur de fraction $1/3$ comme stipulé dans cet article. Selon la théorie de l'élasticité, la largeur de distribution de la charge des roues à mi-travée est généralement de $0,6 \sim 0,7$ fois la portée de calcul. Il est donc stipulé que cette largeur de distribution ne doit pas être inférieure au $2/3$ de la portée de calcul.

La largeur de répartition de la charge des roues sur le hourdis de la poutre-caisson est généralement calculée selon la figure 4-6.

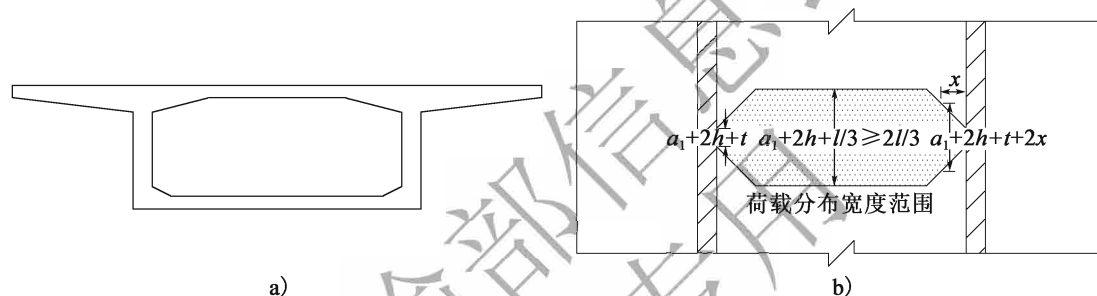


Figure 4-6 largeur de répartition de la charge des roues sur le hourdis de la poutre-caisson

4.2.4 Selon les données expérimentales obtenues par Olsen, les conditions dans lesquelles les ponts biais peuvent être calculés en les considérant comme rectangulaires, sont indiquées dans le tableau 4-2. Les ponts biais qui appartiennent aux catégories 2 et 3 peuvent être calculés comme des ponts rectangulaires lorsque $\varphi < 15^\circ$, et la portée de calcul est prise conformément aux dispositions du présent article.

Pour les ponts-dalles biais préfabriqués, les dalles élémentaires préfabriquées qui ont un rapport de longueur sur largeur important, les connexions dans la direction transversale sont considérées comme des articulations qui transmettent uniquement des efforts de cisaillement. Par conséquent, ce type de structure appartient à la catégorie 1 et peut être calculé comme des ponts rectangulaires avec pour portée de calcul, la portée biaise lorsque $\varphi \leq 40^\circ$. En outre, selon le « Manuel de conception des ponts routiers » (1978), lorsque $l > 1.25b'$ (avec b' la largeur du côté d'appui de la dalle biaise) et $\varphi < 45^\circ$, les ponts-dalles biais peuvent être calculés comme des ponts rectangulaires avec pour portée de calcul, la portée biaise.

Tableau 4-2 conditions pour lesquelles les ponts biais peuvent être calculés comme des ponts rectangulaires

Numéro de rangée	Portée biaisel / largeur b	angle biais φ	Portée de calcul	Armatures principales
1	≥ 1.3	$\leq 40^\circ$	Portée biaisé	Parallèle à la Portée biaisé
2	1.3 ~ 0.7	$< 15^\circ$	Portée orthogonale	La longueur perpendiculaire-aux culées de la partie au milieu
		$15^\circ < \varphi < 40^\circ$	1/2 (Portée biaisé + Portée orthogonale)	Les armatures centrales sont perpendiculaires à la direction des culées et des piles. Les armatures de rive sont parallèles à la portée biaisé
3	< 0.7	$< 40^\circ$	正跨 Portée orthogonale	Les armatures sont perpendiculaires à la direction des culées et des piles

Nota: La portée biaisé est la longueur selon de l'axe du pont. La portée orthogonale est la distance entre les lignes d'appui des piles ou des culées. La largeur de calcul est la largeur b de la dalle, perpendiculairement à l'axe longitudinal du pont.

4.2.5 Dans cet article, la répartition de la charge des roues est applicable dans les situations où la valeur de l_c est inférieure ou égale à 2,5m. Lorsque la valeur de l_c d'une dalle en encorbellement est supérieure à 2,5m, le moment de flexion négatif m_x par unité de largeur, à la base de l'encastrement peut être calculé par la formule de Schacc:

$$m_x = f(\sigma, y) = -\frac{P}{\pi} A' \frac{1}{ch\left(\frac{A'y/l_c}{a_0/a_0}\right)} \quad (4-5)$$

Avec:

P —Charge concentrée

l_c —position de la charge dans la direction de l'axe x

a_0 —portée de la dalle en porte-à-faux

x, y —Système de coordonnées en plan (voir figure 4-7) A' —coefficient de calcul, pris selon le tableau 4-3

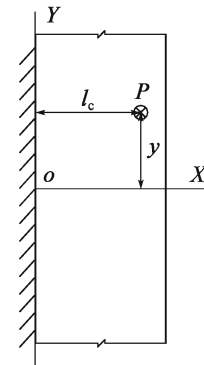


Figure 4-7 Calcul de m_x

Tableau 4-3 Valeur du coefficient A'

Position de la charge (l_c/a_0)	0.25	0.50	0.75	1.00
A'	1.07	1.17	1.30	1.53

NOTA: lorsque la position de la charge est différente de celle du tableau, la valeur de A' peut être calculée par interpolation.

La valeur calculée par la formule (4-5) est généralement $1,15 \sim 1,30$ fois celle calculée par la formule (4.2.5). En outre, les moments de flexion positifs peuvent se produire en dessous du point d'application de la charge des roues, et des armatures chargées de reprendre le moment de flexion positif doivent également être envisagées.

4.2.6 Les essais montrent que lorsque $\tan\alpha > 1/3$, le flux de contraintes est toujours concentré dans la zone couverte par l'angle dont la $\tan\alpha = 1/3$ et qu'une partie du gousset ne contribue pas à la répartition du flux. Par conséquent, lorsque $\tan\alpha > 1/3$, cette valeur doit être prise égale à $\tan\alpha = 1/3$.

4.3 Poutres

4.3.1 L'effet hyperstatique est en partie lié à la rigidité de flexion $E_c I$ des éléments structuraux. Sous charges répétées, la valeur E_c des éléments en béton diminue. Pour les éléments pour lesquels la fissuration est admise, la valeur I est également réduite. Dans l'analyse précédente des effets hyperstatiques des structures, la valeur $E_c I$ des structures en béton armé, est multipliée par $1/1,5$ conformément à l'article 4.4 des règles de conception des ponts routiers de 1975, en raison de l'incertitude sur la section d'armatures lors de la justification de la section. En se référant aux règlements relatifs aux chemins de fer, et pour le calcul de la déformation structurelle des structures hyperstatiques en béton armé, la valeur $E_c I$ est multipliée par $0,8$. Pour les éléments en béton précontraint pour lesquels la fissuration n'est pas admise, la valeur $E_c I$ n'est pas réduite par le coefficient de minoration. Néanmoins, l'inertie de la section I est calculée en prenant en compte la section brute de béton sans armatures de précontrainte en raison de l'incertitude sur la section d'armatures. Cet article s'applique uniquement à l'analyse des effets des actions et ne s'applique pas au calcul de la déformation à l'état limite de service.

4.3.2 L'article 4.6.2.6.1 des « Normes américaines relatives à la conception des ponts AASHTO LRFD, 1994 » (cité ci-après comme « Normes américaines AASHTO-LRFD, 1994 ») stipule que la largeur participante de la table de compression est applicable aux états limites ultimes et aux états limites de service. Or l'article 5.3.1.2 des « Règlements britanniques relative à la conception des ponts en béton BS5400, 1984 » (cité ci-après comme « Règlements britanniques BS5400 ») stipule que la largeur totale de la table de compression doit être considérée pour le calcul à l'état limite ultime.

La présente norme spécifie que la largeur participante de la table de compression est utilisée dans les deux états limites. la raison tient à ce que lorsque les armatures travaillent à la limite d'élasticité, le béton cède tout d'abord dans la zone correspondant à largeur participante de la poutre du fait des effets de couture sous forme de cisaillement, et il devient donc sécuritaire de considérer la section à

l'état limite ultime. Pour le calcul de la contrainte des éléments en béton précontraint pendant la mise en tension, en se référant à l'article 5.1.3.2 des « Règlements allemands de conception des ponts en béton DIN1075 » (cité ci-après désignés « Règlements allemands DIN075 »), la contrainte générée par la précontrainte peut être calculée en prenant en compte la largeur totale de la table de compression, et en considérant que la largeur participante n' est applicable qu'aux éléments sollicités à la flexion.

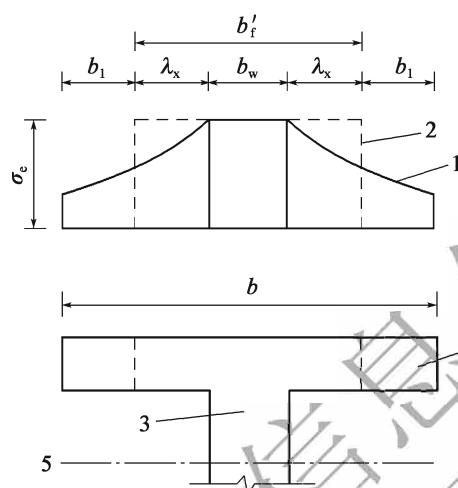


Figure 4-8 Contrainte dans la section en T

1-Contrainte normale réelle;2-Contrainte normale équivalente;3- l'âme;4- table de compression;5- l'axe neutre;
 σ_e -Contrainte normale équivalente

4.3.3 Lorsque les poutres en T ou en I, sont sollicitées en flexion, la contrainte normale dans la table de compression, près de l'âme, est la même que la contrainte normale de l'âme en raison, de l'effet de couture du cisaillement dans la direction transversale, et plus on s'éloigne de l'âme, plus la contrainte est petite (Fig. 4-8). Cette contrainte normale qui est sur la même fibre et qui est variable sur la largeur de la table de compression, doit être déterminée en appliquant la résistance des matériaux. Elle est explicitée dans le chapitre 6 de la « Théorie et calcul des ponts à poutres » de Cheng Xiangyun (ci-après dénommé « ponts à poutres »). Afin d'appliquer la résistance des matériaux, la largeur participante de la table de compression ou la méthode de la largeur de calcul de la table de compression, est adoptée en supposant que la résultante de contrainte normale dans la largeur participante de la table est égale à la résultante des contraintes normales s'exerçant sur toute la largeur de la table d'origine. La largeur participante est ensuite calculée en supposant qu'à l'intérieur de cette largeur, la valeur de la contrainte normale de chacun des niveaux de fibre dans la table, est la même que celle de la même couche de fibre dans l'âme. Comme le montre la figure 4-8, en supposant que la largeur participante est b_f' , sur chacun des niveaux de fibres, l'aire sur laquelle s'applique la contrainte normale équivalente, est indiquée par la ligne pointillée à l'intérieur de la largeur participante, des deux côtés de l'âme, et doit être égale à l'aire correspondant à la contrainte normale réelle indiquée par la ligne continue (figure 4-8). La formule de calcul (voir « Mécanique des matériaux avancés » de Timoshenko) est :

$$2\lambda_x = \frac{4l}{\pi(1+\nu)(3-\nu)} \quad (4-6)$$

Avec :

ν —Coefficient de t poisson, pris égal à 0.2

l —Portée de calcul de la poutre

Selon la formule ci-dessus, $2\lambda_x = 0.379l$. Pour que le calcul soit sécuritaire, la largeur participante b'_f de la poutre isostatique est prise égale à $l/3$, largeur d'âme comprise. Pour les poutres continues, cette largeur participante est prise égale à $l/3$ de la distance entre les points de changement de signe du moment. Pour les zones de moment positif en travées intermédiaires d'une poutre continue, cette distance est de $0,6l$ et donc la largeur participante est de $0,6 \times l/3 = 0,2l$. Pour les zones de moment positif en travées de rive, cette distance est de $0,8l$ et donc la largeur participante est de $0,8 \times l/3 = 0,27l$. Pour les zones de moment négatif sur appuis intermédiaires, cette distance est de 0,2 fois la somme des portées de calcul des deux travées adjacentes ($l_i + l_{i+1}$) et la largeur participante est de $0.2 \times 1/3 \times (l_i + l_{i+1}) = 0.07(l_i + l_{i+1})$.

Une autre condition limite pour la largeur participante de la table de compression est que cette largeur doit se trouver à l'intérieur de la largeur correspondant à 5 ~ 8 fois l'épaisseur de la table de compression comptée de chaque côté de l'âme. Ceci est lié à la résistance au cisaillement de la table.

Comme le montre la figure 4-8, dans la largeur participante b'_f (ligne pointillée) et la pleine largeur d'origine b (ligne continue), la résultante de la contrainte normale dans la table de compression et dans l'âme sont égales. Par conséquent, que le calcul soit fait par la largeur participante et la contrainte normale équivalente ou par la largeur réelle et la contrainte normale réelle, l'axe neutre de la section est le même dans l'état limite de service (état élastique). Ainsi, lors du calcul de la contrainte normale équivalente en prenant en compte la largeur participante, l'axe neutre est le même que celui de la section d'origine de pleine largeur. Cette discussion est détaillée au chapitre 6 des «Ponts à poutres». La plupart des poutres de section en T des ponts routiers en béton armé sont conçues avec la largeur réelle totale. Pour les poutres de section caisson (voir article 4.3.4 de la présente norme), les positions de l'axe neutre calculées selon les deux largeurs sont très proches. Par conséquent, cette norme n'impose pas de méthode de calcul.

4.3.4 La méthode de calcul de la largeur participante de la table de compression des poutres-caissons est la même que celle des poutres en T. La méthode la plus utilisée est celle recommandée par les «Règlements allemands DIN1075». Cette méthode a été adoptée par le «Règlement allemand pour la conception des ponts en acier DIN1073» et les «Normes américaines AASHTO-LRFD». Le chapitre 7 des «Ponts à poutres» décrit également cette méthode qui est utilisée dans la

présente norme.

Afin d'analyser la méthode de calcul de la largeur participante de la table de compression de la poutre-caisson dans les « Règlements allemands DIN1075 », lors de l'édition de la précédente version de cette norme, le Département de génie civil de l'Université du Hunan a été chargé par l'équipe de rédaction, d'effectuer une vérification de cette méthode par des essais sur ponts réels. Le Département de génie civil de l'Université de Hunan a étudié et vérifié 20 ponts chinois à poutres continues de section-caisson selon les étapes suivantes: (1) les contraintes normales et leur valeurs maximales dues aux effets de couture du cisaillement dans les hourdis supérieur et inférieur, ont été calculées par la méthode aux éléments finis, (2) En prenant en compte la largeur participante déterminée par la méthode des « Règlements allemands DIN1075 », les contraintes normales équivalentes dans les hourdis supérieur et inférieur sont calculées par la résistance des matériaux. Ces contraintes équivalentes sont ensuite comparées aux contraintes maximales calculées par la méthode aux éléments finis pour vérifier la validité et la précision de la méthode des « Règlements allemands DIN1075 », (3) Les contraintes moyennes dans les hourdis supérieur et inférieur sont calculées par la méthode aux éléments finis plans (méthode de la résistance des matériaux), (4) Le coefficient de couture du cisaillement, est calculé par $\lambda = \sigma_{\max} / \bar{\sigma}$, σ_{\max} étant déduit de (1) ou (2), et $\bar{\sigma}$ étant déduit de (3). En comparant les valeurs de λ obtenues par (1)/(3) et celles obtenues par (2)/(3), la validité et la précision de la méthode des « Règlements allemands DIN1075 » peut être vérifiée. Les résultats des calculs des 20 ponts sont présentés dans les tableaux 4-4 et 4-5.

Tableau 4-4 Comparaison des coefficients de couture au cisaillement

(a) Contrainte normale dans la section de contrainte maximale de la travée de rive					
Hourdis supérieur			Hourdis inférieur		
(1)/(3)	(2)/(3)	(2')/(3)	(1)/(3)	(2)/(3)	(2')/(3)
1.006	1.023	1.024	1.049	1.023	1.023
(b) Contrainte normale dans la section sur appuis intermédiaires					
Hourdis supérieur			Hourdis inférieur		
(1)/(3)	(2)/(3)	(2')/(3)	(1)/(3)	(2)/(3)	(2')/(3)
1.217	1.329	1.266	1.348	1.327	1.291
(c) Contrainte normale dans la section de contrainte maximale des travées intermédiaires					
Hourdis supérieur			Hourdis inférieur		
(1)/(3)	(2)/(3)	(2')/(3)	(1)/(3)	(2)/(3)	(2')/(3)
0.990	1.024	1.023	1.021	1.024	1.023

Tableau 4-5 Valeurs moyennes des contraintes normales maximales

Section de contrainte maximale des travées de rive				Appuis intermédiaires				Travées intermédiaires			
Hourdis supérieur		Hourdis inférieur		Hourdis supérieur		Hourdis inférieur		Hourdis supérieur		Hourdis inférieur	
(1)/(2)	(1)/(2')	(1)/(2)	(1)/(2')	(1)/(2)	(1)/(2')	(1)/(2)	(1)/(2')	(1)/(2)	(1)/(2')	(1)/(2)	(1)/(2')
0.983	0.983	1.025	1.025	0.918	0.964	1.026	1.055	0.966	0.967	0.948	0.998

Le tableau 4-4 montre que le coefficient de couture au cisaillement calculé par (1)/(3) de la méthode aux éléments finis est très similaire à celui calculé par (2)/(3) ou (2')/(3) de la méthode des « Règlements allemands DIN1075 ». Dans le tableau 4-5, les valeurs calculées par (1)/(2) ou (1)/(2') sont proches de 1, ce qui indique que la contrainte maximale calculée par la méthode aux éléments finis est proche de la contrainte normale équivalente calculée par la méthode des « Règlements allemands DIN1075 » avec un écart inférieur à 5 %. Dans les tableaux 4-4 et 4-5, la différence entre (2) et (2') résulte du fait que la position de l'axe neutre est calculée en prenant en compte la largeur totale dans (2) et la largeur participante dans (2'), que la position de l'axe neutre est calculée selon (2) ou (2'), que les valeurs de (2)/(3) sont proches de (2')/(3) et que les valeurs de (1)/(2) sont proches de (1)/(2'), ce qui indique que dans le calcul réel pour la section- caisson, la position neutre a peu d'impact sur le résultat du calcul (voir note à l'article 4.3.3).

Dans les tableaux 4-4 et 4-5

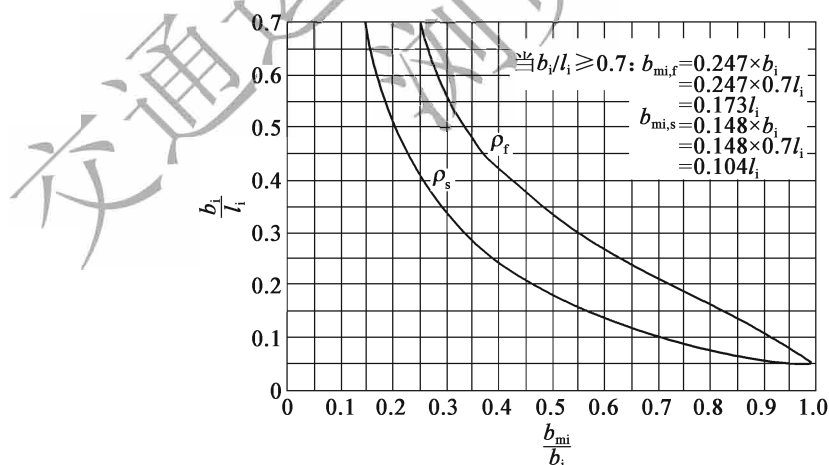
- (1) — Contraintes normales maximales calculées par la méthode aux éléments finis
- (2) — Contrainte équivalente calculée par la méthode des « Règlements allemands DIN1075 » en prenant en compte la largeur participante. La contrainte équivalente est égale à la contrainte maximale, et la position de l'axe neutre est déterminée en prenant en compte la largeur totale de la table de compression.
- (2') — Contrainte équivalente calculée par la méthode des « Règlements allemands DIN1075 » en prenant en compte la largeur participante. La contrainte équivalente est égale à la contrainte maximale et la position de l'axe neutre est déterminée en prenant en compte la largeur participante de la table de compression
- (3) — Les contraintes normales moyennes dans les hourdis supérieur et inférieur sont calculées par la méthode aux éléments finis plans

Selon les « Règlements allemands DIN1075 », la portée théorique l_i entre appuis intermédiaires des poutres continues, est la plus grande des deux portées des travées adjacentes, et l'utilisation de cette disposition résulte d'un écart de contrainte important par rapport au calcul par la méthode aux éléments finis. Après avoir vérifié les résultats en prenant en compte respectivement 0,15, 0,16, 0,18, 0,20, 0,25, 0,30 et 0,35 fois la somme des portées des deux travées adjacentes, les

résultats sont proches de ceux obtenus par la méthode aux éléments finis lorsque le coefficient est de 0,18 et 0,20. Par conséquent, 0,20 fois la somme des portées des deux travées adjacentes est prise en compte dans le calcul. Les résultats dans les sections sur appuis intermédiaires, dans le tableau ci-dessus, sont également calculés en prenant en compte la portée théorique l_i , qui est égale à 0,20 fois la somme des portées des deux travées adjacentes. Ceci est la seule modification par rapport à la méthode des « Règlements allemands DIN1075 ».

Dans cette norme révisée, les dispositions relatives à la largeur participante des poutres-caissons dans les règlements « AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition 2007 », « Règlements allemands DIN1075 » et « Règlements britanniques BS5400 » sont comparées et analysées. Huit ponts-caissons de formes structurales différentes ont été sélectionnés et analysés conformément à l'article 4.2.3 de la version précédente, pour vérifier sa validité et sa précision. En conclusion : Pour les zones en travée, les largeurs participantes calculées selon les dispositions de la version précédente sont proches de celles obtenues par la méthode aux éléments finis. Néanmoins, dans les zones proche des appuis, l'erreur augmentera avec l'augmentation du rapport largeur sur portée de la poutre-caisson. Pour les poutres à caissons multiples, la méthode de calcul de la largeur participante de la présente norme est adaptée.

Dans cette norme révisée, les équations (4.3.42) et (4.3.44) relatives au calcul des coefficients ρ_s et ρ_f ont été ajoutées, en remplacement des courbes ρ_s et ρ_f de la version précédente (Figure 4-9). Ces deux formules sont dérivées du chapitre 3 des « Principes de conception des pont en béton armé et en béton précontraint » rédigé par Zhang Shuren. Il a été vérifié que ces équations (4.3.42) et (4.3.44) sont plus conformes aux courbes de la figure 4-9 et sont faciles à utiliser.



NOTA :

- 1 $b_{mi,f}$ est la largeur participante des sections, dans les travées des poutres isostatiques, des poutres continues, et des travées intermédiaires des poutres en encorbellement lorsque $b_i/l_i \geq 0,7$.

- 2 $b_{mi,s}$ est la largeur participante des sections dans les zones sur appuis des poutres isostatiques, des poutres continues, et de la travée en console des poutres en encorbellement lorsque $b_i/l_i \geq 0.7$.

4.3.5 Le diagramme du moment de flexion négatif sur appuis intermédiaires de la poutre continue présente des pics théoriques. Mais en réalité, la largeur des appareils d'appui, l'entretoise sur appuis, ainsi que la distribution des efforts provenant des réactions d'appui doivent être pris en compte. En supposant que la réaction soit distribuée à l'axe neutre de la poutre selon un angle de 45° et que la longueur de distribution sur l'axe neutre soit égale à a , la charge unitaire sera donc $q (=R/a)$, ce qui donne une réduction du moment de flexion de $M' = qa^2/8$. En déduisant M' du moment de flexion théorique M , on peut obtenir le moment de flexion réduit M_e . Afin d'éviter la surévaluation de la réduction dans le cas de poutres de hauteur importante, il est stipulé que M' ne dépasse pas 10% de M .

4.3.6 L'effet des actions sur des poutres continues est lié au changement de moment d'inertie des sections. Néanmoins, pour les poutres dont les moments d'inertie des sections qui présentent une faible variation dans la direction longitudinale, y compris pour les poutres avec goussets de faible hauteur et de faible pente, l'effet peut également être calculé en considérant la section courante. Lorsque le rapport entre le moment d'inertie des sections sur appuis, et celui des sections en travée est inférieur ou égale à 2, il convient de négliger la variation des moments d'inertie dans l'analyse des efforts.

4.3.7 L'entretoise au niveau des sections sur appui, introduit un changement brusque de section transversale dans les poutres continues, ce qui complique le calcul des efforts. Pour faciliter le calcul, l'influence de l'entretoise peut être négligée.

4.3.8 Les effets hyperstatiques résultant de la prise en compte des gradients de température, tassements différentiels, variations uniformes de température, ainsi que du retrait du béton, doivent être pris en compte dans le calcul des poutres continues.

Pour les poutres continues en béton précontraint ou d'autres structures hyperstatiques, l'effet hyperstatique dû à la précontrainte doit être pris en compte. L'article 3.4.7 des « Règles des ponts JTJ023-85 » stipule que les effets hyperstatiques dû aux efforts de précontrainte peuvent être négligés dans les calculs plastiques (équivalent à l'état limite ultime). Lorsque les rotules plastiques ne se sont pas formées à l'état limite ultime, les effets hyperstatiques dûs aux efforts de précontrainte doivent être pris en compte. Le fluage du béton donne généralement lieu à une perte de précontrainte et doit être pris en compte lorsque les règles de calcul sont spécifiées, ou qu'il existe des méthodes de calcul fiables (telles que celles de la perte de précontrainte).

Pour les poutres continues en béton précontraint, en phase de construction, après perte instantanée de précontrainte, les pertes de précontrainte dues à la relaxation, au retrait et au fluage du béton, se poursuivent dans le temps et influent sur les effets hyperstatiques. La méthode simplifiée pour analyser les effets des facteurs ci-dessus est la suivante: après achèvement du fluage, les effets hyperstatiques totaux dus à la précontrainte (y compris déformation élastique et fluage) sont obtenus en multipliant les effets dus à la déformation élastique secondaire lors de la mise en tension par le coefficient moyen de précontrainte effective C , calculé comme suit :

$$C = P_e / P_i \quad (4-7)$$

Avec :

P_e —effort de traction moyen dans les armatures de précontrainte après pertes

P_i —effort de traction moyen dans les armatures de précontrainte après pertes instantanées

Lorsque le système porteur de la poutre continue en béton précontraint est modifié pendant la construction et que la structure porteuse finale est hyperstatique, l'effet secondaire du fluage du béton doit être pris en compte. Ce calcul complexe peut être simplifié comme suit :

- 1 Il est supposé que le coulage, la préfabrication, la mise en place et la modification du système d'appui des poutres isostatiques ou des poutres en encorbellement s'effectuent et s'achèvent tous en même temps τ . À partir de cet instant τ , le fluage du béton sera soumis à des contraintes supplémentaires, entraînant des changements dans les efforts sur la structure.
- 2 Le moment de flexion dû au poids propre de la structure dans la phase avant modification structurelle est M_{1g} . Ce moment va devenir M_{2g} après modification structurelle. Si la modification structurelle est donnée à l'instant τ , modification due à l'influence du fluage, M_{1g} se rapproche progressivement de M_{2g} , atteignant M_{gt} à l'instant t .

On suppose qu'une articulation se crée en un certain point de la structure après modification structurelle, et que cette structure est considérée comme structure de base (Figure 4-10). L'effort inconnu M_{gt} est appliqué en ce point. A l'instant $t + dt$, l'incrément de fluage dû au poids propre dans dt est $\Delta_g d\varphi_t$.

Dans la structure de base et à l'instant $t + dt$, l'incrément de déformation élastique généré dM_{gt} crée un incrément d'effet de contrainte de $dM_{gt} \cdot \delta$.

Dans la structure de base et dans la variation de temps dt , l'incrément de fluage généré par M_{gt} est de $M_{gt} \cdot \delta \cdot d\varphi_t$.

La condition de continuité de déformation au niveau de l'articulation durant la variation de temps dt se traduit par la somme des incréments de déformation qui doit être égale à zéro, à savoir :

$$dM_{gt} \cdot \delta + M_{gt} \cdot \delta \cdot d\varphi_t + \Delta_g \cdot d\varphi_t = 0 \quad (4-8)$$

$$\frac{dM_{gt}}{d\varphi_t} + M_{gt} = -\frac{\Delta_g}{\delta} = M_{2g} \quad (4-9)$$

Avec : Δ_g —déformation élastique angulaire de la structure de base au niveau de l'articulation sous l'effet du poids propre ;

Δ —déformation élastique angulaire de la structure de base au niveau de l'articulation sous moment unitaire.

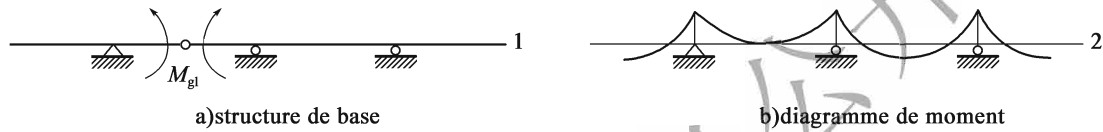


Figure 4-10 redistribution des moments lors de la modification du système porteur

solution de la formule(4-9)

$$M_{gt} = e^{-\varphi_t} (M_{2g} \cdot e^{\varphi_t} + c) \quad (4-10)$$

Lorsque $t = \tau$, $M_{gt} = M_{1g}$, et en introduisant cette condition dans la formule(4-10), on obtient :

$$c = - (M_{2g} - M_{1g}) e^{\varphi_t}$$

En introduisant c dans la formule(4-10)

$$M_{gt} = e^{-\varphi_t} [M_{2g} \cdot e^{\varphi_t} - (M_{2g} - M_{1g}) \cdot e^{\varphi_t}] = M_{2g} - (M_{2g} - M_{1g}) \cdot e^{-\varphi_{(t,\tau)}} \quad (4-11)$$

$$\text{Ou } M_{gt} = M_{2g} + M_{1g} - M_{1g} - (M_{2g} - M_{1g}) \cdot e^{-\varphi_{(t,\tau)}} = M_{1g} + (M_{2g} - M_{1g}) \cdot (1 - e^{-\varphi_{(t,\tau)}}) \quad (4-12)$$

- 3 Les équations (4-11) et (4-12) conviennent également au calcul de la redistribution du moment de flexion généré par les efforts de précontrainte. Il suffit de remplacer le moment de flexion généré par le poids propre de la structure par le moment de flexion généré par les efforts effectifs de précontrainte à l'instant t , soit en remplaçant M_{1g} par M_{1pt} , et M_{2g} par M_{2pt} :

$$M_{pt} = M_{1pt} + (M_{2pt} - M_{1pt}) \cdot (1 - e^{-\varphi_{(t,\tau)}}) \quad (4-13)$$

$$M_{2pt} = M_{2pt}^0 + M'_{2pt} \quad (4-14)$$

$$M_{1pt} = M_{1pt}^0 + M'_{1pt} \quad (4-15)$$

$$M_{2pt}^0 = M_{1pt}^0 \quad (4-16)$$

Avec :

M_{2p} —Moment généré par les efforts de précontrainte (à l'instant t) sur la structure porteuse finale après modification structurelle

M_{1p} —Moment généré par les efforts de précontrainte (à l'instant t) sur la structure porteuse initiale avant transformation structurelle

$M_{1pt}^0 = M_{2pt}^0$ —Moment de flexion initial généré par les efforts de précontrainte, identique sur la structure initiale et sur la structure finale

M'_{2pt} —Moment hyperstatique élastique généré par les efforts de précontrainte initiaux sur la structure finale

M'_{1pt} —Moment hyperstatique élastique généré par les efforts de précontrainte initiaux sur la structure initiale. Lorsque la structure initiale est isostatique, ce moment est égal à zéro.

En introduisant les termes dans l'équation (4-13)

$$M_{pt} = M_{1pt} + (M'_{2pt} - M'_{1pt}) \cdot (1 - e^{-\varphi(t,\tau)}) \quad (4-17)$$

Lorsque la structure initiale est isostatique, $M'_{1pt} = 0$, l'équation (4-11) se simplifie

$$M_{pt} = M_{1pt}^0 - M'_{2pt} (1 - e^{-\varphi(t,\tau)}) \quad (4-18)$$

Dans la formule ci-dessus, le coefficient $\varphi(1, \tau)$ est le coefficient de fluage et correspond à la durée comprise entre l'âge de mise en tension τ de la poutre isostatique (également dénommé l'âge de transformation structurelle) et l'instant de calcul t .

- 4 L'équation (4-12) suppose que la préfabrication, la mise en place et le passage de la poutre isostatique à la poutre continue se réalisent au même instant τ . Si la durée entre l'âge de mise en tension de la poutre isostatique et le passage en poutre continue est long, l'influence du fluage pendant cette période doit être prise en compte. Si l'âge de mise en tension de la poutre isostatique est τ_0 , et le temps où la poutre devient continue est τ , l'équation (4-12) peut être modifiée comme suit:

$$M_{gt} = M_{1g} + (M_{2g} - M_{1g}) \{1 - e^{-[\varphi(t,\tau) - \varphi(t,\tau_0)]}\} \quad (4-19)$$

Il en est de même, pour le calcul de la redistribution du moment de flexion généré par les efforts de précontrainte, l'équation (4-17) peut être modifiée comme suit:

$$M_{pt} = M_{1pt} + (M'_{2pt} - M'_{1pt}) \{1 - e^{-[\varphi(t,\tau) - \varphi(t,\tau_0)]}\} \quad (4-20)$$

4.3.9 Lorsque la contrainte de compression du béton est de 0,3 ~ 0,6 fois la résistance mesurée sur cube, la relation entre la contrainte du béton et le fluage peut être considérée comme linéaire. Dans les situations courantes, la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la moitié de la résistance mesurée sur cube, ce qui permet de considérer une relation linéaire entre le fluage et la contrainte de compression.

4.3.10 La différence de température dans la même section transversale, due à l'ensoleillement de la partie supérieure de la poutre, donne lieu à un gradient de température positif. La différence de

température dans la même section transversale, due à la dissipation thermique dans la poutre après le coucher du soleil, donne lieu à un gradient de température négatif. Les gradients de température positif et négatif entraînent des contraintes dans la section transversale de la poutre.

4.4 Arcs

4.4.1 Actuellement, les arcs sont calculés en prenant en compte la structure nue de l'arc principal. Les structures annexes doivent avoir de bonnes connexions avec l'arc principal sans générer d'effets contraignants excessifs sur l'arc.

Selon les données techniques des ponts en arc existants, le coefficient de réduction sur les moments de flexion positifs généré par la charge de véhicule a été corrigé.

4.4.2 Actuellement, la méthode de détermination des coordonnées de l'axe de l'arc est la suivante. On utilise une méthode numérique pour calculer les coordonnées de chaque point de la ligne de pression dû au poids propre de l'arc sans tenir compte de la déformation élastique. De cette manière, les points au sommet et en pied d'arc ainsi que les autres points, correspondent à la ligne de pression de manière satisfaisante.

Pour les ponts en arc de grande portée, il convient de tenir compte de l'effet de chargement dû à la déviation de la ligne de pression du poids propre par rapport à l'axe géométrique de l'arc.

4.4.3 Le présent article est rédigé en référence à l'article 5.1.3 des « Règles de conception des ponts routiers en maçonnerie » (JTG D61-2005) (ci-après dénommées « Règles des ponts en maçonnerie JTG D61 »).

4.4.7 Pour vérifier la stabilité longitudinale de l'arc, les charges verticales sont prises en compte en fonction des hypothèses de calcul. La portée de calcul pour vérifier la stabilité longitudinale de l'arc est extraite de l'article 5.1.4 des « Règles des ponts en maçonnerie JTG D61 ». Cette disposition est appliquée depuis de nombreuses années pour la conception des ponts routiers. L'article 9.2.10 des « Spécifications techniques des ponts ferroviaires » TBJ 2-85 (ci-après dénommées « Spécifications TBJ 2-85 ») indique que la portée de calcul l_0 pour la vérification de la stabilité longitudinale de l'arc est

$$l_0 = \pi \sqrt{\frac{8f}{kl}} \cdot l \quad (4-21)$$

Avec :

l —portée de l'arc

f —hauteur de flèche de l'arc

k —Coefficient pris selon le tableau 4-6

Tableau 4-6 Valeur de k et de l_0

Arcs	$f/l = 0.1$		$f/l = 0.2$		$f/l = 0.3$	
	k	l_0	k	l_0	k	l_0
Arcs sans articulation	60.7	$0.36l$ $0.36l_a$	101.0	$0.39l$ $0.36l_a$	115.0	$0.45l$ $0.37l_a$
Arcs bi-articulés	28.5	$0.53l$ $0.53l_a$	45.4	$0.59l$ $0.54l_a$	46.5	$0.71l$ $0.58l_a$
Arcs tri-articulés	22.5	$0.59l$ $0.59l_a$	39.6	$0.62l$ $0.57l_a$	46.5	$0.71l$ $0.58l_a$

NOTA: l_0 est la longueur développée de l'axe de l'arc

La formule (4-21) est dérivée de l'article 411 des «Spécifications techniques soviétiques pour la conception des chemins de fer, des autoroutes et des routes et ponts urbains» CH200-62 et de «La vibration des structure des ponts » rédigée par Li Guohao éditée en 1965, et elle est dérivée de la formule de la poussée horizontale critique de l'arc parabolique soumis à une paire de charges. Étant donné que les ponts routiers en arc présentent diverses formes et que les charge ne sont pas réparties uniformément, la formule ci-dessus est utilisée de manière sécuritaire pour la vérification de la stabilité longitudinale sous effort axial critique. Selon le tableau 4-6, les longueurs stables de l'axe d'arc pour les arcs tri-articulés, arcs bi-articulés et sans articulation, sont respectivement de $0,58l_a$, $0,54l_a$ et $0,36l_a$. Ces valeurs ont été appliquées pour la conception de ponts en arc en maçonnerie, en pierre et en béton depuis les années 1950, et sont utilisées dans les «Règles de conception des ponts routiers» de 1975 pour les ponts en arc en béton armé et en acier. Afin de vérifier la validité de ces valeurs, l'article 5.18 des «Règles de conception des ponts routiers» a comparé les poussées horizontales critiques obtenues pour ces valeurs, à celles des arcs circulaires sous des charges radiales uniformes, ce qui a permis de démontrer la validité de ces hypothèses. Les articles 206 et 411 des spécifications soviétiques stipulent également que l'équation (4-21) s'applique au calcul de la portée des ponts en arc en béton armé et en acier. .

Lors de la recherche du coefficient de stabilité de l'élément en compression axiale dans le tableau 5.3.1 de la présente norme, pour les arcs de section variable, le moment d'inertie équivalent de la section transversale peut être utilisé. le moment d'inertie équivalent peut être calculé de la manière suivante. La moitié de l'arc est assimilée à une poutre isostatique soumise à une charge concentrée positionnée à mi-travée. Si la flèche d'une autre poutre isostatique de section constante et de portée identique soumise à la même charge est égale à celle de la poutre précédente, le moment d'inertie de la poutre de section constante est considéré comme le moment d'inertie équivalent des sections de l'arc. Lorsque la variation des sections transversales de l'arc est faible, le moment d'inertie de la section transversale au 1/4 de la portée peut être utilisé directement.

4.4.8 Selon l'article 5.1.4 des «Règles des ponts en maçonnerie JTG D61», la stabilité

transversale (hors plan moyen) de l'arc doit être vérifiée lorsque la largeur de l'arc est inférieure à 1/20 de la portée. Cette règle est appliquée de manière courante pour les ponts routiers et les ponts ferroviaires. Actuellement, parmi les ponts en arc construits en Chine et à l'étranger, les exemples de ponts en arc, de faible rapport largeur/portée comme le pont yougoslave de Kirk n° 1, présentent un rapport largeur/portée de 1/30. A citer aussi l'exemple du pont Shebinski en Yougoslavie qui présente un rapport largeur/portée de 1/32,5. Certains ponts en arc ferroviaires chinois ont un rapport largeur/portée inférieur à 1/20, comme le pont Danhe qui présente un rapport largeur/portée de 1/26,67. Autrement dit, lorsque le rapport largeur/portée est supérieur à 1/20, la vérification de la stabilité transversale (hors plan moyen) de l'arc n'est pas obligatoire, ceci étant démontré par l'expérience.

La stabilité transversale de l'arc sans articulation peut être vérifiée à l'aide d'un programme de calcul de stabilité, et les résultats peuvent être comparés à la méthode de calcul suivante. Dans la méthode simplifiée, l'arc est considéré comme un élément comprimé, articulé aux deux extrémités, et de longueur $l_0 = r\pi \sqrt{\frac{1}{k}}$. Le coefficient de stabilité φ de l'élément comprimé axialement est présenté dans le tableau 5.3.1 de la présente norme, et la résistance en compression axiale est vérifiée par la formule (5.3.1). Dans l'équation ci-dessus, r est le rayon de calcul de l'arc. Lorsqu'il s'agit d'un arc de courbure différente, le rapport $\beta = f/l$ peut être utilisé pour estimer le rayon r de l'arc par la formule $r = \frac{l}{2} \left(\frac{1}{4\beta} + \beta \right)$, avec pour k , le coefficient précisé dans le tableau 4-7. Sa valeur est liée à l'angle central correspondant au développé de l'arc α (en radians).

Tableau 4-7 Valeur du coefficient k

α/π	0.25	0.50	1.00
k	60.1	12.6	1.85

Selon la méthode ci-dessus, la valeur de $l_0 = r\pi \sqrt{\frac{1}{k}}$ est calculée en faisant l'hypothèse que l'effort critique $N_{cr} = kEI_y/r^2$ [voir l'équation (9-12) du « Manuel de conception routier: ponts en arc (volume I) (1978) »] pour l'arc de cercle non articulé soumis à une charge radiale uniforme, doit être égal à l'effort critique $\pi EI_y/l_0^2$ d'un poteau bi-articulé soumis à la compression. Les longueurs de calcul de stabilité transversale des arcs sans articulation, avec différents rapports de flèche/portée sont indiquées dans le tableau 4-8 (pour les valeurs intermédiaires de α/π , l_0 est déterminée par interpolation linéaire).

Tableau 4-8 longueurs de calcul l_0 de stabilité transversale des arcs sans articulation

rappports de flèche/portée	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7	1/8	1/9	1/10	multiplicateur
longueurs de calcul l_0	1.1665	0.9622	0.7967	0.5759	0.4950	0.4519	0.4248	0.4061	r

Dans l'article 2-317 de la deuxième section des «Spécifications techniques des travaux ferroviaires» de 1975, il est recommandé d'effectuer la vérification de la stabilité transversale (hors plan moyen) de l'arc, en le considérant comme une poutre droite dont la longueur est égale à la longueur de la projection sur l'horizontale de la développée de l'axe moyen de l'arc. Cette méthode a également été appliquée pour la conception de ponts en arc routiers. La longueur de calcul l_0 dans le tableau 4-8 est proche de la longueur de la projection sur l'horizontale de la développée de l'axe moyen de l'arc multipliée par le coefficient d'encastrement aux extrémités 0,5.

La stabilité transversale des multi-arcs reliés par des entretoises est un problème plus complexe. Il convient d'effectuer cette vérification pour les ponts en arc de grande portée, à l'aide de programmes de calcul de stabilité. Les résultats des vérifications peuvent également être comparés à ceux de la méthode simplifiée suivante. Actuellement, pour les ponts routiers et ferroviaires, cette vérification est effectuée en considérant les arcs comme des poutres droites de longueur égale à la longueur développée de l'axe moyen de l'arc. La méthode est illustrée ci-dessous.

Les arcs reliés par les entretoises transversales sont considérés comme des poutres treillis en plan (figure 4-11) de longueur égale à celle de la projection sur l'horizontale de la développée de l'axe moyen de l'arc.

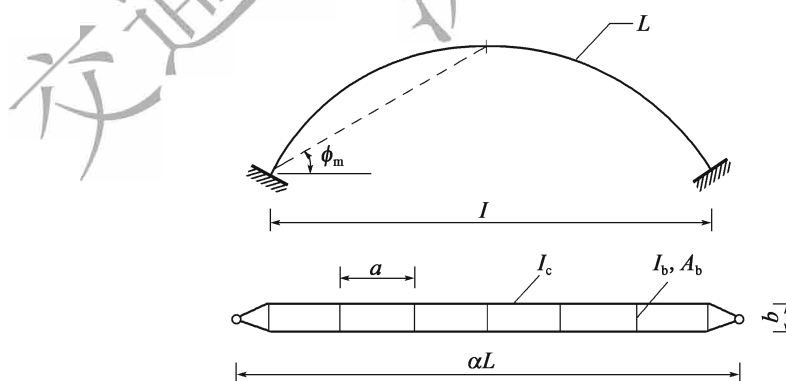


Figure 4-11 Calcul de la longueur de stabilité transversale de l'arc

Selon les études de Timoshenko, l'effort critique transversal (hors plan moyen) pour les arcs reliés par des entretoises transversales disposées de manière rapprochée est:

$$N_{cr} = \alpha_0 \frac{\pi^2 EI}{(\alpha L)^2} \quad (4-22)$$

En supposant que la force critique d'une poutre droite articulée aux deux extrémités est de $N'_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$, on peut obtenir la longueur :

$$l_0 = \alpha L / \sqrt{\alpha_0} \quad (4-23)$$

$$\alpha_0 = \frac{1}{1 + \frac{EI\pi^2}{(\alpha L)^2} \left(\frac{ab}{12EI_b} + \frac{a^2}{24EI_c} \times \frac{1}{1-\beta} + \frac{na}{bA_b G} \right)} \quad (4-24)$$

$$\beta = \frac{N_{cr} a^2}{2\pi^2 EI_c} \quad (4-25)$$

Avec :

l_0 —Longueur de calcul de la stabilité transversale de l'arc

α —Coefficient de condition limite en pied d'arc, $\alpha = 1$ pour les arcs bi-articulés et $\alpha = 0.5$ pour les arcs non articulés .

L —Longueur développée selon l'axe moyen de l'arc

EI —Produit du module d'élasticité E et du moment d'inertie I , avec I moment d'inertie transversal de la section en double arcs par rapport à l'axe longitudinal

α_0 —Coefficient d'influence du cisaillement

a —Espacement entre les entretoises transversales

b —Distance entre les axes moyens des deux arcs

I_b —Moment d'inertie de la section d'entretoise par rapport à son axe vertical

I_c —Moment d'inertie de la section d'un arc par rapport à son axe vertical

A_b —Aire de la section des entretoises

n —Coefficient de forme des entretoises, pris égal à 1.20 pour les sections rectangulaires et 1.11 pour les sections circulaires

G —Module de cisaillement des entretoises.

Lors du calcul, une valeur hypothétique de β est introduite dans la formule (4-24) pour trouver la valeur de α_0 , qui est ensuite introduite dans la formule (4-23) pour calculer la valeur de l_0 . Ensuite, N_{cr} est calculé par la formule (4-22) et introduit dans la formule (4-25) pour calculer la valeur de β . Si la valeur de β obtenue, diffère significativement de la valeur hypothèse de β , la valeur hypothèse de β doit être modifiée. Cette itération doit être répétée jusqu'à ce que la valeur hypothèse soit proche de la valeur du résultat obtenu. Une fois que la valeur β est déterminée, les valeurs de α_0 et l_0 peuvent être calculées respectivement par les formules (4-23) et (4-24).

Une fois que la longueur de calcul de stabilité transversale l_0 est calculée, le coefficient de flexion

longitudinale φ peut être déterminé selon le tableau 5.3.1 de la présente norme. Lors de la recherche de la valeur φ , le rayon de giration minimal r de la section, doit être pris égal à celui de la section totale des deux arcs par rapport à l'axe longitudinal du pont. Une fois que la valeur de φ est déterminée, la résistance en compression de la section peut être vérifiée selon la formule (5.3.1) de la présente norme.

Le calcul ci-dessus ne tient pas compte de la non linéarité du matériau, et la charge critique obtenue peut être surestimée. Il convient donc d'assurer une certaine marge de sécurité lors du calcul.

4.4.9 Cet article est formulé conformément à l'article 5.1.6 des « Règles des ponts en maçonnerie JTG D61 ». Lors du calcul des efforts dus au vent latéral sur le pont, il est nécessaire de calculer d'abord la somme de la force de vent F_{wh} appliquée sur l'ensemble du pont. En appliquant la charge uniformément répartie $q_{1w} = F_{wh}/l$ (l étant la portée de calcul) sur la poutre droite horizontale et en faisant l'hypothèse que les extrémités sont encastées, le moment de flexion à l'extrémité est $M_{2w} = q_{1w}l^2/2$. Lors du calcul de l'effort centrifuge, il est nécessaire de calculer d'abord la somme de la force centrifuge P , appliquée sur l'ensemble du pont. En appliquant la charge uniformément répartie de $q_{1c} = P/l$ sur la poutre droite horizontale dont les extrémités sont supposées encastées, le moment de flexion à l'extrémité est $M_{2c} = Pf/2$. En appliquant un effort concentré horizontal de $P/2$ sur l'extrémité libre d'une poutre verticale encastée à la base, le moment de flexion généré dans la section d'encastement est $M_{2c} = Pf/2$. En introduisant $M_1 = M_{1w} + M_{1c}$, $M_2 = M_{2w} + M_{2c}$ dans l'équation (4.4.9), le moment de flexion M dans la section en pied d'arc et perpendiculaire au plan de l'arc, peut être calculé.

4.4.10 La méthode de calcul de la résistance des structures en maçonnerie ne peut pas être appliquée pour les structures en béton armé.

4.4.11 Cet article est formulé en référence à l'article 5.1.7 des « Règles des ponts en maçonnerie JTG D61 ».

Pour les ponts en arc à travées multiples non articulés, lorsque le rapport entre la rigidité transversale des piles et celle de l'arc principal est supérieur à 37, le calcul peut être simplifié en considérant la structure comme un arc à travée unique non articulé. Selon le tableau 7-5 du « Manuel de conception routier: ponts en arc (volume I) » (édition de 1978) et le tableau 5-7 du document « Conception des ponts en arcs multiples » de Wang Guoding, les conditions à satisfaire pour calculer les arcs multiples par la méthode simplifiée pour un arc unique, sont indiquées dans le tableau 4-9. La précision de calcul selon la méthode simplifiée présentée dans cet article est d'environ 95%.

Tableau 4-9 Précision de calcul selon la méthode simplifiée en arc unique

précision de calcul		0.98	0.95	0.90	0.85	0.80
Rapport de rigidité transversale entre les piles et l'arc	«Manuel de conception routier: ponts en arc(volume I)»	—	>37.0	>17.1	>10.3	>7.1
	«Conception des ponts en arcs multiples»	>98.0	>38.0	>18.0	>11.3	>8.0

4.4.12 L'arc en treillis est un système d'arc bi-articulé et le degré d'hyperstaticité de l'ensemble de la structure est égal à 1. Pour les arcs en treillis, les efforts internes calculés en considérant que les barres sont articulées, sont proches des résultats d'essais et de ceux obtenus en considérant que les barres sont reliées entre elles par des connexions rigides. Néanmoins, les efforts internes hyperstatiques ne sont pas pris en compte dans le calcul en considérant que les barres sont articulées. Par conséquent, une marge de sécurité de résistance d'au moins 20% doit être prévue pour les membrures inférieures.

4.4.13 Les ponts en arcs à tablier supérieur comportant des béquilles intermédiaires se comportent comme des ponts en arc légers à tablier supérieur de portée inférieure à 80 m, voire 90 m (par exemple, le pont Huaxi à Guangdong Yangshan). L'arc se compose d'une partie proche des pieds d'arc (équivalente à la membrure inférieure) et d'une partie en section pleine en travée. La base de l'arc est constituée de poutres en membrure supérieure, poutres qui sont reliées avec la partie qui est en section pleine en travée. Afin de réduire la longueur de flexion et de flambement sous compression de la membrure supérieure, des potelets peuvent être disposés sous forme de diagonales, entre la partie centrale de la membrure supérieure et la partie proche des pieds d'arc. Les appareils d'appui glissants doivent être prévus au niveau des extrémités de la membrure supérieure sur culées. Les ponts en arcs à tablier supérieur doivent disposer d'un système d'entretoises transversales.

4.4.14 Cet article se réfère à l'article 9.2.9 de la «Norme TBJ 2-85». Pour les ponts bow-strings, la répartition des moments de flexion dans les sections d'arc et dans les sections du tablier jouant le rôle de tirant, est fonction du rapport de leurs rigidités en flexion. Lorsque $E_a I_a / E_b I_b < \frac{1}{100}$, ($E_a I_a$ et $E_b I_b$ étant respectivement la rigidité en flexion de l'arc et du tablier tirant), le moment de flexion est repris uniquement par le tablier tirant. Lorsque $E_a I_a / E_b I_b > 100$, le moment de flexion est repris uniquement par l'arc. La rigidité à la jonction de l'arc et du tablier tirant est très faible par rapport à celle de l'arc et du tablier. Par conséquent, cette section de jonction peut être considérée comme une articulation.

4.5 Exigences de conception en matière de durabilité

4.5.2 L'environnement dans lequel la structure est située, constitue un facteur externe qui impacte sa durabilité. Dans cette norme, une classification plus détaillée des catégories environnementales qui affectent la durabilité des structures en béton, est présentée. Lors de la conception de la structure, la catégorie environnementale appropriée doit être déterminée en fonction de la situation réelle.

Selon les « Spécifications détaillées pour une conception durable des structures en béton dans des travaux routiers », les environnements des structures routières chinoises ont été classés en 7 catégories en fonction du mécanisme de corrosion et de l'expérience de l'industrie des transports :

Environnement normal, environnement de gel-dégel (pas de sel, acide, alcali, etc.), environnement chloré de type littoral ou marin, environnement chloré du type sel de déverglaçage, environnement de cristallisation du sel, environnement de corrosion chimique et environnement abrasif. En parallèle, les effets environnementaux ont été classés en 6 niveaux selon le degré de détérioration et de corrosion des structures en béton. En tenant compte des caractéristiques des ponts en béton, de l'influence de l'environnement sur la structure, et des dispositions des « Spécifications détaillées pour la conception durable des structures en béton dans des travaux routiers », la présente norme donne des prescriptions pour les catégories environnementales.

4.5.4 Les armatures de précontrainte présentent des points de faiblesses telles que la corrosion sous tension ou la fragilisation par l'hydrogène, qui peuvent nuire à la durabilité. Plus le diamètre des armatures de précontrainte est faible, plus la sensibilité et les conséquences peuvent être importantes vis-à-vis de la corrosion. Par conséquent, des mesures de protection efficaces doivent être prises pour les armatures de précontrainte, les coupleurs, les capots, les blocs d'ancrage et d'autres pièces susceptibles d'être sujettes à la corrosion.

L'amélioration de l'imperméabilité et de la résistance au gel du béton peut améliorer la durabilité des structures en béton dans des environnements agressifs. La classification de la résistance au gel, de l'imperméabilité du béton, ainsi que le dosage et les méthodes d'essai peuvent être déterminées en se référant aux dispositions de la norme industrielle « Spécifications détaillées pour la conception durable des structures en béton dans des travaux routiers ».

L'humidité est une condition nécessaire à la corrosion, et l'étude montre que la gravité de la corrosion du béton est très différente selon que les structures sont dans un environnement bien ventilé ou dans un environnement humide et mal ventilé.

5 États-Limites Ultimes (ELU) en situations de service

5.1 Généralités

5.1.1 Les calculs à l'état limite ultime tels que décrits dans la présente section s'appliquent aux structures en situations de service. Dans ces conditions, les calculs à l'état ultime ultime, comprennent le calcul de la résistance des éléments structuraux à la flexion, à la compression, à la traction, au cisaillement, à la torsion ainsi que le calcul de stabilité de l'élément sollicité à la compression. Les stabilités au renversement et au glissement de la structure, doivent également être vérifiées lorsque nécessaire. Cette partie constitue la partie la plus importante de la conception.

5.1.2 La formule (5.1.2-1) est une expression générale pour le calcul à l'état limite ultime des éléments structuraux. Cette expression est la même que celle qui figure dans la version précédente de la norme.

1. Dans cette expression, l'action a été multipliée par un coefficient d'importance relatif à la structure, γ_0 ; qui rend compte de la fiabilité de la structure vis à vis de différentes classes de sécurité.
2. Les valeurs des actions sont des valeurs de calcul, dans lesquelles les coefficients partiels ont été pris en compte. En terme de valeurs prises en compte pour la résistance des matériaux, les valeurs indiquées sont des valeurs de calcul dans lesquelles les coefficients partiels ont été pris en compte.
3. Dans les calculs à l'état limite ultime de structures hyperstatiques, telles que les poutres continues en béton précontraint, l'effet hyperstatique dû à l'effort de précontrainte doit être pris en compte. En effet, la présence partielle ou totale des effets hyperstatiques lors de la rupture des structures a été démontrée par des essais. Lorsque l'acier doux est utilisé en tant

qu'armature de précontrainte dans les poutres continues, la hauteur de la zone comprimée est limitée lorsque le taux d'armature est faible, ce qui permet la formation d'une rotule plastique. Lors de la rupture de l'élément, une partie des armatures de précontrainte a atteint la limite d'élasticité. Une partie des effets hyperstatiques va disparaître, mais une partie va persister. Lorsque l'acier dur est utilisé en tant qu'armature de précontrainte ou que l'acier doux est utilisé, mais que la hauteur de la zone comprimée est importante, la formation de rotule plastique est rendue difficile et l'effet hyperstatique existe durant la phase de rupture.

5.1.3 Les hypothèses de base de cet article, concernant le calcul de la résistance de la section droite des éléments structuraux, reconduisent pour l'essentiel les dispositions de la version précédente :

1. L'hypothèse de la conservation des sections planes est maintenue. Des essais ont montré que la déformation moyenne de la section transversale est conforme à l'hypothèse de conservation des sections planes, avant atteinte de la limite d'élasticité des armatures et dans une certaine plage de rotation plastique, après atteinte de la limite d'élasticité des armatures. L'hypothèse de conservation des sections planes permet de faciliter le calcul de la résistance des sections de différents types (y compris pour des sections dont les armatures sont disposées sur le périmètre) dans le cas de chargement unidirectionnel ou bidirectionnel, et permet d'améliorer la méthode de calcul, en conférant à la formule, un concept physique clair. Actuellement, l'hypothèse de conservation des sections planes est adoptée dans la plupart des normes internationales.
2. On fait l'hypothèse qu'il y a une bonne adhérence entre le béton et les armatures ce qui permet de considérer que la déformation est identique pour les deux matériaux.

5.1.4 Les hypothèses de base de cet article, concernant le calcul de la contrainte de compression du béton des éléments sollicités à la flexion et des éléments sollicités à la compression excentrée, reconduisent les dispositions qui figurent dans la précédente version :

1. Le diagramme des contraintes du béton dans la zone comprimée, est considéré comme un diagramme rectangulaire équivalent. Le rapport β entre la hauteur du diagramme de contrainte supposé rectangulaire x , et la hauteur réelle de la zone comprimée x_0 , est pris égal à 0,8 pour le béton de classe inférieure ou égale à C50. Pour les bétons de classes C50 ~ C80, $\beta = 0.8 \sim 0.74$. Pour les bétons de classes intermédiaires, la valeur de β peut être calculée par interpolation linéaire.
2. La contrainte équivalente du diagramme rectangulaire est prise égale à la résistance de calcul

en compression du béton.

5.1.5 Les formules (5.1.5-1) et (5.1.5-2) de cet article sont utilisées pour calculer la contrainte dans les armatures. Sur la base des hypothèses de conservation des sections planes et de déformations identiques pour les armatures et le béton, on obtient les relations suivantes :

Hauteur relative de la zone comprimée

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{\beta \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} \quad (5-1)$$

Déformation des armatures

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \left(\frac{\beta}{\xi} - 1 \right) \quad (5-2)$$

Contraintes dans les armatures

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s = \varepsilon_{cu} E_s \left(\frac{\beta h_0}{x} - 1 \right) \quad (5-3)$$

Pour le calcul des contraintes dans les armatures de précontrainte, la formule ci-dessus peut être utilisée en remplaçant E_s par E_p et en ajoutant la contrainte σ_{p0} dans les armatures de précontrainte, lors de la décompression de la section.

Les contraintes σ_s et σ_p calculées par les formules ci-dessus, sont positives lorsqu'il s'agit de contraintes de traction et négatives lorsqu'il s'agit de contraintes de compression, avec les conditions limites suivantes :

Contraintes dans les armatures passives

$$-f'_{sd} \leq \sigma_{si} \leq f_{sd}$$

Contraintes dans les armatures de précontrainte

$$-(f'_{pd} - \sigma_{p0i}) \leq \sigma_{pi} \leq f_{pd}$$

5.1.6 Pour les éléments béton, précontraints par pré-tension, lors du calcul de la résistance à la flexion de la section droite et de la section inclinée au niveau des sections d'ancrage aux extrémités, la résistance de calcul en traction des barres de précontrainte, doit être prise égale à zéro dans la section d'ancrage et f_{pd} à la fin de la longueur d'ancrage. Cette valeur est calculée par interpolation linéaire pour les sections intermédiaires, sur la longueur d'ancrage. La longueur d'

ancrage l_a (mm) de la barre de précontrainte, indiquée dans le tableau 5.1.6, est calculée selon la formule suivante, et cette valeur ne doit pas être inférieure à la longueur minimale d'ancrage de la barre de précontrainte.

$$l_a = \alpha \frac{f_{pd}}{f_{td}} d \quad (5-4)$$

Avec

f_{pd} —Résistance de calcul des armatures de précontrainte

f_{td} —Résistance de calcul à la traction, du béton dans la zone d'ancrage

α —Coefficient de forme des armatures de précontrainte. Pour les torons à 7 fils, $\alpha = 0.17$.

Pour les fils adhérents, $\alpha = 0.13$

d —Diamètre nominal des armatures de précontrainte. Lorsqu'il s'agit d'armatures disposées en paquet, le diamètre nominal équivalent est pris égal à $\sqrt{n}d$, où n est le nombre de barres et d est le diamètre de la barre.

La valeur indiquée au tableau 5.1.6, est calculée en prenant en compte la valeur de la résistance à la traction de chaque type d'armatures. Lorsque la résistance à la traction des armatures utilisées est différente de celle adoptée lors de la conception, la longueur d'ancrage doit être augmentée ou diminuée, proportionnellement à la résistance définie dans le tableau. Les types d'armatures de précontrainte de la norme révisée ont été ajustés (voir tableau 3.2.2-2), et le tableau 5.1.6 a été également mis à jour.

Les éléments en béton, précontraints par pré-tension sont souvent munis d'une gaine en plastique dur, disposée à l'extrémité des barres précontraintes, comme indiqué dans la figure 5-1. Dans ce cas, la longueur libre des barres de précontrainte ne doit pas être trop longue et la longueur d'ancrage des armatures de précontrainte doit satisfaire aux exigences du tableau 5.1.6 à partir de la section critique de flexion ou de cisaillement.

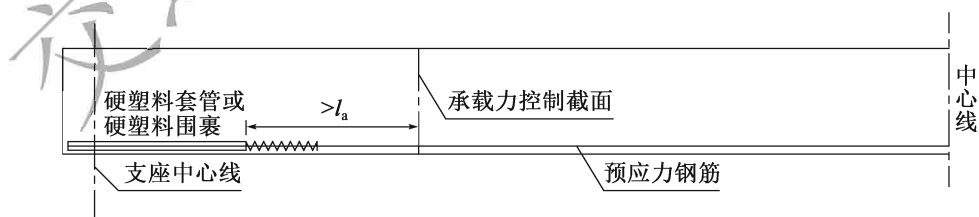


Figure 5-1 Exigence sur la longueur d'ancrage des armatures de pré-tension

5.2 Élémentssollicités à la flexion

5.2.1 Dans les sections des éléments sollicités à la flexion, lorsque la résistance en traction des armatures longitudinales tendues et la résistance en compression du béton sont atteintes simultanément, la hauteur relative de la zone comprimée ξ_b de la section droite, peut être obtenue

selon la formule suivante, établie sur la base de l'hypothèse de conservation des sections planes :

1 Armatures passives laminées à chaud

$$\xi_b = \frac{\beta}{1 + \frac{f_{sd}}{\varepsilon_{cu} E_s}} \quad (5-5)$$

2 Torons et fils adhérents

$$\xi_b = \frac{\beta}{1 + \frac{0.002}{\varepsilon_{cu}} + \frac{f_{pd} - \sigma_{p0}}{\varepsilon_{cu} E_p}} \quad (5-6)$$

Avec

β —Rapport entre la hauteur x du diagramme rectangulaire de contrainte, et la hauteur réelle x_0 , prise selon le tableau 5.1.4

f_{sd} , f_{pd} —Résistance de calcul en traction des armatures passives et des armatures de précontrainte

ε_{cu} —Déformation limite au niveau des fibres extrêmes comprimées, prise selon l'article 5.1.5

σ_{p0} —Contrainte dans les armatures de précontrainte, lorsque la contrainte normale dans le béton au barycentre des armatures de précontrainte longitudinales dans la zone de traction, est égale à zéro

Tous les paramètres de calcul de la formule (5-5) sont connus et la valeur de ξ_b peut être calculée directement et répertoriée dans le tableau. La valeur de σ_{p0} est la seule inconnue dans la formule (5-6). Les hypothèses peuvent être faites sur la plage ($f_{pd} - \sigma_{p0}$), en tirant les enseignements des retours d'expérience relatifs à la conception des éléments en béton précontraint, et les valeurs maximales et minimales de ξ_b , peuvent être ensuite calculées. La classe de résistance du béton a peu d'influence sur la valeur de ξ_b . La valeur minimale de calcul a été choisie lors de la détermination définitive de la valeur indiquée au tableau 5.2.1, dans l'objectif d'assurer une meilleure ductilité de l'élément. Pour les éléments en béton précontraint, sollicités à la flexion et qui comportent des barres précontraintes nervurées, on peut retenir la même valeur de ξ_b pour les torons et les fils,.

5.2.2 ~ 5.2.6 L'expression de la résistance à la flexion des éléments sollicités à la flexion, est établie selon les hypothèses de base suivantes :

1. Lors du calcul à l'état limite, la contrainte des armatures dans les zones tendues doit être prise égale à la résistance en traction f_{sd} ou f_{pd} ;
2. Lors du calcul à l'état limite, la contrainte dans les armatures extérieures au béton dans les zones comprimées doit être prise égale à la résistance en compression f'_{sd} ou f'_{pd} ;

3. En phase de service, la contrainte dans les armatures de précontrainte extérieure doit être prise égale à la contrainte effective $\sigma_{pe,ex}$ déduction faite de la perte de précontrainte. Par rapport aux armatures de précontrainte intérieures, les armatures de précontrainte extérieures sont situées à l'extérieur du béton de la poutre-caisson, qui n'est soumise à contrainte que par le dispositif d'ancrage et le dispositif de déviation. Par conséquent, leurs déformations ne sont pas homogènes par rapport à celles de la poutre-caisson, ce qui génère des effets hyperstatiques, comme le montre la figure 5-2. Dans les « Techniques de conception de la précontrainte extérieure des ponts », les analyses ont été faites sur des ponts isostatiques de 30m et 50m, des poutres continues de 3×70 m, et des ponts construits par encorbellement de $(100 + 180 + 100)$ m. Les résultats montrent que l'influence des effets hyperstatiques sur la contrainte dans le béton des ponts sous charge de trafic est inférieure à 3%. L'influence des effets hyperstatiques, peut être réduite par des dispositifs de déviation de précontrainte, comme le montre la figure 5-2, $e_1 < e_2$. Lorsque des dispositifs de blocage des déplacements verticaux sont placés au niveau de la section où la flèche de la poutre-caisson est maximale, la réduction des effets hyperstatiques de précontrainte extérieure est plus efficace. Par conséquent, les effets hyperstatiques de la précontrainte extérieure peuvent être négligés lors de l'analyse globale des ponts. En raison de la déformation non-homogène entre les armatures de précontrainte extérieure et le béton, la limite d'élasticité des armatures de précontrainte n'est pas atteinte lorsque la contrainte dans le béton atteint la résistance en compression. Lors du calcul de la résistance ultime en flexion des éléments, la contrainte ultime σ_{pu} des armatures de précontrainte extérieure est généralement prise égale à la somme de la précontrainte effective σ_{pe} et de la variation de contrainte $\Delta\sigma$. La variation de contrainte est liée à des facteurs tels que le rapport entre la hauteur et la portée, le ratio d'armatures et les dispositions des armatures de précontrainte, et les calculs diffèrent selon les normes des différents pays, comme le montre le tableau 5-1. Pour que les résultats de calcul soit sécuritaires vis-à-vis du calcul de la résistance, il est recommandé de se référer à la norme européenne CEB-FIP 90, et de prendre la contrainte dans les armatures de précontrainte extérieure, égale à la contrainte efficace déduction faite de la perte de précontrainte en phase de service.

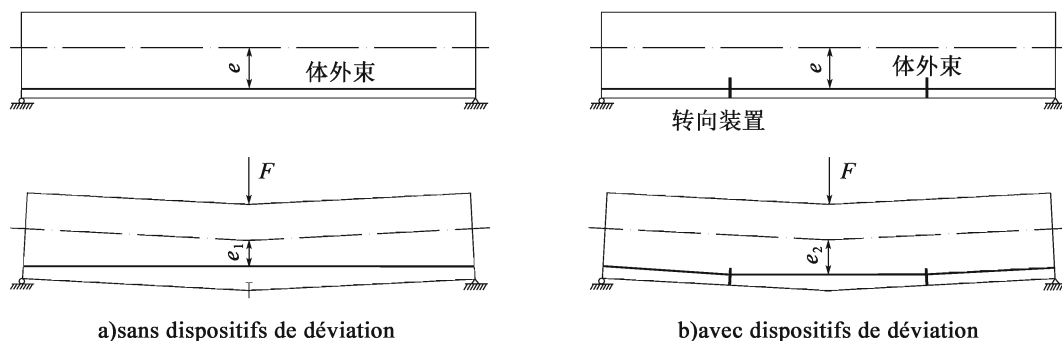


Figure 5-2 Illustration des effets hyperstatiques des armatures de précontrainte ($e_1 < e_2 < e$)

**Tableau 5-1 limites des contraintes dans les armatures de précontrainte extérieure
selon les normes de différents pays**

Norme	AASHTO LRFD	Spécification technique pour les structures en béton précontraint non-adhérents JGJ 92—2004	CEB-FIP 90
Limite de contrainte	$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + 103\text{MPa}$	$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + \Delta\sigma_p$ $\Delta\sigma_p = (240 - 335\xi_0) \left(0.45 + 5.5 \frac{h}{l_0} \right)$	$\sigma_{pu} = \sigma_{pe}$

NOTA: ξ_0 —indice général de ratio d'armatures; l_0 —portée de l'élément sollicité à la flexion; h — hauteur de la section transversale de l'élément sollicité à la flexion.

L'article 5.1.5 donne la formule de calcul de la contrainte dans les armatures longitudinales dans toutes les sections transversales. Lorsque la position des armatures longitudinales est proche de l'axe neutre de la section, l'utilisation des hypothèses ci-dessus, dans le calcul de la résistance des sections, peut donner lieu à des erreurs importantes. Les contraintes dans les armatures longitudinales doivent être calculées en fonction de leur position réelle, afin que la résistance à la flexion de la section droite puisse être calculée.

Afin d'éviter des ratios d'armatures trop importants pour les éléments sollicités à la flexion, la présente norme spécifie les conditions limites relatives à la hauteur de la zone comprimée de la section $x < \xi_b h_0$, où la hauteur relative de la zone comprimée ξ_b est indiquée dans le tableau 5.2.1. Lorsque la classe d'acier et la classe de béton sont définies, le ratio d'armatures tendues, ρ_b peut être calculé en fonction de ξ_b , et ce ratio ρ_b doit être pris en compte comme ratio d'armatures limite (maximum) des éléments sollicités à la flexion. Par conséquent, les conditions limites relatives à la hauteur de la zone comprimée de la section, sont également considérées comme des conditions limites du ratio d'armatures des éléments sollicités à la flexion. Au-delà de cette limite, les quantités d'armature peuvent être surévaluées et l'élément en flexion pourrait présenter des ruptures fragiles. D'une manière générale, lorsque la hauteur de la zone comprimée calculée lors de la conception, ne peut pas satisfaire aux exigences ci-dessus, cela indique que la quantité d'armatures longitudinales tendues est trop importante ou que la hauteur de l'élément est insuffisante et qu'elle doit donc être ajustée. Lorsque l'élément comporte différents types d'armatures dans la zone tendue, on doit prendre en compte la valeur de ξ_b la plus petite afin de maintenir une plus grande ductilité. Cependant, cette limite n'est qu'une garantie théorique de la rupture fragile. Lorsque x est proche ou égal à $\xi_b h_0$, une rupture limite découlant de caractéristiques de rupture fragile, peut se produire dans les éléments sollicités à la flexion. Par conséquent, dans les projets, la situation où les deux valeurs sont proches, doit être évitée. Afin de s'assurer que les ruptures fragiles ne se produisent pas, certaines normes étrangères limitent le ratio d'armature à un niveau plus bas. Par exemple, la norme américaine stipule $\rho \leq 0.75\rho_b$.

Dans le calcul de la résistance à la flexion de la section droite de l'élément sollicité à la flexion, afin que la contrainte dans les armatures longitudinales dans la zone comprimée atteigne la résistance de calcul en compression des armatures, la présente norme stipule que la hauteur x de la zone comprimée de la section, doit satisfaire aux prescriptions des formules 5.2.2 (5.2.2-4) ou (5.2.2-5). Lorsque les exigences ne sont pas respectées, la hauteur peut être calculée approximativement selon la formule des articles 5.2.4 ou 5.2.6. L'hypothèse de base de cette formule repose sur le fait que le point d'application de l'effort de compression, se situe au barycentre des armatures longitudinales de compression, et que les moments dans la section, s'équilibrent par rapport à ce point.

5.2.7 Les armatures longitudinales tendues des éléments sollicités à la flexion sont généralement calculées selon les exigences de calcul à l'état limite ultime, à l'état limite de service, et en respectant les dispositions constructives. Lorsque la section d'armatures longitudinales travaillant à la traction, calculée selon les exigences de calcul à l'état limite de service et respectant les exigences des dispositions constructives, est supérieure à celle calculée selon les exigences de calcul à l'état limite ultime, il convient de prendre en compte la section d'armatures calculée selon les exigences du calcul à l'état limite ultime, lors du calcul de la hauteur x de la zone comprimée du béton.

5.2.9 Cet article présente les modifications apportées au calcul de la résistance au cisaillement de la section inclinée de l'élément sollicité à la flexion par rapport à la version précédente :

1. La valeur de $\rho_{sv}f_{sv}$, pour le calcul de V_{cs} des éléments sollicités à la flexion qui présentent des armatures de précontrainte verticales, a été modifiée. La version précédente stipule que lors de l'utilisation d'armatures de précontrainte verticales, ρ_{sv} et f_{sv} dans la formule de calcul de V_{cs} , doivent être remplacés par ρ_{pv} et f_{pv} , qui représentent respectivement le ratio d'armatures de précontrainte verticales et leur résistance à la traction. Ces dispositions de la version précédente étaient discutables pour le calcul de V_{cs} , des éléments sollicités à la flexion, qui comportent des armatures passives et des armatures de précontrainte verticales. Dans cette révision, il est supposé que la contrainte dans les armatures de précontrainte verticales à l'état limite, est égale à la résistance de calcul en traction f_{pv} , et qu'un coefficient de réduction de 0.6 est également pris en compte, coefficient qui traduit l'efficacité des armatures de précontrainte verticale. Par conséquent, $\rho_{sv}f_{sv}$ dans la formule de calcul V_{cs} est remplacé par $(\rho_{sv}f_{sv} + 0.6\rho_{pv}f_{pv})$.
2. Pour les zones de poutre de hauteur variable, les efforts de cisaillement supplémentaires dus au changement de position du centre de gravité de la section, ont été pris en compte dans le calcul général aux éléments finis, et qu'ainsi il n'est pas nécessaire de les compter deux fois. Dans cette révision de la norme, les dispositions qui prescrivent l'influence des efforts

de cisaillement supplémentaires, doivent être prises en compte dans les zones de hauteur variable des poutres continues en béton armé et dans les poutres en encorbellement.

3. Lors du calcul de la hauteur utile h_0 , les armatures inclinées d'effort tranchant peuvent être négligées dans la prise en compte des armatures longitudinales tendues.

La description spécifique de certains paramètres de calcul dans l'expression du cisaillement est la suivante :

1. Dans la présente norme, la contribution du béton et des armatures transversales à la résistance au cisaillement, a été prise en compte par le produit de deux valeurs. Cette expression a été utilisée dans les « Règles de conception des ponts JTJ 023—85 » qui indiquent que l'effort tranchant résistant de calcul des éléments en béton armé est $V_{cs} = 0.0349bh_0\sqrt{(2+p)\sqrt{R\mu_k}R_{gk}}$ (kN) et que l'unité de section transversale est exprimée en centimètres carrés. Après comparaison avec d'autres spécifications et données, la contribution des armatures longitudinales à l'effort tranchant résistant dans la formule, augmente rapidement avec l'augmentation du ratio d'armatures. Par conséquent, le terme $(2+P)$ dans la formule a été remplacé par $(2+0,6P)$. Compte tenu de la modification des éprouvettes de béton, de la résistance à la traction des armatures transversales, du ratio d'armatures longitudinales et de l'unité dimensionnelle ci-dessus, l'expression de l'effort tranchant résistant dans cette version de la norme s'exprime par $V_{cs} = 0.45 \times 10^{-3}bh_0\sqrt{(2+0.6p)\sqrt{f_{cu,k}\rho_{sv}f_{sv}}}$, qui est équivalente et de même nature que celle des « Règles de conception des ponts JTJ 023—85 ». Par rapport à la « Spécification GBJ 10—89 » et à d'autres données, cette valeur de l'effort tranchant résistant est faible. En appliquant cette formule, l'ouverture de fissure inclinée des éléments en phase de service, peut généralement être limitée à 0,2 mm.
2. Les poutres de section en T ou les poutres-caissons avec hourdis supérieur sont largement utilisées. Des essais de cisaillement sur des poutres en béton armé montrent que la présence du hourdis de compression peut améliorer la résistance au cisaillement des poutres. Selon les résultats obtenus sur 50 essais, le rapport entre la résistance réelle moyenne et la valeur de la résistance calculée selon la formule de la version précédente est de 1,67 pour les poutres de section rectangulaire, et de 2,18 pour les poutres en T. Ceci indique que l'effort tranchant résistant des poutres en T est 30 % supérieur à celui des poutres de section rectangulaire. Dans la norme de l'ex-Union soviétique, un coefficient de majoration $\beta_f = 1 + 0.75(b'_f - b)b'_f/bh_0$ est pris en compte sur l'effort tranchant résistant des poutres en T, mais $\beta_f \leq 1.2$, et la largeur du hourdis de compression ne doit pas être supérieure à $b + 2h'_f$ ou $2b$. Selon cette disposition, la valeur de β_f pour les ponts routiers chinois est généralement supérieure à

1,2. Selon certaines données, lorsque la largeur du hourdis est égale à deux fois l'épaisseur d'âme, l'effort tranchant résistant des poutres en T sera augmenté d'environ 20% par rapport aux poutres de section rectangulaire. Au delà de ce rapport, l'impact de l'augmentation de la largeur du hourdis sur l'augmentation de l'effort tranchant résistant sera faible. Compte tenu des effets ci-dessus, et en considérant que cet effet favorable, est principalement dû à la largeur en encorbellement du hourdis et qu'il est peu impacté par les armatures transversales, le coefficient d'influence du hourdis comprimé de la présente norme est $\alpha_3 = 1,1$, qui est appliqué à l'effort tranchant résistant total du béton et les armatures transversales constituées en cadres. Pour les ponts routiers dont le béton est de classe courante et le ratio d'armatures longitudinales est de valeur courante, l'effort tranchant résistant des poutres en T, calculé selon cette méthode, est généralement inférieur à celui des éléments sollicités à la flexion, calculé selon les « Spécifications GBJ 10—89 ».

3. Pour le calcul de la résistance au cisaillement des sections inclinées des poutres continues, les essais en Chine et à l'étranger montrent que le mécanisme de résistance au cisaillement du béton et des armatures transversales dans la section de poutre, proche de l'appui d'extrémité, est identique à celui des poutres isostatiques, et que l'effort tranchant résistant de la section inclinée peut être calculé selon les mêmes errements que ceux des poutres isostatiques. Dans les zones de poutres continues, proches des appuis intermédiaires, l'effort tranchant résistant est réduit du fait du changement de signe du moment de flexion. Les recherches menées par l'ancienne Académie soviétique des sciences, l'Université Tongji ainsi que par d'autres instituts l'ont aussi démontré. Les essais montrent que si le rapport entre le moment et le produit de l'effort tranchant avec la hauteur utile de la section est important ($m = \frac{M}{Vh_0} = 2.67$), deux fissures principales inclinées risquent d'apparaître des deux côtés du point de changement de signe du moment lors de la rupture de la poutre. Ces fissures ne traversent pas le point de changement de signe du moment et les signes des contraintes (tension, compression) dans les armatures longitudinales en haut et en bas de la poutre, sont cohérentes avec les signes positifs et négatifs du diagramme du moment de flexion [voir figure 5-3a]. Si le rapport entre le moment et le produit de l'effort tranchant avec la hauteur utile de la section, est faible ($m = \frac{M}{Vh_0} = 1.0$), alors la fissure principale inclinée traverse le point de changement de signe et se limite aux zones de moments de flexion positifs et négatifs [voir figure 5-3b] lors de la rupture de la poutre. Par conséquent, les contraintes dans les armatures verticales qui croisent la fissure principale, se redistribuent de manière à ce que les armatures initialement comprimées se mettent en tension, ce qui endommage l'adhérence entre le béton et les armatures, et entraîne des fissures de rupture, et réduit la résistance au cisaillement. La pression du béton dans la zone comprimée est également augmentée, ce qui réduit la résistance au cisaillement du béton. Ces raisons entraînent une diminution de la résistance au cisaillement dans les zones de

changement de signe du moment fléchissant des poutres continues.

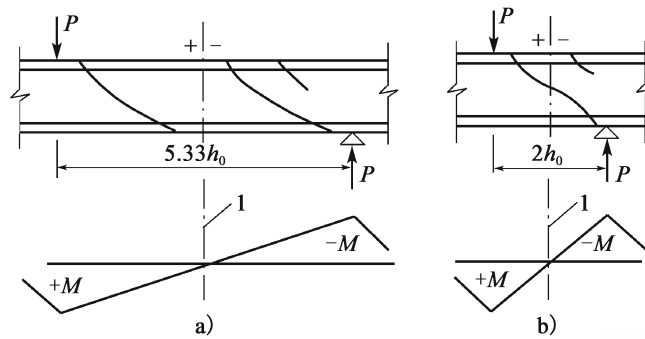


Figure 5-3 Rupture de cisaillement type, dans les zones de changement de signe du moment fléchissant

1-Point de changement de signe du moment de flexion

Selon des essais menés sur 160 poutres de section constante, sans armatures verticales, soumises à des moments fléchissants avec changement de signe ($f_{cu,k} = 19.0 \sim 55.9 \text{ MPa}$, $m = 0.34 \sim 6.0$, $\rho = 10\% \sim 6.7\%$), la résistance au cisaillement du béton, V_c^s est en moyenne inférieure à V_c^j de 12%, V_c^j étant la résistance au cisaillement du béton calculée pour les poutres isostatiques selon les « Règles des ponts JTJ 023—85 ». Dans une autre série d'essais menée sur 151 poutres qui comportent des armatures verticales ($f_{cu,k} = 19.0 \sim 45.0 \text{ MPa}$, $\rho = 0.47\% \sim 4.76\%$, $\rho_{sv} f_{sv} = 0.39 \sim 7.51 \text{ MPa}$), l'effort tranchant résistant de ces poutres V_{cs}^s , est en moyenne inférieur à V_{cs}^j de 7%, V_{cs}^j étant la résistance cumulée au cisaillement du béton et des armatures, calculée pour les poutres isostatiques selon les « Règles des ponts JTJ 023—85 ». Des recherches de l'ancienne Académie des sciences de l'URSS ont conclu que la réduction due au changement de signe du moment, sur l'effort tranchant résistant, est en moyenne de 13%. Sur la base de l'analyse des essais ci-dessus, le pourcentage de réduction moyenne, pris en compte dans la présente norme, est de 10%, d'où le coefficient d'influence du changement de signe du moment de flexion $\alpha_1 = 0.9$. Cette valeur est légèrement sous-évaluée lorsque le rapport entre le moment et le produit de l'effort de cisaillement par la hauteur utile de la section, est faible. Elle est légèrement surévaluée lorsque le rapport entre le moment et le produit de l'effort tranchant avec la hauteur utile de la section est important.

Afin de vérifier la résistance au cisaillement des poutres continues avec prise en compte du coefficient $\alpha_1 = 0.9$, des essais ont été effectués sur quatre poutres continues à deux travées, de grande dimension (5 m + 5 m). Les rapports entre l'effort tranchant résistant mesuré et l'effort tranchant résistant de calcul étaient les suivants: le rapport est égal à 2,05 et 1,98 respectivement pour les deux poutres continues de hauteur constante. Ce rapport est égal à 1,95 et 1,81 pour les deux poutres continues de hauteur variable. La valeur de l'effort tranchant résistant mesuré, correspond à l'effort tranchant maximal de rupture,

mesuré au niveau de la section sur appui central de la poutre continue. La valeur de l'effort tranchant résistant est la somme de, 0.9 fois la résistance cumulée au cisaillement du béton et des armatures d'effort tranchant, calculée selon les « Règles des ponts JTJ 023—85 » et la résistance au cisaillement des armatures inclinées d'effort tranchant. Il est évident qu'après avoir pris en compte le coefficient d'influence de changement de signe du moment de flexion et le coefficient d'influence du hourdis de compression, la marge de sécurité, en terme de résistance au cisaillement de la poutre continue, est encore suffisante.

4. Des études menées en Chine et à l'étranger, ont montré que la précontrainte peut améliorer la résistance au cisaillement des poutres. Ceci est principalement dû au fait que la compression axiale peut empêcher l'apparition et le développement de fissures inclinées, augmenter la hauteur de la zone comprimée du béton et ainsi améliorer la résistance au cisaillement du béton. La longueur de la fissure inclinée de la poutre en béton précontraint, est plus importante que celle de la poutre en béton armé, ce qui améliore également la résistance au cisaillement des armatures d'effort tranchant dans la zone de la fissure inclinée.

L'ancien « Règlement de construction soviétique СНИП » 2. 03. 01- 84 stipule que le coefficient de majoration de l'effort tranchant résistant dû à la précontrainte est :

$$\alpha_2 = 1 + \varphi_n \leq 1.5 - \varphi_f \quad (5-7)$$

$$\varphi_n = 0.1 \sigma_{a0} / f_{tk} \quad (5-8)$$

Avec

φ_f —Coefficient de majoration dû au hourdis de compression. $\varphi_f = 0.1$, ce qui signifie que la valeur maximale du coefficient α_2 est de 1.4

f_{tk} —Résistance caractéristique en traction du béton

σ_{a0} —Contrainte de compression dans le béton due à la précontrainte, prise égale à la contrainte σ_{a0} au centre ($h/2$) de la section rectangulaire de manière sécuritaire.

(Pour les sections en T et en caisson, les positions de l'axe neutre sont plus hautes que celles de la section rectangulaire, et la contrainte σ_{a0} au centre de gravité de ces sections est toujours supérieure à celle de la section rectangulaire)

Selon la présente norme, la contrainte de compression maximale dans les fibres extrêmes du béton, en phase de service, est de $0.5f_{ck}$. Ainsi $\sigma_{a0} = 0.5f_{ck}/2 = 0.25f_{ck}$, et $\alpha_2 = 1 + \varphi_n = 1 + 0.1 \sigma_{a0} / f_{tk} = 1 + 0.025f_{ck} / f_{tk}$. Pour les poutres en béton précontraint, la valeur moyenne de $f_{ck} / f_{tk} \approx 12.3$. Ainsi, $\alpha_2 = 1 + \varphi_n = 1 + 0.025 \times 12.3 = 1.30$. Dans la présente norme, il est considéré que $\alpha_2 = 1.25$.

Selon des essais de cisaillement réalisés sur 52 poutres isostatiques en béton précontraint, sans armatures verticales (la résistance au cisaillement des armatures verticales étant

exclue), de section rectangulaire, en T ou en I, essais réalisés en Chine et à l'étranger ($f_{cu,k} = 22.6 \sim 70.0 \text{ MPa}$, $\rho = 0.9\% \sim 3.29\%$, $m = 1.03 \sim 6.7$), la valeur moyenne du rapport V_c^s/V_c^j entre l'effort tranchant ultime mesuré à la rupture et l'effort tranchant résistant du béton calculé selon les « Règles des ponts JTJ 023—85 » est de 3.38. Selon des essais réalisés sur 30 poutres isostatiques en béton précontraint avec armatures verticales ($f_{cu,k} = 29.4 \sim 62.5 \text{ MPa}$, $\rho = 1.58\% \sim 2.63\%$, $\rho_{sv}f_{sv} = 1.036 \sim 3.451 \text{ MPa}$, $m = 2 \sim 4$), la valeur moyenne du rapport V_{cs}^s/V_{cs}^j , entre l'effort tranchant ultime mesuré à la rupture et l'effort tranchant résistant cumulé du béton et des armatures calculé selon les « Règles des ponts JTJ 023—85 », est de 2.27. Même en excluant le coefficient d'influence du hourdis comprimé de $\alpha_3 = 1.1$, le coefficient de majoration de la résistance au cisaillement dû aux effets de la précontrainte est toujours plus important par rapport au coefficient $\alpha_2 = 1.25$, ce qui est donc sécuritaire. Toutefois, pour les poutres en béton précontraint, sur lesquelles l'apparition de fissures est autorisée, il est possible que la contrainte de précontrainte ait déjà disparu lorsque la résistance ultime de l'élément est atteinte. Dans l'autre situation, lorsque la direction du moment de flexion généré par la force résultante s'exerçant dans les armatures, est identique à celle des moments de flexion sollicitants, les effets de compression axiale de la précontrainte sont réduits. Dans ces deux situations, l'effet favorable de la précontrainte sur la résistance au cisaillement de la poutre, ne doit pas être pris en compte, de sorte que $\alpha_2 = 1.0$.

5. Les formules (5.2.9-3), (5.2.9-4), (5.2.9-5) ont pour objectif le calcul des armatures inclinées d'effort tranchant, armatures qui croisent la section transversale inclinée. Les essais montrent que pour la plupart des armatures inclinées d'effort tranchant des poutres continues en béton précontraint, la limite d'élasticité est atteinte à la rupture. Par conséquent, les formules de calcul des armatures inclinées de cisaillement des poutres isostatiques en béton précontraint, peuvent toujours être utilisées. Les principes de calcul des « Règles des ponts JTJ 023—85 » ont été maintenus dans les formules (5.2.9-3) et (5.2.9-4) avec un ajustement de la résistance de calcul en traction et de l'unité de dimension. Les résultats des essais sur la résistance au cisaillement de poutres à précontrainte extérieure, ont été présentés dans « La méthode de conception des ponts en béton à précontrainte extérieure » rédigée par Li Guoping de l'Université de Tongji, essais qui ont montré que lors de la rupture au cisaillement de la poutre à précontrainte extérieure, la limite d'élasticité est atteinte dans les armatures de précontrainte intérieures, or l'augmentation de contrainte dans les armatures de précontrainte extérieure est faible. Par conséquent, lors du calcul de $V_{pb,ex}$, la contrainte dans les armatures de précontrainte extérieure doit être prise égale à la contrainte effective $\sigma_{pe,ex}$ qui est la contrainte dans les armatures de précontrainte extérieure en phase de service, déduction faite de la perte de précontrainte.

5.2.10 La formule (5.2.10) pour le calcul de la longueur projetée horizontalement C de la

section inclinée, est identique à la formule de la version précédente. Les résultats expérimentaux montrent que l'angle de la rupture de cisaillement, dans la section inclinée des poutres continues en béton armé de hauteur constante ou de hauteur variable, est très proche de celui des poutres isostatiques. Par conséquent, la longueur projetée horizontalement de la section inclinée des éléments de flexion en béton armé, peut être évaluée de la même manière. Les essais sur les poutres continues en béton précontraint, montrent que la longueur de la fissure principale inclinée est 1,3 ~ 1,5 fois plus longue que celle de la poutre en béton armé, lors de la rupture au cisaillement. Dans la présente norme, la longueur projetée horizontalement de la section inclinée, est toujours calculée par la formule de la poutre en béton armé. Par conséquent, les armatures verticales dans la zone supplémentaire de projection de fissure, résultant de la diminution de l'angle, ne sont pas prises en compte, ce qui est sécuritaire.

5.2.11 La formule (5.2.11) relative à la « limite supérieure de cisaillement » est adoptée pour éviter que les fissures inclinées des poutres en béton armé, ne se développent de manière trop large ou que les poutres ne se rompent par compression inclinée. Si les exigences de cette formule ne peuvent être satisfaites dans le calcul, la section transversale de la poutre doit être augmentée ou la classe de résistance du béton doit être augmentée.

5.2.12 La formule (5.2.12) relative à la « limite inférieure de cisaillement » est adoptée pour déterminer où se situe la limite entre les poutres pour lesquelles les armatures verticales sont nécessaires et celles pour lesquelles elles ne le sont pas. Lorsqu'une poutre ou un tronçon de poutre répond aux exigences de la formule, les armatures transversales peuvent être disposées selon des exigences constructives. La formule (5.2.12) tient compte de l'effet favorable de l'effort de précontrainte sur les éléments en béton précontraint. Cet effet favorable ne doit pas être pris en compte lorsque le moment de flexion dans la section transversale, généré par l'effort résultant s'exerçant sur les armatures, est dans la même direction que celui généré par les efforts extérieurs sollicitants, ou lorsque des fissures sont autorisées dans l'élément fléchi du béton précontraint.

5.2.13 Cet article précise les méthodes de calcul des armatures d'effort tranchant des poutres isostatiques en béton armé, des poutres continues de hauteur constante et de hauteur variable. Cette méthode consiste à déterminer l'espacement des armatures verticales, les quantités d'armatures inclinées d'effort tranchant ainsi que les points de changement de direction des armatures inclinées issus du diagramme enveloppe de l'effort de calcul du cisaillement. Cette norme stipule que la part de l'effort de calcul de cisaillement supporté par le béton et les armatures transversales doit être d'au moins 60%, et que la part de l'effort de calcul de cisaillement supporté par les armatures inclinées d'effort tranchant doit être au plus de 40%.

Les éléments en béton précontraint, sollicités à la flexion, ne disposent généralement pas d'armatures passives inclinées et le calcul des armatures d'effort tranchant consiste à déterminer l'

espacement des cadres uniquement. Après avoir déduit l'effort tranchant sollicitant de l'effort tranchant résistant apporté par les armatures de précontrainte inclinées, le calcul au cisaillement de l'élément peut être fait de la même manière que pour les poutres en béton armé. Par exemple, pour les poutres isostatiques et continues en béton précontraint, l'espacement s_v des armatures transversales peut être calculé à l'aide de la formule suivante :

$$s_v = \frac{0.2 \times 10^{-6} \alpha_1^2 \alpha_2^2 \alpha_3^2 (2 + 0.6\rho) \sqrt{f_{cu,k}} A_{sv} f_{sv} b h_0^2}{(\gamma_0 V_d - V_{pb})^2} \quad (\text{mm}) \quad (5-9)$$

Avec

V_d —Effort tranchant sollicitant (KN) considéré dans le calcul des armatures d'effort tranchant, calculé selon cet article

V_{pb} —Effort tranchant résistant (KN) apporté par les armatures de précontrainte intérieure inclinées qui traversent la section inclinée, calculé selon la formule (5.2.9-4).

5.3 Eléments sollicités à la compression

5.3.2 Les dispositions de cet article sont les mêmes que celles de la version précédente. Les essais réalisés à l'étranger, montrent que l'augmentation de la résistance en compression du béton à haute résistance de classe 80 ~ 100MPa due aux effets de confinement latéral, est d'environ 25% inférieure à celle du béton de classe de résistance courante. Les essais réalisés en Chine sur des bétons à l'intérieur de tubes en acier, montrent également que le coefficient de majoration de la résistance en compression du béton de classe 80MPa est de 1,8, tandis que pour des bétons de classe courante, ce coefficient est de 2,0 ~ 2,1. Par conséquent, il est considéré que le coefficient de majoration de la résistance du béton, diminue avec l'augmentation de sa classe de résistance. Dans la présente norme, ce coefficient est de $k = 2,0$ pour les bétons de classe inférieure ou égale à C50, et de $k = 2,0 \sim 1,7$ pour les bétons de classe C50 ~ C80.

5.3.3 Cet article précise la hauteur relative correspondant à la limite de la zone de compression ξ_b des éléments sollicités à la compression excentrée pour déterminer le niveau d'excentricité. La valeur de ξ_b est calculée par la même formule que celle qui est utilisée pour vérifier l'évaluation des armatures longitudinales dans les éléments sollicités à la flexion. Pour les éléments en béton armé sollicités à la compression excentrée, les paramètres du béton et des armatures, sont précisés dans la formule de calcul, et les valeurs de ξ_b calculée pour les éléments sollicités à la flexion, peuvent être utilisées. Pour les éléments en béton précontraint sollicités à la compression excentrée, la formule de calcul contient un nombre inconnu σ_{p0} , qui ne peut être calculé qu'après fixation des armatures de précontrainte et d'autres conditions. Si les valeurs de σ_{p0} sont prédéfinies et données comme pour les éléments sollicités en flexion, l'excentricité calculée peut être faible pour l'élément dont l'excentricité est initialement supposée être importante et peut être importante pour l'élément dont l'excentricité est initialement supposée être faible. Par conséquent, la formule de

calcul de ξ_b , pour les éléments sollicités à la flexion excentrée en béton précontraint est donnée dans la présente norme et permet de le calculer en fonction des conditions réelles.

5.3.4 La formule de base pour le calcul de la résistance à la compression excentrée de la section droite et le principe de vérification de l'excentricité importante ou faible sont les mêmes que dans la version précédente.

Cet article présente la formule de calcul approximative permettant de calculer la section d'armatures pour des éléments en béton armé de section rectangulaire, et d'armatures symétriques sollicitées à la compression d'excentricité faible, qui sont utilisés de manière courante (les éléments en béton précontraint sollicités à la compression excentrée sont rarement utilisés) dans les ponts routiers. Cette formule facilite le calcul des sections A_s (ou A'_s) et dérive de la formule de base pour le calcul des éléments sollicités à la compression excentrée avec armatures symétriques.

Pour le calcul des éléments sollicités à la compression excentrée, une formule de calcul permettant de trouver la position de l'axe neutre (hauteur de la zone comprimée) a été donnée dans les « Règles des ponts JTJ 023—85 », formule pour laquelle, la position de l'axe neutre est obtenue par équilibre du moment généré par l'effort normal dans la section. Il existe également d'autres moyens pour trouver la position de l'axe neutre, comme celui qui consiste à combiner la formule (5.3.4-1) et (5.3.4-2), pour obtenir la hauteur x de la zone comprimée en prenant les mêmes signes dans les deux formules. Par conséquent, les ingénieurs sont libres de choisir la méthode de calcul de l'axe neutre.

Les éléments en béton armé, sollicités à la compression excentrée, sont très courants dans les ponts routiers. Pour ces éléments, il peut être beaucoup plus pratique de calculer les sections d'armatures en fonction des efforts internes, que de vérifier des sections d'armatures hypothétiques. Lors du calcul des sections d'armatures, l'excentricité de la compression sollicitante peut être considérée comme faible si $\eta e_0 \leq 0.3h_0$, et importante si $\eta e_0 > 0.3h_0$. En même temps, la section des armatures tendues obtenues par le calcul, doit être supérieure à celle des armatures minimales spécifiées à l'article 9.1.12. Dans le cas contraire, la section des armatures doit être calculée selon le ratio d'armatures minimal ou selon la méthode de calcul de compression d'excentricité faible. Le critère n'est pas toujours adapté pour les éléments sollicités à la compression excentrée dont les armatures sont symétriques. Pour ces éléments, lorsque $A_s = A'_s$, l'importance de l'excentricité est déterminée en fonction du rapport entre l'effort normal et l'effort de compression du béton. Pour les sections rectangulaires, l'excentricité de la compression est importante lorsque $\gamma_0 N_d \leq f_{cd} b \xi_b h_0$, et faible lorsque $\gamma_0 N_d > f_{cd} b \xi_b h_0$.

5.3.7 Cet article fait référence à la « Norme GBJ 10—89 ». La résistance de la section droite des éléments sollicités à la compression excentrée, section qui comporte des armatures verticales

uniformément réparties dans l'âme, se décompose en deux parties: l'une correspond à l'effort résistant engendré par le béton et les armatures A'_s et A_s sur les bords supérieur et inférieur de la section, et l'autre correspond à l'effort résistant engendré par les armatures verticales uniformément réparties dans l'âme A_{sw} .

L'effort résistant engendré par le béton et les armatures A'_s et A_s sur les bords supérieur et inférieur de la section, est calculé de la même manière que pour les éléments courants en béton armé, sollicités à la compression excentrée. Selon les formules (5.3.5-1), (5.3.5-2) et après adaptation, on obtient :

Effort normal résistant

$$N_{cs} = f_{cd} [\xi b h_0 + (b'_f - b) b'_f] + f'_{sd} A'_s - \sigma_s A_s$$

Moment résistant

$$N_d e = f_{cd} \left[\xi (1 - 0.5 \xi) b h_0^2 + (b'_f - b) b'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s)$$

L'effort résistant engendré par les armatures verticales uniformément réparties dans l'âme A_{sw} peut être calculé selon les hypothèses de base, et en utilisant les équations d'équilibre de moment et les conditions de déformation homogènes. Le processus de ces calculs est compliqué et peu pratique pour la conception. Une méthode simplifiée est utilisée dans les cas courants où les armatures verticales doivent être de diamètre uniforme et d'espacement uniforme et dont le nombre est supérieur à 4 par rangées. En assimilant la section de ces armatures verticales à un groupe d'armatures verticales, la section du groupe sera A_{sw} et la hauteur du groupe sera de $h_{sw} = h_0 - a'_s$.

Selon les hypothèses de base des articles 5.1.3, 5.1.4 et 5.1.5, un diagramme de contraintes simplifié peut être établi pour le calcul de ces éléments, comme le montre la figure 5-4.

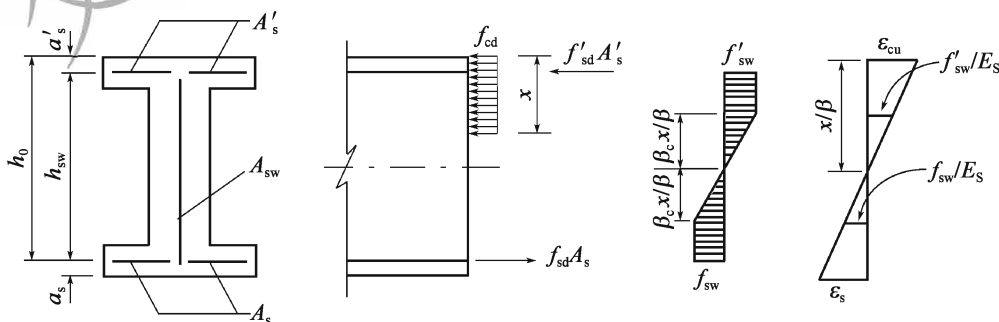


Figure 5-4 Calcul de la résistance des éléments sollicités à la compression excentrée qui comportent des armatures verticales uniformément réparties dans l'âme

En supposant que la distance ou ordonnée de la fibre de calcul correspondant à la position du groupe d'armatures par rapport à l'axe neutre, est de $\beta_c x / \beta$, lorsque la limite d'élasticité est atteinte, selon la figure 5-4 :

$$\frac{f_{sw}/E_s}{\varepsilon_{cu}} = \frac{\beta_c x / \beta}{x / \beta} = \beta_c \quad (5-10)$$

$$\beta_c = \frac{f_{sw}/E_s}{\varepsilon_{cu}} \quad (5-11)$$

La valeur de β_c est liée au type d'armatures, et sa valeur est fixée une fois que le type d'armatures uniformément réparties sera déterminé. Pour les armatures couramment utilisées, on considère que $\beta_c = 0.4$, ce qui a peu d'effet sur la résistance de la section. Pour les éléments en béton armé, la classe du béton est généralement inférieure ou égale à C50, et la valeur de β peut être prise égale à 0,8.

Lorsque $\xi \leq \xi_b$, le calcul est réalisé en considérant le cas d'une excentricité importante

Effort normal résistant

$$N_{sw} = \left(1 + \frac{\xi - \beta}{0.5\beta\omega} \right) f_{sw} A_{sw}$$

Moment de flexion résistant

$$M_{sw} = \left[0.5 - \frac{(\xi - \beta)^2 + \frac{1}{3}(\beta_c \xi)^2}{(\beta\omega)^2} \right] f_{sw} A_{sw} h_{sw}$$

Lorsque $\xi > \xi_b$, le calcul est réalisé en considérant le cas d'une excentricité faible

Effort normal résistant

$$N_{sw} = \left[1 - \frac{[\beta - (1 - \beta_c)\xi]^2}{1.6\omega\beta_c\xi} \right] f_{sw} A_{sw}$$

Moment de flexion résistant

$$M_{sw} = \left[0.5 - \frac{[\beta - (1 - \beta_c)\xi]^3}{3.85\omega^2\beta_c\xi} \right] f_{sw} A_{sw} h_{sw}$$

Les expressions des éléments de réduction N_{sw} , M_{sw} ci-dessus, sont basées sur l'hypothèse de la conservation des sections planes et se traduisent par des lignes droites et des courbes quadriques. En introduisant $\beta_c = 0.4$, on obtient

$$N_{sw} = \left(1 + \frac{\xi - \beta}{0.5\beta\omega} \right) f_{sw} A_{sw}$$

$$M_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{\xi - \beta}{\beta \omega} \right)^2 \right] f_{sw} A_{sw} h_{sw}$$

Les deux termes de résistance sont additionnés

$$\begin{aligned} \sum N &= N_{cs} + N_{sw} \\ \sum M &= N_d e + M_{sw} \end{aligned}$$

Le signe négatif de N_{sw} correspond à un effort de traction et le signe positif de N_{sw} correspond à un effort de compression. M_{sw} est dans la même direction que $N_d e$, quand il est négatif, et dans la direction opposée à $N_d e$, quand il est positif.

5.3.8 Afin de simplifier la méthode de calcul de la résistance des éléments de section circulaire sollicités à la compression excentrée, la formule de la « Norme de conception des structures en béton armé » (GB50010) (ci-après dénommée « Norme GB50010 ») a été mise à jour. Par rapport à la version précédente, le principe de base des deux formules est le même. Les différentes méthodes de simplification conduisent à des expressions différentes, mais les résultats des calculs sont très proches. Lors de l'application de cette formule, la résistance de la section droite peut être déterminée par itération sur α .

5.3.9 En raison du moment de flexion de second ordre, généré par la flèche des éléments soumis à une charge verticale, il n'y a pas vraiment de moyen aisé pour calculer les éléments d'élancement important, sollicités à la flexion excentrée. Par conséquent, la plupart des normes chinoises et étrangères utilisent une méthode combinant le coefficient de majoration de l'excentricité avec la longueur de calcul l_0 de l'élément, afin de simplifier le calcul et de tenir compte de l'influence du moment de flexion de second ordre sur la résistance de la section. L'idée de base de cette méthode est de commencer par donner l'expression du coefficient de majoration de l'excentricité η correspondant à des éléments standards bi-articulés, soumis à une compression d'excentricité équivalente. Ensuite, la longueur de calcul l_0 est utilisée pour tenir compte des conditions aux limites, au niveau des extrémités des éléments. Autrement dit, le moment de flexion de second ordre dans la section critique de l'élément, est calculé de manière approximative par le coefficient η , obtenu sur les éléments standards de longueur l_0 . Cette méthode simplifiée est facile à utiliser mais les résultats sont approximatifs. La valeur de l_0 repose sur l'expérience et sur une approche théorique.

Sous charge verticale, le coefficient de majoration de l'excentricité des éléments bi-articulés, sollicités à une compression d'excentricité e_0 , peut être calculé comme suit :

$$\eta = \frac{e_0 + f_{\max}}{e_0} = 1 + \frac{f_{\max}}{e_0} \quad (5-12)$$

L'expression donnée est basée sur la théorie de la courbure limite. Dans l'équation (5-12), la flèche maximale f_{\max} du point au milieu de l'élément, peut être obtenue par intégration :

$$f_{\max} = \frac{l_0^2}{\beta r_c} \quad (5-13)$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{e_0} \left(\frac{l_0^2}{\beta r_c} \right) \quad (5-14)$$

Dans la formule, β est le coefficient lié à la distribution de la courbure de l'élément. Lorsque la distribution de la courbure est conforme à une courbe sinusoïdale, $\beta = \pi^2 \approx 10$. La valeur de $\frac{1}{r_c}$ est la courbure limite de la section transversale critique, qui dépend des valeurs de déformation des armatures tendues et du béton au bord comprimé dans la section transversale.

Les essais montrent que pour des éléments d'excentricité importante, lorsque l'état limite ultime est atteint, la courbure limite de l'état de compression limite, peut être retenue de manière approximative. En tenant compte des effets de charge à long terme, la courbure limite peut être exprimée selon l'hypothèse de conservation des sections planes

$$\frac{1}{r_c} = \frac{\phi \varepsilon_{cu} + \varepsilon_y}{h_0} \quad (5-15)$$

Avec

ε_{cu} —La déformation limite en compression du béton au niveau des fibres extrêmes de la zone comprimée, est prise égale à $\varepsilon_{cu} = 0.0033$

ε_y —La déformation limite en traction des armatures tendues. Pour les armatures de classe HRB400, est prise égale à $\varepsilon_y = 0.0020$.

ϕ —Le coefficient de majoration de déformation dû aux effets de fluage du béton sous charge de long terme, est pris égal à $\phi = 1.25$

Sous les conditions limites, les influences de l'excentricité et de l'élanement sur la courbure limite sont exprimées par ζ_1 et ζ_2

$$\eta = 1 + \frac{1}{e_0} \left(\frac{\phi \varepsilon_{cu} + \varepsilon_y}{h_0} \cdot \frac{l_0^2}{\beta} \right) \zeta_1 \zeta_2 \quad (5-16)$$

En prenant $h \approx 1.1h_0$ et après application numérique, la formule pour le calcul du coefficient η des éléments sollicités à la compression excentrée s'écrit sous la forme

$$\eta = 1 + \frac{1}{1300e_0/h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \quad (5-17)$$

Dans l'équation (5-17), ζ_1 est le coefficient d'ajustement de la courbure de la section, qui dépend principalement de l'excentricité relative e_0/h_0 . Par conséquent, il est également dénommé coefficient d'influence de l'excentricité de charge sur la courbure de la section. Comme mentionné

précédemment, la formule de calcul de η , est établie sur la base de la courbure limite de la section critique, ce qui correspond aux situations d'excentricité importante. Toutefois, les éléments sollicités à la compression d'excentricité faible, ne correspondent pas à ces conditions limites. Pour ces éléments, dans l'état limite considéré, la contrainte dans les armatures tendues n'atteint pas la limite d'élasticité, et la déformation de compression ultime du béton au bord de la zone comprimée, diminue également avec l'augmentation de la hauteur de la zone comprimée. Par conséquent, la courbure de la section diminue avec l'augmentation de la compression axiale. Ainsi, ζ_1 est introduit pour ajuster la courbure de la section. La formule de calcul de ζ_1 est extraite de la « Norme GBJ 10—89 » et l'ajustement est sans objet lorsque $e_0/h_0 = 0.3$.

Le terme ζ_2 dans l'équation (5-17), est le coefficient d'influence du rapport de l'élancement de l'élément, sur la courbure de la section. Des essais montrent qu'avec l'augmentation de l'élancement, la courbure de la section critique diminue lors de l'atteinte de l'état limite. Par conséquent, le terme $\zeta_2 = 1.15 - 0.01l_0/h$ est introduit dans la formule pour ajuster la courbure. Cette formule s'applique lorsque $15 \leq l_0/h \leq 30$. Si $l_0/h < 15$, l'influence de l'élancement n'est pas significative, et $\zeta_2 = 1$. Si $l_0/h > 30$, l'élément est passé de l'état de rupture des matériaux à l'état de défaillance par instabilité, ce qui n'est plus l'objet de l'étude. Lorsque $l_0/h = 30$, la valeur minimale est prise $\zeta_2 = 0.85$.

Les « Règles des ponts JTJ 023—85 » stipulent que l'influence des moments de flexion de second ordre doit être prise en compte lorsque $l_0/i > 28$ (ou $l_0/h > 8$). En se référant aux règlements de construction des bâtiments et aux normes internationales, la valeur de l'élancement limite de $l_0/i \leq 17.5$ (ou $l_0/h \leq 5.0$) pour la non-prise en compte du moment de flexion de second ordre, spécifiée dans la version précédente, a été reconduite dans la présente version.

5.3.11 Les essais montrent que la forme de rupture des éléments sollicités en compression excentrée bidirectionnelle, est similaire à la forme de rupture des éléments sollicités en compression excentrée unidirectionnelle. Par conséquent, l'hypothèse de base du calcul de la résistance de la section droite pour des éléments sollicités en compression excentrée unidirectionnelle est également applicable aux éléments sollicités en compression excentrée bidirectionnelle. Cependant, en raison de la complexité de la forme de la zone comprimée au moment de la rupture, le calcul précis, selon ces hypothèses, peut être complexe. Actuellement, une méthode de calcul approchée est adoptée dans les normes internationales. L'expression de la résistance à la compression des éléments sollicités en compression excentrée bidirectionnelle, a été établie par N. V. Nikitin et a été déduite de celle des éléments sollicités en compression excentrée unidirectionnelle. Cette formule n'est utilisée que pour la vérification de la résistance, et l'origine de cette formule est expliquée comme suit.

Pour un élément sollicité à la pression axiale, la contrainte de compression est σ_{w0} , lorsque la

pression axiale limite dans la section transversale est N_{u0} . La contrainte de compression est σ_{ux} lorsque l'excentricité est e_x et l'effort de compression limite excentré, N_{ux} . La contrainte de compression est σ_{uy} , lorsque l'excentricité est e_y et l'effort de compression limite excentré est N_{uy} . La contrainte de compression est σ_{uxy} , lorsque les excentricités bi-directionnelles sont respectivement e_x et e_y et l'effort de compression limite excentrée bi-directionnel est N_{uxy} . L'aire de la section homogénéisée est A_0 . Le module du moment résistant de la section homogénéisée dans la direction de l'axe x, est W_{0x} , et le module du moment résistant de la section homogénéisée dans la direction de l'axe y est W_{0y} , on obtient:

$$\sigma_{u0} = N_{u0}/A_0 \quad (5-18)$$

$$\sigma_{ux} = N_{ux} \left(\frac{1}{A_0} + \frac{e_x}{W_{0x}} \right) \quad (5-19)$$

$$\sigma_{uy} = N_{uy} \left(\frac{1}{A_0} + \frac{e_y}{W_{0y}} \right) \quad (5-20)$$

$$\sigma_{uxy} = N_{uxy} \left(\frac{1}{A_0} + \frac{e_x}{W_{0x}} + \frac{e_y}{W_{0y}} \right) \quad (5-21)$$

A l'état limite

$$\sigma_{u0} = \sigma_{ux} = \sigma_{uy} = \sigma_{uxy}$$

Selon l'équation (5-19)

$$\frac{e_x}{W_{0x}} = \frac{\sigma_{ux}}{N_{ux}} - \frac{1}{A_0} = \frac{\sigma_{u0}}{N_{ux}} - \frac{1}{A_0} = \frac{N_{u0}}{A_0 N_{ux}} - \frac{1}{A_0}$$

Selon l'équation (5-20)

$$\frac{e_y}{W_{0y}} = \frac{\sigma_{uy}}{N_{uy}} - \frac{1}{A_0} = \frac{\sigma_{u0}}{N_{uy}} - \frac{1}{A_0} = \frac{N_{u0}}{A_0 N_{uy}} - \frac{1}{A_0}$$

En introduisant $\frac{e_x}{W_{0x}}$ et $\frac{e_y}{W_{0y}}$ dans l'équation (5-21), on obtient:

$$\sigma_{uxy} = N_{uxy} \left(\frac{1}{A_0} + \frac{N_{u0}}{A_0 N_{ux}} - \frac{1}{A_0} + \frac{N_{u0}}{A_0 N_{uy}} - \frac{1}{A_0} \right) = \frac{N_{uxy}}{A_0} \left(\frac{N_{u0}}{N_{ux}} + \frac{N_{u0}}{N_{uy}} - 1 \right) \quad (5-22)$$

En multipliant les termes des deux cotés de l'équation (5-22) par A_0 , on obtient:

$$\sigma_{uxy} A_0 = \sigma_{u0} A_0 = N_{u0} = N_{uxy} \left(\frac{N_{u0}}{N_{ux}} + \frac{N_{u0}}{N_{uy}} - 1 \right) \quad (5-23)$$

En divisant l'équation (5-23) par N_{u0} , on obtient:

$$N_{uxy} \left(\frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{u0}} \right) = 1 \quad \text{移项后}$$

$$\frac{1}{N_{uxy}} = \frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{u0}}$$

N_{uxy} doit être supérieur ou égal à l'effort de calcul de compression excentrée bi-directionnel $\gamma_0 N_d$, ainsi on obtient :

$$\frac{1}{\gamma_0 N_d} \geq \frac{1}{N_{uxy}} = \frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{u0}}$$

ou en déplaçant les termes de l'équation (5.3.11)

$$\gamma_0 N_d \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{u0}}} \quad (5-24)$$

5.4 Eléments sollicités à la traction

Les articles 5.4.3 et 5.4.4 sont établis en se référant aux dispositions de la « Norme GB50010 »

Pour les éléments en béton armé de section circulaire, sollicités à la traction excentrée qui comportent des armatures longitudinales uniformément réparties le long du périmètre, la résistance de la section droite est conforme à l'équation $\frac{N_d}{N_{ud}} + \frac{M_d}{M_{ud}} = 1$, équation qui est sécuritaire. Cette formule se transforme en la formule (5.4.4) et des essais montrent qu'elle est également applicable aux éléments en béton armé de section rectangulaire, sollicités à la traction excentrée bi-directionnelle, qui comportent des armatures symétriques. la formule (5.4.3) est obtenue en

introduisant $\frac{e_0}{M_{ud}} = \sqrt{\left(\frac{e_{0x}}{M_{ux}}\right)^2 + \left(\frac{e_{0y}}{M_{uy}}\right)^2}$ dans la formule (5.4.4) . .

5.5 Eléments sollicités à la torsion

5.5.1 Actuellement, il existe deux théories de modélisation, pour le calcul du moment de torsion de résistance ultime relatif à des éléments de section rectangulaire, sollicités à la torsion simple : ce sont soit le modèle en treillis à angle variable, soit le modèle de gauchissement de la section plane. Les sections caissons peuvent également être calculées de la même manière que les sections rectangulaires, lorsque le rapport entre l'épaisseur et la hauteur de l'âme atteint une certaine valeur. Le même moment de torsion de résistance ultime peut être obtenu à partir des deux formules théoriques ci-dessous :

$$T_u = 2\sqrt{\xi} \frac{f_{sv} A_{svl} A_{cor}}{s_v} \quad (5-25)$$

Le paramètre ξ dans l'équation, est le rapport entre la capacité des armatures longitudinales et celle

des armatures transversales qui est égale à :

$$\zeta = \frac{f_{sd} A_{st} s_v}{f_{sv} A_{svl} U_{cor}} \quad (5-26)$$

La valeur de ζ , caractérise l'angle α qui est formé par la fissure de rupture de torsion, et l'axe longitudinal de l'élément. Dans les « Règles des ponts JTJ 023—85 », il est supposé de manière générale que l'angle α est d'environ 45° , or dans le modèle treillis à angle variable, α est l'angle d'inclinaison des bielles qui ne correspond pas toujours à 45° mais qui peut être calculé par la formule suivante

$$\tan \alpha = \sqrt{\frac{1}{\zeta}} = \sqrt{\frac{f_{sv} A_{svl} U_{cor}}{f_{sd} A_{st} s_v}} \quad (5-27)$$

Lorsque $\alpha = 45^\circ$, $\zeta = 1$, selon l'équation (5-26) :

$$\frac{f_{sv} A_{svl}}{s_v} = \frac{f_{sd} A_{st}}{U_{cor}}$$

En introduisant les équations ci-dessus dans l'équation (5-25), on obtient les deux solutions suivantes :

$$T_u = 2 \frac{f_{sv} A_{svl} A_{cor}}{s_v} \quad (5-28)$$

$$T_u = 2 \frac{f_{sd} A_{st} A_{cor}}{U_{cor}} \quad (5-29)$$

En adoptant la convention de signe des « Règles des ponts JTJ 023—85 », les formules (5-28) et (5-29) sont identiques aux formules 4.1.23 (4.1.23-1) et (4.1.23-2) des « Règles des ponts JTJ 023—85 ». En d'autres termes, la formule de calcul du moment de torsion résistant limite des éléments de section rectangulaire, sollicités en torsion simple des « Règle des ponts JTJ 023—85 », est établie sur l'hypothèse de $\alpha = 45^\circ$ et $\zeta = 1$. Cependant, la résistance à la torsion du béton a été négligée dans les « Règle des ponts JTJ 023—85 » et la formule (5-25).

Des essais montrent que la formule de calcul des « Règles des ponts JTJ 023—85 » est sécuritaire lorsque le ratio d'armatures est faible, car la résistance à la torsion du béton n'est pas prise en compte. Lorsque le ratio d'armatures est élevé, les résultats sont surévalués car les armatures longitudinales et transversales ne peuvent pas céder en même temps. Par conséquent, il est nécessaire d'ajuster les résultats des calculs des formules des « Règles des ponts JTJ 023—85 ». En plus de l'ajustement mentionné ci-dessus sur l'angle d'inclinaison α de la fissure de rupture sous forme de spirale, de nombreux chercheurs estiment que l'influence de la résistance du béton, observée dans l'essai, devrait également être reflétée dans la formule de calcul du moment de torsion résistant ultime, et suggèrent la méthode de calcul suivante :

$$T_u = T_c + \alpha_t \frac{f_{sv} A_{sv1} A_{cor}}{s_v} \quad (5-30)$$

Le premier terme T_c sur le côté droit de l'équation, représente la résistance à la torsion du béton, et le deuxième terme représente la résistance à la torsion des armatures. Ces deux termes de l'équation (5.5.1-1) sont extraits de la norme nationale « Norme GBJ 10—89 ». Dans le premier terme, la résistance à la torsion du béton est prise égale au moment de fissuration T_{cr} (prendre 50% de $0.7f_{td}W_t$). Dans le second terme de résistance à la torsion des armatures, le coefficient α_t est pris égal à $1.2\sqrt{\zeta}$. La résistance totale à la torsion, est définie par les valeurs inférieures des résultats d'essais. Les essais montrent que lorsque la valeur de ζ , dans l'équation, est comprise entre $0.5 \sim 2.0$, les contraintes dans les armatures longitudinales et transversales peuvent généralement atteindre leur limite d'élasticité en même temps que la rupture de l'élément. Pour que le calcul soit sécuritaire, on considère que $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$. Les valeurs proches de $\zeta = 1.2$ sont les valeurs optimales pour que les armatures atteignent leurs limite d'élasticité. Afin d'équilibrer les forces internes dans la section, seules les sections des armatures symétriques sont prises en compte dans le calcul.

Pour le calcul de la résistance de la section caisson des éléments en béton armé, sollicités à la torsion simple, et en se référant aux normes internationales, le premier terme de résistance à la torsion du béton est multiplié par un coefficient de réduction β_a (pris égal à la plus petite valeur entre $4 \frac{t_2}{b}$ ou $4 \frac{t_1}{h}$, et doit être inférieur ou égal à 1).

Les essais des éléments en béton armé sollicités à la torsion simple, montrent que la condition pour que la précontrainte améliore la résistance à la torsion, est que la contrainte dans les armatures longitudinales n'atteignent pas la limite d'élasticité. Lorsque la contrainte normale dans le béton, générée par l'effort de précontrainte, ne dépasse pas la limite spécifiée, la résistance à la torsion de l'élément sollicité en torsion simple peut être augmentée de $0.08 \frac{N_{p0}}{A_0} W_t$. Compte tenu des effets défavorables tels que la répartition non-uniforme des contraintes, le pourcentage de majoration pris dans la présente norme est de $0.05 \frac{N_{p0}}{A_0} W_t$ et cette majoration est applicable uniquement si l'excentricité $e_{p0} \leq h/6$. Lors du calcul de ζ , l'effet des armatures de précontrainte n'est pas pris en compte.

Des essais montrent également que l'effet favorable considéré de la précontrainte sur la résistance doit être limité. Par conséquent, lorsque $N_{p0} > 0.3f_{cd}A_0$, il est considéré que $N_{p0} = 0.3f_{cd}A_0$.

Pour des structures ou des éléments en béton armé sollicités à la torsion, le moment de torsion peut

être calculé selon l'équilibre des efforts internes dans la section transversale s'il est généré directement par les charges appliquées. Dans ce cas, il s'agit d'une « torsion d'équilibre ». Si le moment de torsion est dû à la restriction de déformation de l'élément ou des éléments adjacents, et calculé selon les conditions de continuité de déformation rotationnelle, il s'agit de « torsion supplémentaire ». Dans ce dernier cas, la déformation continue peut introduire une redistribution des efforts internes ce qui a un effet réducteur sur le moment de torsion. Les formules de calcul de la torsion, données dans le présent chapitre ne tiennent pas compte des moments de torsion supplémentaire et sont ainsi applicables uniquement dans le cas de moments de torsion d'équilibre.

5.5.2 Cette formule (5.5.2-1) est obtenue en supposant qu'il existe une zone de diffusion limite des contraintes de cisaillement, qui forme un angle à 45° avec chaque côté de la section, lorsque la section rectangulaire de l'élément en béton armé est entièrement plastifiée, et en calculant le moment du flux de cisaillement par rapport au centre de rotation de la section. Selon les conditions d'équilibre (Figure 5-5) :

$$T = \left\{ 2 \frac{b}{2}(h-b) \frac{b}{4} + 4 \frac{b}{2} \frac{b}{2} \frac{1}{2} \frac{b}{3} + 2 \frac{b}{2} \frac{b}{2} \left[\frac{2}{3} \frac{b}{2} + \frac{1}{2}(h-b) \right] \right\} \tau_T = \frac{b^2}{6}(3h-b) \tau_T$$

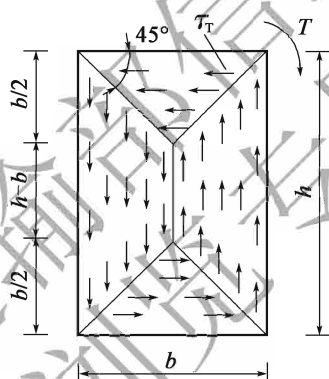


figure 5-5 Distribution des flux de contrainte de cisaillement

Ainsi

$$W_t = \frac{b^2}{6}(3h-b) \quad (5-31)$$

Le module plastique résistant à la torsion de la section caisson, est calculé selon la formule ci-dessus, et se déduit de la différence entre le module de la section rectangulaire pleine, et celui de la section vide rectangulaire intérieure.

5.5.3 Des essais montrent que lorsque les quantités d'armatures de torsion de l'élément sont excessives, le béton peut céder avant que les armatures n'atteignent la limite d'élasticité et qu'il est ainsi nécessaire de limiter les dimensions minimales de ces éléments. Le principe consiste à limiter la contrainte de cisaillement du béton à une certaine valeur maximale, ce qui est similaire au principe qui consiste à limiter la résistance du béton dans le calcul de la résistance au cisaillement de

la section inclinée. Pour les éléments sollicités à la flexion, au cisaillement, et à la torsion, en raison de la complexité des efforts internes, la méthode de calcul adoptée actuellement consiste à calculer les contraintes de cisaillement dues à la torsion et celles dues à la flexion et aux efforts tranchants, et de vérifier que la somme de ces contraintes de cisaillement est inférieure à la résistance au cisaillement spécifiée du béton. La résistance au cisaillement spécifiée du béton dans les « Règles des ponts JTJ 023—85 » a été reconduite dans la présente norme. En conception, lorsque la contrainte de cisaillement générée par la torsion, dépasse la limite spécifiée dans la formule (5.5.3-1), les dimensions de la section transversale de l'élément doivent être modifiées ou bien la classe de résistance du béton doit être augmentée.

Cette formule (5.5.3-2) donne la limite inférieure de la contrainte de façon similaire à celle qui est utilisée dans le calcul du cisaillement pour les sections inclinées. Si les conditions de cette formule sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures de torsion. Toutefois, afin d'éviter une rupture fragile, et de garantir une certaine ductilité lors de la rupture de l'élément, des armatures constructives devraient être prévues conformément à l'article 9.3.13. La valeur limite retenue dans l'équation (5.5.3-2) est proche de celle qui est spécifiée dans les « Règles des ponts JTJ 023—85 ».

5.5.4 Actuellement, la résistance des éléments en béton armé sollicités au cisaillement et à la torsion, est généralement calculée en additionnant la résistance au cisaillement à la résistance à la torsion, calculées séparément. Cependant, pour les éléments sollicités au cisaillement et à la torsion simultanément, l'effort de torsion et celui de cisaillement ont tous deux une influence sur le béton et les armatures transversales de l'élément. Par conséquent, l'addition simple de la résistance à la torsion à celle du cisaillement, n'est pas sécuritaire vis-à-vis du calcul des armatures et en particulier pour le calcul du béton. Des essais montrent que la résistance au cisaillement et à la torsion du béton de l'élément, est réduite sous l'action conjointe du cisaillement et de la torsion. En raison de la complexité des efforts internes dans les éléments sollicités à la torsion et au cisaillement, la résistance à la torsion et celle au cisaillement des armatures transversales sont simplement additionnées, tandis que pour le béton un coefficient de réduction β_t est introduit dans la formule de calcul de la résistance à la torsion et au cisaillement. La formule (5.5.4-3) de calcul de β_t , de la présente norme est extraite de la « Norme GBJ 10—89 », qui est obtenue en ajustant la courbe théorique de corrélation de la résistance au cisaillement-torsion selon les résultats mesurés sur essais et en simplifiant son expression, comme expliqué ci-dessous :

D'après l'étude expérimentale menée sur des éléments sollicités au cisaillement et à la torsion, qui comportent des armatures transversales, et menées sur des éléments qui n'en comportent pas, on peut conclure que la courbe de corrélation de la résistance du béton à la torsion et au cisaillement (mesurée sans dimension par T_c/T_{c0} et V_c/V_{c0}) présente la forme d'un quart de cercle, comme présenté sur la figure 5-6. Les T_c et V_c ci-dessus représentent la résistance à la torsion et au

cisaillement du béton des éléments sollicités à la torsion et cisaillement qui comportent des armatures transversales. Le T_{co} et le V_{co} représentent la résistance à la torsion et au cisaillement du béton des éléments sollicités à la torsion simple, et qui comportent des armatures transversales. Afin de simplifier le calcul, la courbe en 1/4 de cercle EF de la figure 5-5 est remplacée de manière approximative par des segments de droite EG, GH, HF. L'extension de GH intersecte les axes de coordonnées aux points C et D. Il est supposé que $\angle OCD = 45^\circ$, et qu'ainsi $CE = DF = b$.

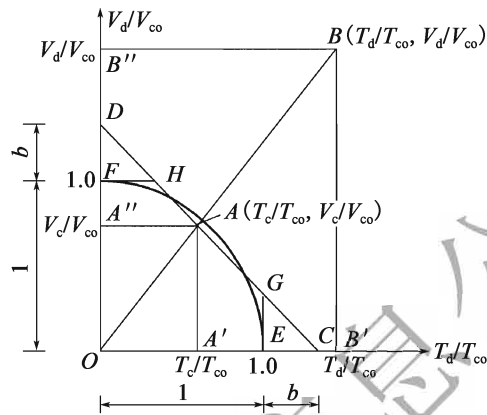


Figure 5-6 courbe de corrélation de la résistance du béton à la torsion et au cisaillement

Dans le triangle $\Delta AA'C$

$$\frac{\frac{V_c}{V_{co}}}{1 + b - \frac{T_c}{T_{co}}} = 1$$

Ainsi

$$V_c = 1 + b - \frac{T_c}{T_{co}} \quad (5-32)$$

Selon $\Delta OAA'' \approx \Delta OBB''$,

$$\frac{\frac{V_c}{V_{co}}}{\frac{V_d}{V_{co}}} = \frac{\frac{T_c}{T_{co}}}{\frac{T_d}{T_{co}}}$$

Par conséquent

$$\frac{V_c}{V_d} = \frac{T_c}{T_d} \quad (5-33)$$

En introduisant l'équation (5-32) dans l'équation (5-33), on obtient :

$$\frac{T_c}{T_d} = \left[1 + b - \frac{T_c}{T_{co}} \right] \frac{V_{co}}{V_d}$$

qui devient après simplification :

$$T_c = \frac{(1+b)V_{co}}{\frac{V_d}{T_d} + \frac{V_{co}}{T_{co}}} \quad (5-34)$$

En introduisant l'équation(5-32) dans l'équation (5-33), on obtient :

$$V_c = \left[(1+b) - \frac{(1+b)V_{co}}{\frac{V_d}{T_d} + \frac{V_{co}}{T_{co}}} \right] V_{co} = \left[(1+b) - \frac{(1+b)}{1 + \frac{V_d T_{co}}{T_d V_{co}}} \right] V_{co}$$

En définissant le coefficient β_t

$$\beta_t = \frac{1+b}{1 + \frac{V_d T_{co}}{T_d V_{co}}} \quad (5-35)$$

Par conséquent

$$V_c = (1+b-\beta_t)V_{co} \quad (5-36)$$

Selon l'équation(5-34)

$$T_c = \frac{1+b}{1 + \frac{V_d T_{co}}{T_d V_{co}}} T_{co} = \beta_t T_{co} \quad (5-37)$$

En prenant $b = 0,5$ pour les équations (5-36) et (5-37), l'approximation de la courbe de corrélation est bien meilleure que celle obtenue par les essais. Dans cette expression, V_d et T_d correspondent aux valeurs de calcul des efforts sollicitants de cisaillement et de torsion, appliqués à des éléments qui comportent des armatures transversales. Les valeurs de V_0 et T_0 sont respectivement l'effort tranchant résistant des éléments sollicités à la flexion, qui comportent des armatures transversales et le moment de torsion résistant des éléments sollicités à la torsion simple.

Dans la « Norme GBJ 10—89 », la résistance au cisaillement du béton des éléments sollicités à la flexion, qui comportent des armatures transversales, est prise égale à $V_{co} = 0.07f_c b h_0$ (avec f_c équivalent à f_{cd} de la présente norme). La résistance à la torsion du béton des éléments sollicités en torsion simple, qui présentent des armatures transversales, est prise égale à $T_{co} = 0.35f_t W_t$ (avec f_t équivalent à f_{td} de la présente norme). En introduisant la présente formule dans l'équation (5-35) :

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{V_d W_t}{T_d b h_0}} \quad (5-38)$$

Pour les éléments en béton armé, l'influence du coefficient de réduction β_t sur la résistance à la

torsion du béton peut être négligée.

En introduisant β_t dans les équations (5-36) et (5-37)

$$V_c = 0.07(1.5 - \beta_t)f_c b h_0 \quad (5-39)$$

$$T_c = 0.35\beta_t f_t W_t \quad (5-40)$$

Ceci est la formule de calcul de la résistance au cisaillement et de la résistance à la torsion du béton des éléments sollicités au cisaillement et à la torsion, qui présentent des armatures transversales selon la « Norme GBJ 10—89 » (les résistances au cisaillement et à la torsion des armatures transversales sont prises respectivement égales à celle des armatures transversales des éléments sollicités à la flexion et des éléments sollicités à la torsion simple). Dans la présente norme, le moment de torsion résistant est extrait de la « Norme GBJ 10—89 ». Néanmoins, l'effort tranchant résistant, qui est basé sur celui des éléments sollicités en flexion, est pris égal à la résistance cumulée du béton et des armatures, qui se présente sous la forme d'un produit. Ainsi dans la présente norme, des ajustements ont été apportés à ce terme par rapport à son expression dans la « Norme GBJ 10—89 » qui tient compte uniquement de la réduction de la résistance du béton. Après comparaison des résultats des calculs des différents éléments, le pourcentage de réduction de la résistance cumulée à la torsion du béton et des armatures, peut être établi en appliquant un coefficient de réduction de $(10 - 2\beta_t)/20$ au lieu de $(1.5 - \beta_t)$ sur la résistance totale, de façon similaire à ce qui a été fait avec le pourcentage de réduction de la résistance à la torsion selon la méthode de calcul de la « Norme GBJ 10—89 », dans laquelle le coefficient de réduction est appliqué à l'effort tranchant résistant du béton.

5.5.5 Pour le calcul des éléments en béton armé, sollicités à la torsion, dont les sections sont en forme de T, de I ou en forme de caisson avec hourdis, les sections peuvent être subdivisées en plusieurs sections rectangulaires, lors du calcul de la résistance à la torsion. Le principe de subdivision est le suivant: la hauteur des sections élémentaires qui correspondent aux âmes ou au caisson central est prise égale à la hauteur totale de la section de la poutre, et ensuite les sections élémentaires qui correspondent aux parties en encorbellement du hourdis comprimé ou tendu sont définies. Les essais réalisés sur des éléments soumis à la torsion simple, de section en forme de T ou de I, montrent que la première fissure inclinée apparaît au milieu de la surface latérale des âmes, lors de la rupture des éléments. Dans le cas où la largeur des âmes est supérieure à l'épaisseur du hourdis, si la partie du hourdis en encorbellement est retirée de la section, il est constaté que la fissure sur la surface latérale des âmes est reliée à la fissure du hourdis supérieur, en formant une fissure inclinée sous forme de spirale, les fissures étant interconnectées. Ceci indique que les encorbellements du hourdis ont peu d'influence sur la formation des fissures dans les âmes qui sont relativement indépendantes. Par conséquent, les calculs à la torsion des âmes et du hourdis en encorbellement, peuvent être effectués séparément. Après subdivision de la section totale, la section élémentaire qui correspond aux âmes ou au caisson est calculée en tant qu'élément sollicité

au cisaillement et à la torsion, et la section élémentaire qui correspond aux parties en encorbellement du hourdis comprimé ou tendu, est calculée en tant qu'élément sollicité à la torsion simple en négligeant les efforts de cisaillement. L'essai montre également que pour les parties du hourdis en encorbellement qui comportent des armatures transversales, le moment de torsion résistant augmente avec l'augmentation du porte-à-faux du hourdis. Cependant, si la longueur de la partie en encorbellement est trop grande, la rigidité globale de la section est réduite, lorsqu'elle est connectée aux âmes, et le risque de rupture de l'encorbellement est augmenté du fait de la déformation de flexion. Par conséquent, le moment de torsion résistant des parties du hourdis en encorbellement, sera fortement réduit du fait de sa longueur excessive. Dans la présente norme, il est considéré que la longueur de l'encorbellement du hourdis ne doit dépasser 3 fois son épaisseur. Le rapport entre le moment de torsion réparti sur chacune des sections élémentaires et le moment de torsion total, est égal au rapport entre le module résistant plastique à la torsion de la section élémentaire et le module résistant plastique à la torsion de la section totale.

La formule de calcul du module résistant plastique à la torsion de l'encorbellement du hourdis comprimé $W'_{tf} = \frac{h_f'^2}{2}(b'_f - b)$ s'exprime comme suit; selon la formule (5.5.2-1) de la présente norme, le module résistant plastique à la torsion de la section rectangulaire est de $W_t = \frac{b^2}{6}(3h - b)$, qui peut s'écrire en $\alpha b^2 h$, avec $\alpha = \frac{1}{6}\left(3 - \frac{b}{h}\right)$ et α est le coefficient lié au rapport entre la dimension b du côté court, et la dimension h du côté long de la section. Etant donné que la section en encorbellement est élancée, dans le cas de la plastification totale des matériaux, il est considéré que $b/h = 0$, ce qui donne $\alpha = \frac{1}{6}$, $W_t = \frac{1}{6}b^2 h$. Pour la section en encorbellement du hourdis, $W'_{tf} = \frac{h_f'^2}{2}(b'_f - b)$, avec h_f' dimension du côté court et $(b'_f - b)$ dimension du côté long.

5.5.6 Dans les travaux de construction des ponts, le cas d'éléments sollicités à la torsion simple ou d'éléments sollicités au cisaillement et à la torsion est très rare. Dans la plupart des cas, les éléments sont sollicités à la flexion, au cisaillement et à la torsion en même temps. Les armatures de ces éléments peuvent être calculées selon l'article 5.5.5 de la présente norme, en divisant la section totale en plusieurs sections rectangulaires élémentaires, qui sont ensuite calculées séparément. Par exemple, les armatures longitudinales de flexion doivent être calculées en fonction de la résistance à la flexion de la section droite, et ces armatures doivent être disposées au bord de la zone tendue. Les sections rectangulaires, les âmes des sections en forme de T ou de I, la section centrale rectangulaire de la section en caisson avec hourdis, doivent être calculées en tant qu'éléments sollicités au cisaillement et à la torsion. Les armatures longitudinales obtenues selon le calcul de la résistance à la torsion doivent être disposées uniformément et symétriquement, le long du périmètre de l'âme ou du caisson rectangulaire, tandis que les armatures verticales sont calculées

en additionnant les sections d'armatures requises pour la résistance au cisaillement de la section inclinée et celles requises pour la résistance à la torsion. Les encorbellements des sections en forme de T, de I, ou de caisson avec hourdis comprimé ou tendu, doivent être calculés en tant qu'éléments sollicités à la torsion simple. Les sections des armatures longitudinales et transversales doivent être calculées en fonction du moment résistant à la torsion requis. Les armatures longitudinales doivent être disposées uniformément et symétriquement le long du périmètre de l'encorbellement.

5.6 Eléments sollicités au poinçonnement

5.6.1 Cet article concerne le calcul de la résistance au poinçonnement des dalles en béton armé sans armatures de poinçonnement. Le coefficient 0,7 dans la formule (5.6.1) est un coefficient empirique. Le coefficient β_h est le coefficient qui tient compte de l'influence de la hauteur et qui montre que la résistance au poinçonnement de la dalle diminue avec l'augmentation de son épaisseur. Dans les dalles comportant des armatures de précontrainte, les efforts de précontrainte peuvent empêcher l'apparition et le développement de fissures, et augmenter la hauteur de la zone comprimée du béton des éléments sollicités au cisaillement. Cet effet qui est favorable à la résistance au poinçonnement de la dalle, a été pris en compte dans la formule.

5.6.2 Au cours des travaux de construction, lorsque la résistance au poinçonnement du béton n'est pas suffisante ou qu'il est difficile d'augmenter l'épaisseur de la dalle, la seule augmentation de la classe de résistance du béton, n'est pas la meilleure solution, de sorte qu'il est nécessaire de prévoir des armatures de poinçonnement dans ce cas. Des essais ont montré que la résistance au poinçonnement des dalles qui comportent des armatures de poinçonnement, est considérablement augmentée. Ces armatures doivent être disposées près de la surface d'application de la charge concentrée, faute de quoi, la résistance au poinçonnement n'est pas améliorée de manière significative. De plus, l'ancrage des armatures de poinçonnement est également très important, faute de quoi un mauvais ancrage affecterait sa résistance.

Des essais ont montré que la forme de la rupture et la distribution des efforts internes des dalles en béton, qui comportent des armatures de poinçonnement, sont similaires à celles d'éléments sollicités à la flexion, qui comportent des armatures transversales. Lorsque la quantité d'armatures de poinçonnement atteint un certain niveau, la résistance au poinçonnement de la dalle ne peut plus être améliorée. Par conséquent, il est nécessaire de limiter la quantité d'armatures de poinçonnement selon le même principe que celui qui a été adopté pour la limitation de la section de cisaillement des éléments sollicités à la flexion. Les normes chinoises et internationales ont adopté certaines dispositions à ce sujet, dispositions pour lesquelles il est considéré que la résistance au poinçonnement maximale de la dalle, comportant des armatures de poinçonnement, ne doit pas

dépasser 1,5 fois la résistance au poinçonnement de la dalle sans armatures de poinçonnement. De cette façon, la résistance des armatures de poinçonnement peut généralement être pleinement exploitée afin d'éviter des fissures inclinées trop ouvertes en phase de service.

D'après les résultats de recherches menées à l'étranger, il est estimé que parmi les diverses formes d'armatures de poinçonnement, les cadres et les armatures inclinées d'effort tranchant sont les plus efficaces, et qu'elles doivent être disposées au niveau des sections où le risque d'apparition de fissure est le plus grand. Dans les dalles en béton qui disposent d'armatures de poinçonnement, la résistance au poinçonnement du béton est réduite du fait de l'apparition et du développement de fissures inclinées, et la valeur de la charge qui donne lieu à l'apparition des fissures dans ces éléments, est d'environ la moitié de celle de la charge de rupture de poinçonnement des dalles en béton armé qui ne disposent pas d'armatures de poinçonnement.

Dans les sections en dehors du prisme de poinçonnement où les armatures de poinçonnement sont absentes, la vérification au poinçonnement du béton de la dalle, est toujours nécessaire pour éviter que la défaillance par poinçonnement ne se produise. Dans ce cas, le périmètre le plus défavorable est pris égal à celui situé à $0.5h_0$ du prisme de poinçonnement.

5.7 Eléments sollicités par des efforts concentrés

5.7.1 Cet article conserve pour l'essentiel la forme de la version précédente, certains paramètres sont explicités comme suit :

1. Lors du calcul de la valeur β du coefficient de majoration de la résistance aux efforts concentrés du béton, les aires des trous ne sont pas déduites des sections A_1 et A_b . Dans le même temps, la valeur de A_{in} des plaques d'ancrage avec tromplaque qui résulte des conceptions précédentes et de l'expérience, a été prise en compte, .
2. Aux états limites ultimes et aux états limites de service, le coefficient de majoration de la résistance aux efforts concentrés des bétons à haute résistance, est inférieur à celui des bétons de classe normale. Cet effet de diminution de la valeur du coefficient avec l'augmentation de la classe du béton (C50 ~ C80), a été pris en compte par le coefficient d'ajustement η_s .
3. Les valeurs de calcul sont adoptées à la fois pour les charges et pour les matériaux. Le coefficient partiel, pour les efforts de précontrainte dans la zone comprimée de la plaque d'ancrage des éléments précontraints par post-tension, est pris égale à 1,2.

5.7.2 Cet article conserve pour l'essentiel l'expression de la version précédente mais certains paramètres sont explicités comme suit :

1. Lors du calcul du coefficient de majoration de la résistance aux efforts concentrés β_{cor} , les aires des trous ne sont pas déduites des sections A_{cor} et A_l .
2. Le coefficient d'influence des armatures de confinement k a été introduit dans le deuxième terme du côté droit de l'équation (5.7.2-1). Ce coefficient indique que la majoration de la résistance vis-à-vis des efforts concentrés, apportée par les armatures de confinement, diminue avec l'augmentation de la classe du béton.

交通运输部信息公开
浏览专用

6 États-Limites de Service (ELS)

6.1 Généralités

6.1.1 Dans la conception, aux états limite de service, les effets des charges doivent être calculés sous combinaison fréquente et sous combinaison quasi-permanente. La combinaison fréquente est basée sur la valeur caractéristique des charges permanentes, la valeur fréquente des charges variables dominantes, et la valeur quasi-permanente des charges variables d'accompagnement, ce qui équivaut à la combinaison d'actions à court terme de la version précédente de cette norme. La combinaison quasi-permanente est constituée de la valeur caractéristique des charges permanentes et de la valeur quasi-permanente de la charge variable dominante, ce qui équivaut à la combinaison d'actions à long terme de la version précédente de cette norme.

La prise en compte de l'impact dynamique des véhicules et des efforts de la précontrainte dans les combinaisons d'actions, a été spécifiée dans les « Règles générales pour la conception des ponts routiers et des ponceaux », de sorte que ces dispositions ne sont pas répétées dans la présente norme.

6.1.2 Pour les éléments en béton précontraint de section entièrement comprimée, la contrainte de traction n'est pas autorisée en bord de zone tendue dans les sections des éléments, sous combinaison fréquente des charges, de sorte qu'il est nécessaire de maintenir un effort de précontrainte important. Pour les éléments en béton précontraint de section partiellement comprimée, les contraintes de traction où les fissures, sont autorisées en bord de zone tendue, dans les sections des éléments sous combinaison fréquente des charges. Ainsi, les efforts de précontrainte des éléments de section partiellement comprimée, sont moins importants que ceux des éléments de section entièrement comprimée, ce qui permet de diminuer la quantité des armatures de précontrainte. Ceci est également l'objectif de l'utilisation des éléments en béton précontraint de section partiellement comprimée. Pour les éléments en béton précontraint de section partiellement comprimée de catégorie A, la contrainte de traction, au bord de la zone tendue de la section

critique, doit être inférieure à la valeur limite. Les éléments pour lesquels ces contraintes de traction dépassent cette valeur limite, et ceux qui présentent des fissures de traction, sont des éléments précontraints de section partiellement comprimée de catégorie B.

L'utilisation d'éléments en béton précontraint à section partiellement comprimée, permet de réduire la contrainte de compression dans les zones comprimées, d'économiser des armatures de précontrainte, et même de réduire la hauteur de la section. Ces avantages permettent d'éviter des contre-flèches trop importantes, particulièrement pour les ponts de portées faibles, qui sont soumis à des charges d'exploitation importantes. Pour les éléments en béton précontraint, de section partiellement comprimée, de classe B, les fissures restent fermées pendant la plus grande partie de la durée de vie de service. L'ouverture des fissures n'est possible uniquement que pendant de courtes durées, lorsque la valeur maximale de charge de calcul est atteinte. Selon les dispositions de la présente norme, pour les éléments en béton précontraint de section partiellement comprimée, les armatures de précontrainte doivent se situer à l'intérieur des zones occupées par les armatures passives de manière à ce qu'elles ne soient pas corrodées du fait des fissures.

6.1.3 Les fissures types des ponts-caissons, ainsi que la relation entre les fissures et les contraintes, sont présentées dans le « Guide technique pour la conception et la construction de ponts à poutres en béton précontraint de grande portée » dont des extraits sont présentés dans le tableau 6-1 ci-dessous.

Tableau 6-1 fissures types des ponts-caissons et contraintes correspondantes

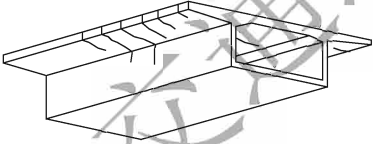
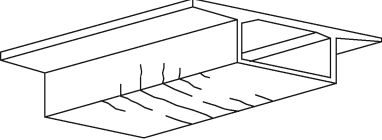
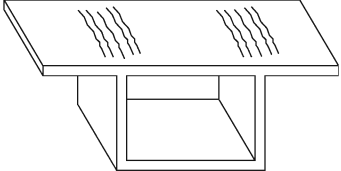
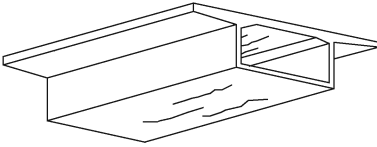
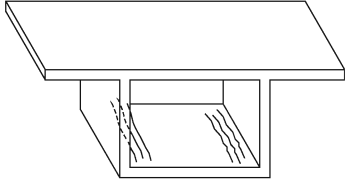
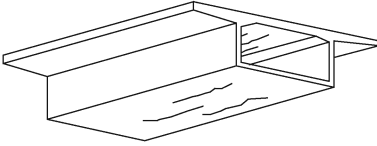
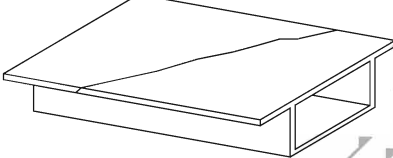
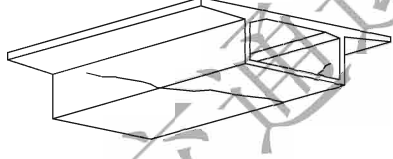
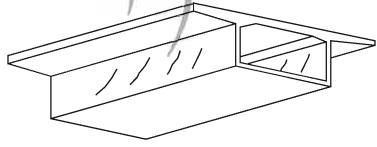
Illustration des fissures		Contraintes
	<p>Fissures transversales sur le hourdis supérieur et fissures verticales sur la partie supérieure des âmes au niveau des sections sur appuis</p>	<p>Contrainte normale dans la direction longitudinale générée par les moments négatifs</p>
	<p>Fissures transversales sur le hourdis inférieur et fissures verticales sur la partie inférieure des âmes au niveau des sections à mi-travée</p>	<p>Contrainte normale dans la direction longitudinale générée par les moments positifs</p>
	<p>Fissures longitudinales sur le hourdis supérieur au niveau des jonctions avec les âmes</p>	<p>Contrainte normale dans la direction transversale générée par les moments locaux négatifs sur les hourdis supérieurs</p>

Illustration des fissures		Contraintes
	Fissures longitudinales sur le hourdis supérieur au niveau de la mi-travée	Contrainte normale dans la direction transversale générée par les moments locaux positifs sur les hourdis supérieurs
	Fissures longitudinales sur le hourdis inférieur au niveau des jonctions avec les âmes	Contrainte normale dans la direction transversale générée par la poussée au vide de la précontrainte
	Fissures longitudinales sur le hourdis inférieur à mi-travée	Contrainte normale dans la direction transversale générée par la poussée au vide de la précontrainte
	Fissures inclinées qui traversent le hourdis supérieur, les âmes et le hourdis inférieur dans la partie $L/4 \sim 3L/4$ de la travée	Contrainte principale de traction dans le hourdis supérieur
		Contrainte principale de traction dans le hourdis inférieur
	Fissures inclinées sur les âmes au niveau de $L/4$ et en extrémité de poutre	Contrainte principale de traction dans les âmes

Si les facteurs aléatoires liés aux matériaux, à la température, ou aux procédés de construction sont exclus, les dispositions du tableau 6.1.3 sont suffisantes du point de vue de la conception, pour assurer la vérification de la résistance à la fissuration des poutres-caissons.

6.1.4 Par rapport à la version précédente de cette norme, les modifications des dispositions relatives à la limite de contrainte lors de la mise en tension des armatures de précontraintes sont les

suivantes :

1. Par expérience, la qualité de la conception et de la construction, est assurée par application des dispositions de la version précédente pour ce qui concerne la limite de contrainte lors de la mise en tension des armatures de précontrainte intérieure, par fils ou torons. De sorte que, ces dispositions n'ont pas été modifiées dans la présente version.
2. La contrainte limite, lors de la mise en tension des armatures de précontrainte extérieure par torons, est liée à la perte de tension de la précontrainte extérieure, à l'augmentation de la contrainte due aux charges d'exploitation, et à la contrainte limite de traction, en service. Par exemple, pour les ponts à poutres de portées 30m, 50m, et 75m, si la contrainte limite maximale dans les armatures de précontrainte, est de $0.60f_{pk}$, on peut en déduire que la contrainte limite lors de la mise en tension doit être de $0.68f_{pk} \sim 0.71f_{pk}$. Par conséquent, la contrainte limite à la mise en tension des armatures de précontrainte extérieure spécifiée par la présente norme, est de $0.70f_{pk}$.
3. Des ruptures de barres de précontrainte, nervurées, ont été constatées lors de la mise en tension. Par conséquent et en se référant aux « Règles de conception des structures en béton armé » (GB 50010), la contrainte limite à la mise en tension des barres de précontrainte nervurées a été diminuée dans cette version de la norme.

Il convient de souligner que pour les éléments précontraints par post-tension, la contrainte limite à la mise en tension, spécifiée dans la présente norme, est la contrainte dans les armatures de précontrainte, à la sortie des dispositifs d'ancrage. Lorsque les blocs d'ancrage sont installés à l'extrémité des poutres, la contrainte limite au niveau des blocs d'ancrage est égale à la somme de la contrainte dans les armatures de précontrainte à la sortie des dispositifs d'ancrage, et de la perte de tension due au frottement entre les armatures et les blocs d'ancrage. Si cette perte est importante, il faut s'assurer que la contrainte limite au niveau du bloc d'ancrage ne dépasse la contrainte limite à la mise en tension. Par exemple, pour les fils et les torons, la contrainte limite est de $0.8f_{pk}$. Dans ce contexte, la contrainte limite au niveau du bloc d'ancrage, est la valeur de la contrainte obtenue en divisant la force de tension totale affichée par le manomètre du vérin, lors de la mise en tension, par la section des armatures de précontrainte.

6.1.6 Cet article présente la formule de calcul de la contrainte normale du béton, générée par les efforts de précontrainte.

1. Les éléments en béton, précontraints par pré-tension, sont utilisés uniquement dans les structures à travées isostatiques. Par conséquent, la ligne de pression des efforts de précontrainte coïncide avec la ligne des centres de gravité des armatures de précontrainte. La

contrainte normale du béton, générée par les efforts de précontrainte, peut être calculée en utilisant les formules de calcul des éléments sollicités à la compression excentrée.

2. Lorsque les éléments en béton précontraints par post-tension, sont utilisés dans les structures isostatiques, la contrainte normale du béton, générée par les efforts de précontrainte, peut être calculée en utilisant les formules de calcul des éléments sollicités à la compression excentrée. Lorsque ces éléments sont utilisés dans les structures hyperstatiques, telles que les poutres continues, la ligne de pression des efforts de précontrainte (constituée des centres de gravité des contraintes de compression due à la précontrainte dans chacune des sections transversales) ne coïncide plus avec la ligne des centres de gravité des armatures de précontrainte du fait de l'action des moments hyperstatiques de précontrainte. Dans ce cas, si les formules de calcul des éléments sollicités à la compression excentrée, sont toujours utilisées pour calculer la contrainte du béton, l'excentricité utilisée dans le calcul, doit être prise égale à la distance entre le centre de gravité des contraintes de compression du béton, et le centre de gravité de la section nette. Par conséquent, lorsque les éléments en béton, précontraints par post-tension, sont utilisés dans les structures à travées hyperstatiques telles que les poutres continues, il est nécessaire de prendre en compte les moments hyperstatiques dus à la précontrainte et de calculer la distribution des contraintes normales dans le béton.
3. Pour les éléments en béton, précontraints par post-tensions intérieure et extérieure, la contrainte normale dans le béton, générée par les efforts de précontrainte, peut être calculée en se référant à la méthode utilisée pour les éléments en béton, précontraints intérieurement par post-tension.

6.1.7 Cet article présente la formule qui permet de calculer la résultante des efforts dans les armatures de précontrainte et dans les armatures passives, ainsi que l'excentricité de cet effort résultant. Lorsque des armatures passives sont présentes dans les éléments en béton précontraint, des contraintes opposées à l'effort de précontrainte, sont générées dans ces armatures, en raison du retrait et du fluage du béton, ce qui réduit la contrainte de pré-compression du béton dans la zone tendue des sections transversales, et réduit la résistance à la fissuration des éléments. Cet effet doit être pris en compte dans le calcul. Afin de simplifier le calcul, il est supposé que la contrainte dans les armatures passives est égale à la perte de tension dans les armatures de précontrainte, due au retrait et au fluage du béton. Cette hypothèse n'est pas réaliste lorsque le centre de gravité des armatures de précontrainte ne coïncide pas avec celui des armatures passives.

6.1.8 Dans les zones proches des sections d'ancrage des éléments en béton précontraint par pré-tension (à l'exclusion de la partie non-fonctionnelle d'extrémité de la figure 5.1), la contrainte réelle dans les armatures de précontrainte, suit une loi de variation courbe mais on fait l'hypothèse d'une variation linéaire sur la longueur de transfert de la précontrainte l_{tr} . Cette longueur, précisée

au tableau 6.1.8, est calculée selon la formule suivante :

$$l_{tr} = \beta \frac{\sigma_{pe}}{f_{tk}} d \quad (6-1)$$

Avec :

- σ_{pe} —Contrainte effective dans les armatures de précontrainte à la fin de la mise en tension
- β —Coefficient de forme géométrique des armatures de précontrainte. Pour les torons à 7 fils, $\beta = 0.16$. Pour les fils adhérents, $\beta = 0.14$.
- f_{tk} —Résistance caractéristique en traction du béton
- d —Diamètre nominal des fils ou des torons, (voir tableau 3-2 dans les commentaires de l'article 3.2.1). Lorsque des paquets d'armatures sont utilisés, le diamètre équivalent $\sqrt{n} d$ doit être utilisé avec pour n , le nombre de fils ou de torons individuels, et pour d , le diamètre du fil ou du toron individuel.

La longueur de transfert de la précontrainte l_{tr} , indiquée au tableau 6.1.8, est précisée en fonction de la classe de résistance du béton et de la contrainte effective σ_{pe} indiquée dans le tableau. A la fin de la mise en tension, si la résistance du béton n'est pas égale aux valeurs données dans ce tableau, la longueur de transfert de la précontrainte, doit être calculée par interpolation linéaire entre les classes de résistance, et ensuite multipliée par un coefficient de majoration ou de minoration qui est égal au rapport entre la contrainte effective réelle, et la contrainte effective donnée dans le tableau.

6.2 Pertes de précontrainte

6.2.1 Les pertes de précontrainte $\sigma_{11} \sim \sigma_{16}$, présentées dans cet article, sont des pertes que l'on trouve couramment dans le calcul des éléments en béton précontraint. Ces contraintes ont une incidence importante sur la conception à l'état limite de service. De nombreux facteurs sont à prendre en compte pour le calcul de ces pertes. Par conséquent, les valeurs de ces pertes de précontrainte, doivent être déterminées en procédant à des essais dans les conditions spécifiques correspondant à celles du projet, et notamment pour les grands projets. Lorsqu'il n'est pas possible d'effectuer des essais ou que les données des mesures ne sont pas disponibles, on peut utiliser les paramètres et les méthodes de calcul indiquées dans la présente norme.

S'il est nécessaire de prendre en compte d'autres pertes de précontrainte, dont les valeurs n'ont pas été indiquées dans la présente norme, telles que la perte due au frottement entre armatures de précontrainte et bloc d'ancrage, ou celle due à la déformation du banc de préfabrication des éléments précontraints par pré-tension, les valeurs de ces pertes doivent être d'abord vérifiées préalablement par essai, ou doivent être prises égales à celles proposées par les fabricants ou les entreprises de travaux, sur la base de leurs expériences respectives.

6.2.2 Dans la formule (6.2.2), la somme des déviations angulaires θ , pour les tracés de précontrainte, paraboliques, ou circulaires, ou autres cette somme peut être segmentée, cumulée et calculée selon la formule suivante

Tracés de précontrainte paraboliques ou circulaires

$$\theta = \sqrt{\alpha_v^2 + \alpha_h^2} \quad (6-2)$$

Tracés de précontrainte suivant une courbe générale

$$\theta = \sum \sqrt{\Delta\alpha_v^2 + \Delta\alpha_h^2} \quad (6-3)$$

Avec

α_v, α_h —Angle de déviation verticale, de la projection dans le plan vertical, du tracé de la précontrainte selon une courbe parabolique ou circulaire angle de déviation horizontale, de la projection dans le plan horizontal, du tracé de la précontrainte selon une courbe parabolique ou circulaire

$\Delta\alpha_v, \Delta\alpha_h$ —Variation de l'angle de déviation verticale, de la projection dans le plan vertical, du tracé de la précontrainte selon une courbe générale Variation de l'angle de déviation horizontale, de la projection dans le plan horizontal, du tracé de la précontrainte selon une courbe générale

Dans cette version de la norme, les valeurs des paramètres μ et k , ont été augmentées sur la base d'une comparaison des résultats d'essais réalisés en Chine et à l'étranger, et de données de suivi, en phase de construction.

Les effets liés aux procédés de réalisation tels que positionnement des tronçons des gaines en feuillards, ou facteurs aléatoires tels qu'erreur d'horizontalité ou fuites de coulis d'injection, ont également été pris en compte dans les valeurs de ces paramètres. Pour les gaines en feuillards plastiques, les valeurs du coefficient de frottement, μ sont prises égales à 0.15 ~ 0.20 en lieu et place de 0.14 ~ 0.17, qui sont les valeurs adoptées dans la version précédente de cette norme.

Dans la présente version, les valeurs des paramètres μ et k pour les armatures de précontrainte, extérieures, ont été complétées sur la base des données fournies par les fabricants.

6.2.3 Le calcul de la perte de tension due à la déformation des dispositifs d'ancrage, et à la rentrée des armatures de précontrainte, présenté dans cet article et dans l'Annexe G, est fondamentalement le même que celui présenté dans la version précédente. Seul le jeu d'écrou pour les dispositifs d'ancrage à écrou a été modifié: lorsque les armatures sont ancrées en une seule phase de mise en tension, il convient de prendre $\Delta l = 2 \sim 3$ mm. Lorsque les armatures sont ancrées en deux phases de mise en tension, il convient de prendre $\Delta l = 1$ mm.

6.2.4 La formule de calcul de la contrainte σ_B présentée dans cet article, est identique à celle de la version précédente. Il s'agit d'une formule générale de résistance des matériaux, qui est établie en prenant en compte le coefficient de dilatation linéaire des armatures de précontrainte $\alpha_c = 1 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$, et un module d'élasticité $E_p = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$. Il est considéré que le module d'élasticité des fils est de 2.05×10^5 et que celui des torons est de 1.95×10^5 . La valeur moyenne des deux modules d'élasticité est de 2.0×10^5 , ce qui est conforme à la valeur de la version précédente.

Lorsque la cure du béton est réalisée par étuvage pour les éléments précontraints par pré-tension, la perte de tension due à la différence de température entre les armatures de précontrainte et le banc de préfabrication ne peut se produire avant que les armatures soient adhérentes au béton. Une fois que les armatures sont adhérentes au béton, elles travaillent avec le béton, et il n'y aura plus de perte de tension du fait de la différence de température. Ainsi, la perte de tension des armatures de précontrainte, peut être réduite en adoptant une cure par étuvage en plusieurs phases. Pendant la première phase de cure à basse température, la différence de température est limitée à environ 20°C , valeur qui peut être prise en compte pour calculer la perte de tension correspondant à cette phase. Une fois que le béton a atteint un certain niveau de résistance et que les armatures de précontrainte sont suffisamment adhérentes au béton, les pertes de tension liées à la variation de température n'ont plus lieu de se produire, et on peut ainsi effectuer la deuxième phase de cure à haute température.

6.2.5 Les armatures de précontrainte dans les éléments précontraints par pré-tension sont généralement rectilignes, et les armatures de précontrainte sont coupées pratiquement en même temps à la fin de la mise en tension et de la vérification de la conformité des coefficients de transmission. Dans la formule (6.2.5-2), lors du calcul de la contrainte normale σ_{pc} du béton, au barycentre des armatures, contrainte générée par les efforts de précontrainte, la contrainte effective σ_{pc} des armatures de précontrainte doit être prise égale à $\sigma_{con} - \sigma_{l2} - \sigma_{l3} - 0.5\sigma_{l5}$.

Les éléments en béton précontraints par post-tension disposent souvent d'armatures de précontrainte longitudinales inclinées dans le plan vertical, et mises en tension par séries. Si la perte de tension est calculée selon la formule (6.2.5-1), il est nécessaire de calculer la contrainte normale $\Delta\sigma_{pc}$ du béton au niveau du barycentre des armatures déjà tendues, générée par la mise en tension de la série suivante. Ce processus de calcul est compliqué et généralement réalisé à l'aide de programmes informatiques.

En Annexe H on présente une méthode simplifiée du calcul des pertes de précontrainte dues à la déformation élastique de compression du béton. Cette méthode est basée sur une hypothèse simplifiée selon laquelle les contraintes dans chacune des séries de câbles sont identiques, et selon laquelle la perte de tension, est liée à la valeur moyenne de leur perte de tension due à la

déformation élastique de compression du béton. En supposant que la variation de contrainte normale du béton au niveau du barycentre des armatures déjà tendues, variation générée par la mise en tension de la série suivante de câble, est $\Delta\sigma_{pc}$, la déformation élastique en compression du béton sera de $\Delta\sigma_{pc}/E_c$, qui est également la déformation des armatures de précontrainte déjà tendues, et qui induit une perte de tension.

$$\sigma_{l4} = E_p \frac{\Delta\sigma_{pc}}{E_c} = \alpha_{EP} \Delta\sigma_{pc} \quad (6-4)$$

Si l'élément dispose de m câbles de précontrainte, la perte de tension dans le i ème câble due à la déformation élastique de compression du béton, sera générée par la mise en tension des $(m - i)$ câbles suivants. En supposant que tous les câbles sont des armatures de précontrainte de même type, et qu'ils sont tous positionnés au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte, la perte de tension dans le i ème câble sera donc

$$\sigma_{l4(i)} = (m-i) \alpha_{EP} \Delta\sigma_{pc} \quad (6-5)$$

La variation de contrainte $\Delta\sigma_{pc}$ est la contrainte normale de compression du béton, au centre de gravité des armatures de précontrainte, générée par la mise en tension d'un câble individuel.

De toute évidence, les pertes de tension dues à la déformation élastique de compression du béton dans les m câbles de précontrainte sont différentes. Le câble qui a été tendu en premier présente la perte de tension maximale, qui est égale à $\sigma_{l4(1)} = (m - 1) \alpha_{EP} \Delta\sigma_{pc}$, et le câble qui a été tendu en dernier, ne présente pas de perte de tension $\sigma_{l4(m)} = (m - m) \alpha_{EP} \Delta\sigma_{pc} = 0$. Pour simplifier le calcul, la valeur moyenne de la perte de tension des m câbles de précontrainte due à la déformation élastique de compression du béton est prise en compte :

$$\begin{aligned} \sigma_{l4} &= [\sigma_{l4(1)} + \sigma_{l4(2)} + \dots + \sigma_{l4(m)}] / m = \sum_{i=1}^m \sigma_{l4(i)} / m \\ &= \sum_{i=1}^m (m-i) \alpha_{EP} \Delta\sigma_{pc} / m = \alpha_{EP} \Delta\sigma_{pc} \sum_{i=1}^m (m-i) / m \\ &= \frac{m}{2} \alpha_{EP} \Delta\sigma_{pc} \end{aligned} \quad (6-6)$$

Ceci est la formule de calcul de la perte de tension due à la déformation élastique de compression du béton présentée en Annexe H.

Deux explications supplémentaires sur le calcul de la contrainte normale de compression du béton au centre de gravité des armatures de précontrainte, sont présentées ci-dessous.

1. Lorsque les valeurs de $\Delta\sigma_{pc}$ ou σ_{pc} ont été déterminées, la contrainte effective des armatures de précontrainte est prise égale à $\sigma_{con} - \sigma_{l1} - \sigma_{l2}$;

2. Pour les armatures de précontrainte inclinées dans le plan vertical, les valeurs de $\Delta\sigma_{pc}$ sont différentes selon les sections disposées le long de l'axe longitudinal de la poutre, et il existe deux méthodes de calcul. Dans la présente version, le calcul est effectué dans les sections critiques, pour vérifier les contraintes dans les sections dont les caractéristiques géométriques et les pertes de tension sont connues. Cependant, si le calcul est effectué selon les normes de conception des ponts ferroviaires, la valeur de $\Delta\sigma_{pc}$ doit être prise égale à celle de la section qui se situe au 1/4 de la portée, dans le cas de poutres isostatiques, et doit être prise égale à la moyenne des $\Delta\sigma_{pc}$ dans les sections critiques de vérification, dans le cas de poutres continues.

6.2.6 Pour la perte de tension due à la relaxation des armatures de précontrainte, des recherches approfondies ont été menées par l'ancien Institut des chemins de fer de Shanghai. Selon les résultats de leurs essais et analyses, la formule suivante est présentée pour calculer la valeur finale de la perte de tension due à la relaxation des fils et des torons.

$$\sigma_{l5} = \psi \left(0.52 \frac{\sigma_{pe}}{f_{pk}} - 0.26 \right) \sigma_{pe} \quad (6-7)$$

Cette formule est applicable uniquement pour les fils et torons à relaxation normale. Selon les exemples de calcul des dalles creuses en béton précontraint de portées 10 ~ 20m, et des poutres isostatiques en béton précontraint de portées 25 ~ 50m, lorsque les armatures sont mises en tension en une seule fois, $\sigma_{pe}/f_{pk} = 0.63 \sim 0.68$ et la valeur finale de la perte de tension due à la relaxation est de $\sigma_{l5} = (0.07 \sim 0.093) \sigma_{pe}$. La norme nationale en vigueur stipule que pour les fils et torons à relaxation normale, la contrainte de tension initiale doit être prise égale à $0.7f_{pk}$ et le taux de relaxation à 1000h doit être inférieur ou égale à 8%. En comparant les résultats des calculs selon les dispositions des normes nationales, il est considéré que l'équation (6-7) est acceptable. Dans cette formule, lorsque $\sigma_{pe}/f_{pk} = 0.5$, $\sigma_{l5} = 0$.

Actuellement, les fils et torons à basse relaxation sont largement utilisés dans les travaux de construction. Afin de répondre aux situations réelles, la perte calculée selon la formule (6-7) est multipliée par un coefficient de relaxation ξ

$$\sigma_{l5} = \psi \xi \left(0.52 \frac{\sigma_{pe}}{f_{pk}} - 0.26 \right) \sigma_{pe} \quad (6-8)$$

Selon le document « Structures de bâtiment moderne en béton précontraint » rédigé par Xu Jinsheng, la diminution de contrainte due à la relaxation dans les fils et torons à basse relaxation, est d'environ 1/4 de celle des fils et torons à relaxation normale. La norme nationale en vigueur, stipule que la diminution de contrainte due à la relaxation dans les fils et torons à basse relaxation, est d'environ 0.31 fois celle des fils et torons à relaxation normale. Dans la présente norme, il est considéré que $\xi = 0.3$ de manière sécuritaire.

Pour les barres de précontrainte, nervurées, la perte de tension due à la relaxation est prise égale à celle des armatures laminées à froid, telle que spécifiée dans les « Règles des ponts JTJ 023—85 ».

Lorsqu'il est nécessaire de calculer les pertes de tension dues à la relaxation par phases, les rapports entre les pertes intermédiaires et la perte finale, donnés en Annexe C peuvent être utilisés. Ces rapports ont été extraits de la base de données du Ministère des chemins de fer et sont applicables uniquement aux fils et torons.

6.2.7 Les formules (6.2.7-1) et (6.2.7-2) sont utilisées pour calculer la perte de précontrainte lorsque les armatures de précontrainte longitudinales sont disposées dans la zone tendue et dans la zone comprimée. Dans le cadre de l'utilisation d'un béton pompé, la perte de précontrainte due au retrait et au fluage, devrait être augmentée en fonction de la situation réelle.

6.3 Maîtrise de la fissuration

6.3.1 Depuis des années, la vérification de la résistance à la fissuration des éléments en béton précontraint des ponts routiers, consiste à comparer la contrainte de traction du béton dans les sections avec la contrainte limite spécifiée. Cette vérification doit être effectuée dans les sections droites ainsi que dans les sections inclinées.

1. Vérification de la résistance à la fissuration des sections droites

Pour les éléments en béton précontraint à section partiellement comprimée de catégorie A, la condition de non-fissuration à vérifier sous charges de long terme, spécifiée dans la présente norme, est $\sigma_{lt} - \sigma_{pc} \leq 0$, où σ_{lt} est la contrainte normale de traction du béton au bord de la section critique de l'élément, générée par les efforts de la combinaison quasi-permanente. La combinaison quasi-permanente tient compte du poids propre de la structure et des charges variables directement appliquées sur la structure. Les actions qui sont appliquées sur la structure de manière indirecte, ne sont pas prises en compte.

La vérification de la résistance des sections droites, à la fissuration, doit également être effectuée pour les éléments en béton précontraint à section partiellement comprimée de catégorie B. Bien que les fissures soient autorisées pour ces éléments, sous combinaison fréquente, il est toujours souhaitable que le bord de la section critique reste comprimé sous poids propre de la structure.

2. Vérification de la résistance à la fissuration des sections inclinées

Contrairement aux fissures dans les sections droites, qui sont fermées dans la plupart des cas en phase de service, les fissures inclinées dans les âmes des ponts en béton précontraint, ne peuvent pas se fermer automatiquement. Par conséquent, la vérification de la résistance à la fissuration dans les sections inclinées, devrait être plus stricte et devrait attirer l'attention des ingénieurs. La vérification de la résistance à la fissuration dans les sections inclinées est prescrite par la présente norme, pour tous les éléments sollicités à la flexion. Pour les éléments en béton, précontraints par post-tension en particulier, les armatures de précontrainte doivent être disposées de manière efficace. Pour les ponts de grandes portées et dans les segments de poutre où la contrainte principale de traction est importante, il est souvent nécessaire de prévoir des armatures de précontrainte verticales qui peuvent réduire considérablement la contrainte principale de traction et répondre ainsi aux exigences de résistance à la fissuration des sections inclinées.

Cependant, il convient de souligner que l'analyse statistique des essais montre que la dispersion de la résistance à la traction du béton, est très grande. Sachant que la résistance caractéristique en traction du béton est prise égale à celle qui garantit un intervalle de confiance de 95% (l'intervalle de confiance est de 85% selon les « Règles des ponts JTJ 023—85 »), dans le cas d'un défaut de qualité du béton ou d'un défaut de conception, la possibilité pour que la contrainte principale réelle de traction dépasse la valeur limite spécifiée, sera augmentée. Les limites de la contrainte principale de traction du béton, dans les normes chinoises et internationales sont proches. Par exemple, la « Norme GBJ 10—89 » stipule que pour les éléments dans lesquels les fissures sont strictement interdites, $\sigma_{tp} \leq 0.85f_{tk}$ et que pour les éléments dans lesquels les fissures sont interdites de manière générale, la condition limite prescrite par la « Norme GBJ 10—89 » est $\sigma_{tp} \leq 0.95f_{tk}$, et que celle prescrite par les normes ferroviaires est $\sigma_{tp} \leq f_{tk}$, tandis que les « Règles des ponts JTJ 023—85 » stipulent que $\sigma_{tp} \leq 0.8f_{tk}$. Au cours des dernières années, des fissures inclinées ont été observées sur des ponts à poutres continues de grande portée et des ponts construits par encorbellement. Certaines de ces fissures se sont produites pendant la phase de construction. Les fissures inclinées régulières, indiquent que la contrainte principale réelle de traction dans le pont a dépassé la résistance à la traction du béton. C'est pourquoi, sur la base de l'analyse des données résultant d'investigations menées sur ces ponts, des dispositions complémentaires plus strictes ont été précisées dans la présente norme pour essayer d'éliminer ou réduire ces pathologies.

Dans les prescriptions relatives à la limitation de la contrainte principale de traction dans les sections inclinées du paragraphe 2 de cet article, σ_{tp} est la contrainte principale de traction du béton, calculée selon la formule de l'article 6.3.3, sous combinaison fréquente.

Dans le cas des ponts à poutres continues en béton précontraint et des ponts construits par encorbellement, en plus des charges directement appliquées telles que les charges permanentes et les charges de véhicule, il est important de prendre en compte également des charges indirectes telles

que le gradient thermique ainsi que les effets du retrait et du fluage du béton. Cependant, les effets défavorables ne sont pas tous pris en compte dans le calcul, du fait de la complexité de la contrainte principale de traction dans les sections-caissons. Par conséquent, les contraintes réelles dans les sections de pont, sont souvent supérieures à celles obtenues par le calcul. Au cours des dernières années, un grand nombre de pont à poutres isostatiques ont été construits. Les fissures inclinées régulières ont été peu observées sur ce type de structure en béton, précontraint par pré-tension ou par post-tension. C'est pourquoi différentes limites de contraintes principales à la traction, ont été prescrites selon le type de structure.

Pour les ponts de grande portée, à poutres continues ou construits par encorbellement, coulés en place, la plupart du temps, la contrainte principale de traction maximale doit être inférieure ou égale à 1.0MPa. Ceci signifie que la condition limite sur la contrainte principale de traction est de $\sigma_{tp} \leq 0.4f_{tk}$ pour les éléments en béton précontraint à section entièrement comprimée, et de $\sigma_{tp} \leq 0.5f_{tk}$ pour les éléments en béton précontraint, à section partiellement comprimée de catégorie A et de catégorie B. Pour les ponts de faible portée constitués de poutres préfabriquées, la limite de la contrainte principale de traction est réduite par rapport à celle des « Règles des ponts JTJ 023—85 ».

6.3.3 Cet article est fondamentalement identique aux dispositions de la version précédente de cette norme. Au cours des dernières années, de nombreuses fissures inclinées régulières ont été constatées sur les ponts de grande portée, à poutres continues ou construits par encorbellement, ponts qui comportent des armatures de précontrainte verticales, supposées réduire les effets défavorables des contraintes principales de traction. Dans le cas où ces armatures verticales de précontraintes ne travaillent pas de la manière souhaitée, la contrainte de traction principale dans l'âme du pont risque de dépasser les limites des contraintes spécifiées dans la présente norme, et des fissures inclinées risquent de se produire. Les investigations montrent qu'en général la qualité de mise en place de ces armatures de précontrainte verticales n'est pas satisfaisante, ce qui conduit à avoir en réalité des contraintes verticales dans le béton, inférieures à celles du calcul. Compte tenu des conditions réelles et notamment des difficultés de mise en place des armatures de précontrainte verticales, le coefficient de minoration de 0.6, appliqué sur la contrainte verticale σ_{cy} prescrit dans la version précédente, a été reconduit dans la présente norme. Par ailleurs, l'article 9.4.1, stipule que l'espacement longitudinal des armatures de précontrainte verticales est de 500 ~ 1000mm. Des investigations ont également révélé que dans les tronçons de poutres, coulés en place en travée de rive, des ponts à poutres continues, ou construits par encorbellement, les armatures de précontrainte longitudinales sont rectilignes la plupart du temps et que ceci est fortement lié à l'apparition de fissures inclinées. C'est pourquoi, l'article 9.4.7 stipule qu'il est obligatoire de prévoir des armatures de précontrainte inclinées dans ces tronçons de poutre, ce qui peut contribuer à réduire la contrainte principale de traction.

Le deuxième terme, à droite de la formule (6.3.3-2) représente la contrainte normale du béton au

point de contrainte principale de traction, générée sous combinaison fréquente, où M_s représente le moment obtenu sous combinaison fréquente. Cependant, certaines charges produisent non seulement un moment de flexion M , mais aussi une force axiale N , qui a un effet sur la contrainte normale, au point de contrainte principale. Par conséquent, la contrainte normale, au point de contrainte principale, doit être calculée séparément pour ces charges, et superposée à la contrainte normale générée par d'autres charges.

L'aversion précédente de cette norme, stipule que lors du calcul des contraintes verticales, seul l'effet des armatures de précontrainte verticales est pris en compte. En se référant au « Guide technique pour la conception et la réalisation des ponts à poutres en béton précontraint », la présente norme présente une méthode de calcul qui tient compte également des efforts de précontrainte transversale, du gradient de température transversal, et des charges de véhicule sous la combinaison fréquente.

6.4 Calcul de l'ouverture des fissures

6.4.2 Dans cet article, la limite d'ouverture des fissures, concerne les fissures verticales des éléments sous combinaison fréquente, en prenant en compte les effets à long terme. Les autres fissures, qui ne sont pas générées par des efforts sollicitants, telles que celles dues au retrait excessif du béton pendant la construction, à une mauvaise cure du béton, ou à l'infiltration excessive de sels chlorure, ne sont pas traitées dans la présente norme. La limitation de l'ouverture des fissures, est précisée pour satisfaire à des considérations de durabilité et d'esthétique. Cependant, des mesures pratiques, telles que la qualité du béton et le respect de l'épaisseur d'enrobage sont plus importantes que le calcul pour limiter ces ouvertures de fissures.

Les éléments en béton précontraint à section partiellement comprimée de catégorie B, devraient être utilisés de manière prudente. Dans les environnements où les matières corrosives sont présentes, ces éléments ne doivent pas être utilisés.

6.4.3 La formule (6.4.3) est obtenue suite une modification de la formule de la version précédente, qui a pris en compte l'analyse des facteurs d'influence sur l'ouverture des fissures ainsi que des connaissances internationales. Dans cette formule, le ratio d'armatures longitudinales tendues, ρ , utilisé dans la version précédente a été remplacé par le ratio effectif d'armatures longitudinales tendues ρ_{te} .

Pour le calcul de l'ouverture des fissures des éléments en béton armé de section circulaire, de nouvelles formules, différentes de celles des éléments de section rectangulaire, en forme de T ou de I, ont été adoptées. Compte tenu du caractère empirique de la formule relative à l'ouverture des

fissures, obtenue après essais, et afin d'uniformiser les formules, la formule (6.4.3) a été également adoptée pour le calcul de l'ouverture des fissures d'éléments de section circulaire, en jouant uniquement sur la différence entre le ratio d'armatures longitudinales tendues et le ratio d'armatures effectives, voir article 6.4.5.

Afin d'uniformiser la méthode de calcul, la formule (6.4.3) a été également adoptée pour le calcul de l'ouverture de fissures des éléments en béton précontraint, sollicités à la flexion. Dans ce cas, E_s dans la formule originale, doit être remplacé par E_{s_s} , et la contrainte σ_{ss} des armatures de précontrainte, doit être prise égale à la variation de contrainte dans ces armatures après décompression de la section.

6.4.4 Cet article présente la formule de calcul de la contrainte σ_{ss} dans les armatures longitudinales tendues, dans la section fissurée.

1. Éléments en béton armé de section rectangulaire, en forme de T ou de I

La formule de calcul des « Règles des ponts JTJ 023—85 » a été reconduite pour le calcul des contraintes dans les armatures des éléments en béton armé, sollicités à la flexion en ajustant le bras de levier des efforts internes dans la section fissurée à $0.87h_0$. Cette hypothèse a été confirmée par les travaux. Pour le calcul des contraintes dans les armatures passives des autres éléments en béton armé ou des éléments en béton précontraint sollicités à la flexion, les dispositions prescrites dans la version précédente, ont été reconduites.

La formule de calcul de la contrainte dans les armatures passives des éléments en béton armé, sollicités à la traction excentrée, a été établie en prenant en compte le moment de l'effort de traction axiale N , par rapport au barycentre des armatures, dans la zone de compression de la section. Cette formule est applicable dans le cas de traction d'excentricité importante et d'excentricité faible, en prenant pour bras de levier des efforts internes dans les sections fissurées, $Z = h_0 - a'_s$ de manière approximative.

Pour les éléments en béton armé sollicités à la compression excentrée, des essais montrent que l'influence de la déformation de l'élément sur l'excentricité des efforts axiaux, doit être prise en compte de manière approximative selon la formule (5.3.9-1) lorsque $l_0/h > 14$. Dans le cas de sections fissurées, le coefficient d'influence de l'excentricité sur le rayon de giration de la section ζ_1 , et le coefficient d'influence de l'élancement sur le rayon de giration de la section ζ_2 , peuvent être négligés en prenant pour ces deux coefficients la valeur 1.0. Le rayon de giration de la section critique doit être pris égal à $1/2.85$ celui calculé aux états limites ultimes selon la « Norme GBJ 10—89 ».

2. Eléments en béton armé de section circulaire, sollicités à la compression excentrée

La formule de calcul de la contrainte maximale des éléments en béton armé de section circulaire, sollicités à la compression excentrée, a été précisée dans la version précédente. Cette formule a été établie d'après essais, et il est constaté que la classe de résistance du béton a une influence importante sur ce calcul. Or en réalité, le module d'élasticité du béton varie très peu selon la classe de résistance du béton, et ainsi la contrainte longitudinale des armatures passives ne devrait pas varier beaucoup avec la classe de résistance du béton. Dans l'article 6.4.4, la formule simplifiée de calcul de la contrainte des armatures des éléments en béton armé de section rectangulaire, en forme de T ou de I, est indépendante de la classe de résistance du béton. Sur la base de l'hypothèse de conservation des sections droites, la formule de calcul de la contrainte maximale des armatures des éléments en béton armé de section circulaire, sollicités à la compression d'excentricité importante en est déduite. Cette formule est la combinaison de deux équations transcendantes non-linéaires, difficile à appliquer dans la pratique. La formule simplifiée, est obtenue après analyse des solutions de ces équations et en ajustant les coefficients obtenus après essais réalisés sur des éléments de sections fissurées.

3. Eléments en béton précontraint sollicités à la flexion

La formule de calcul des contraintes dans les armatures des éléments en béton précontraint, sollicités à la flexion, est similaire à celle des éléments en béton armé, sollicités à la compression excentrée. Elle se base également sur l'équilibre des moments générés par les forces internes et externes au niveau du centre de gravité de la zone comprimée. La contrainte calculée correspond à la variation de contrainte, obtenue en déduisant le moment de $N_{p0}(Z - e_p)$ généré par l'effort résultant N_{p0} , du moment M_s généré par les efforts externes, N_{p0} étant l'effort résultant de compression lorsque la contrainte du béton au niveau du barycentre des armatures passives et des armatures de précontrainte est égale à zéro. Par ailleurs, pour les structures hyperstatiques telles que les poutres continues en béton précontraint, le moment hyperstatique M_{p2} dû à l'effort de précontrainte, doit être pris en compte. Pour les éléments en béton armé sollicités à la compression excentrée, et les éléments en béton précontraint, sollicités à la flexion, le bras de levier Z des efforts internes dans la section fissurée, est calculé par la même méthode que celle qui est présentée dans cette norme.

6.4.5 Pour les éléments en béton armé, de section rectangulaire, en forme de T ou de I, le ratio d'armatures effectif, est calculé en prenant en compte les armatures qui se situent dans la zone tendue et dont la hauteur est égale à deux fois la distance entre le centre de gravité des barres tendues et le bord tendu de la section. Cependant, pour les éléments en béton précontraint de

section circulaire, sollicités à la compression excentrée, les contraintes de traction dans les armatures longitudinales sont différentes. Comme illustré à la figure 6-2, plus la distance par rapport à l'axe neutre est grande, plus la contrainte de traction dans les barres est forte, et plus la maîtrise des fissures est importante. La zone comprimée de la section se situe de l'autre côté de l'axe neutre, car les contraintes dans les armatures uniformément réparties sur le périmètre de la section circulaire, sont proportionnelles à leur distance par rapport à l'axe neutre, la section d'armatures efficaces pour la maîtrise des fissures peut être obtenue selon une analyse théorique. La formule (6.4.5-2) relative au ratio d'armatures efficaces des éléments en béton armé de section circulaire, est obtenue en divisant la section d'armatures efficaces par la surface hachurée de la figure 6-2. Le coefficient β représente la contribution des armatures longitudinales tendues à la maîtrise des fissures. Ce coefficient est lié à l'angle φ de la figure 6-2, qui est déterminé par les conditions de chargement de l'élément. La formule simplifiée du calcul du coefficient β , est donnée dans la présente norme.

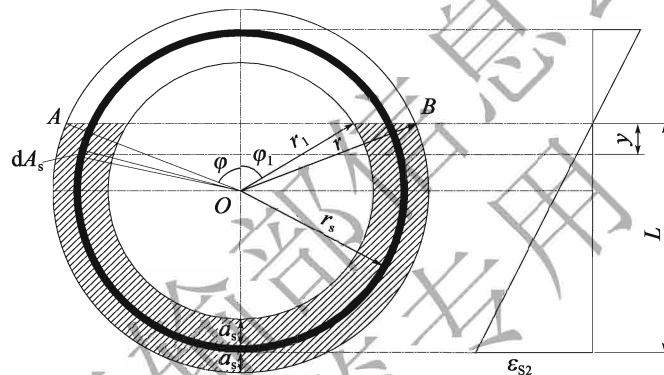


Figure 6-2 Zone tendue d'un élément à section circulaire

6.5 Limitation des flèches

6.5.2 Dans la présente norme, lors du calcul de la flèche des éléments en béton armé sollicités à la flexion, la formule (6.5.2-1) est utilisée pour calculer la rigidité à la flexion de la section homogénéisée. Cette formule résulte des recherches menées par l'Université du Sud-Est de Chine. Selon les essais réalisés sur 198 éléments en béton armé, sollicités à la flexion, le rapport moyen entre la valeur de l'essai et la valeur de calcul est de $\mu = 1,106$, avec un écart type $\sigma = 0,153$ et un coefficient de variation $\delta = 0,138$.

Un élément fissuré soumis à la flexion est considéré comme un élément à rigidité non-linéaire [voir figure. 6-3 a)], dont la rigidité est minimale au niveau des sections fissurées et maximale au niveau des sections non-fissurées, qui se situent entre les fissures. Cette variation de rigidité à la flexion est illustrée dans la figure 6-3 b. Par simplification, l'analyse est effectuée sur une longueur de l_{rr} , constituée par une partie non-fissurée de longueur de $\alpha_1 l_{rr}$, et une partie fissurée de longueur

de $\alpha_2 l_{cr}$ [voir figure 6-3C]. D'après l'analyse des essais, les coefficients α_1 et α_2 sont liés au rapport entre le moment de fissuration M_{cr} et le moment de flexion sollicitant M_s , dans la section transversale, et peuvent être déterminés selon les formules suivantes :

$$\alpha_1 = (M_{cr}/M_s)^2 \quad (6-9)$$

$$\alpha_2 = 1 - (M_{cr}/M_s)^2 \quad (6-10)$$

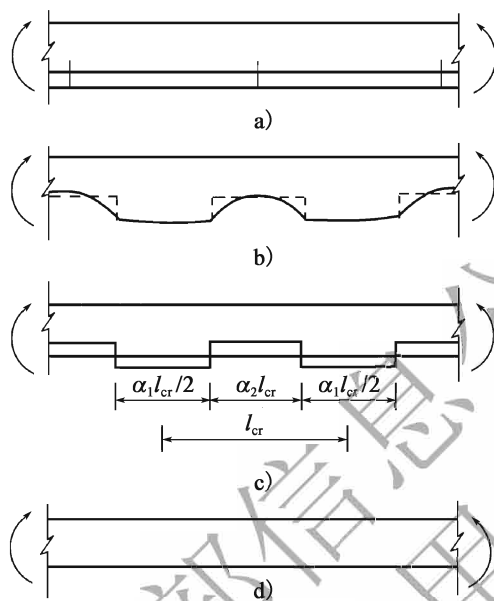


Figure 6-3 Illustration des sections équivalentes de l'élément

En transformant l'élément de rigidité de flexion variable comme présenté dans la figure 6-3 c) en une rigidité de flexion constante équivalente, les angles de rotation au niveau des extrémités de l'élément, doivent être identiques dans ces deux cas, et la rigidité à la flexion équivalente B , peut en être déduite.

L'angle de rotation θ_1 , au niveau des sections d'extrémité de l'élément de section variable figuré en 6-3 c), peut être calculé selon formule :

$$\theta_1 = \frac{\alpha_1 l_{cr} M_s}{B_0} + \frac{\alpha_2 l_{cr} M_s}{B_{cr}} \quad (6-11)$$

L'angle de rotation θ_2 au niveau des sections d'extrémité de l'élément de section constante figuré en 6-3 d), peut être calculé par la formule suivante :

$$\theta_2 = l_{cr} M_s / B \quad (6-12)$$

En considérant $\theta_1 = \theta_2$, on obtient l'équation suivante

$$\frac{1}{B} = \frac{\alpha_1}{B_0} + \frac{\alpha_2}{B_{cr}} \quad (6-13)$$

En introduisant les équations (6-9) et (6-10) dans l'équation (6-13) :

$$B = \frac{B_0}{\left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2\right] \frac{B_0}{B_{cr}}} \quad (6-14)$$

Dans l'équation ci-dessus, le moment de fissuration $M_{cr} = \gamma f_{tk} W_0$

Selon les données fournies par l'Université du Sud-Est, pour les éléments en béton précontraint, sollicités à la flexion, dont les fissures sont autorisées, en introduisant $M_{gr} = M_0 + M_{cr,r}$ dans l'équation (6-14) (où M_0 est le moment de décompression de la section, et $M_{cr,r}$ est le moment de fissuration de l'élément en béton armé de section équivalente à celle de l'élément en béton précontraint) et en ajustant l'équation selon les résultats des essais, la formule de calcul de la rigidité à la flexion dans la section équivalente de l'élément en béton précontraint, peut être obtenue. Cependant, en appliquant cette formule de rigidité équivalente, dans le calcul de flèche des éléments des ponts routiers sollicités à la flexion, les flèches obtenues sont nettement plus grandes que celles calculées selon les « Règles des ponts JTJ 023—85 ». Dans la présente norme, la méthode de calcul des « Règles des ponts JTJ 023—85 » a été reconduite et des ajustements ont été apportés sur la base d'essais effectués sur des ponts existants en béton précontraint.

Pour le calcul de la rigidité à la flexion des éléments en béton armé, de section constante, il est considéré que la rigidité à la flexion est également constante dans la zone de poutre dans laquelle les moments de flexion sont de même signe, et que la valeur de la rigidité à la flexion est égale à celle obtenue dans la section où le moment de flexion est maximal. Dans une travée, lorsque la rigidité à la flexion de la section au niveau des appuis, est comprise entre 1/2 et 2 fois celle de la section à mi-travée, la flèche de la portée peut être calculée, en considérant une rigidité constante en toutes sections, égale à celle de la section à mi-travée où le moment de flexion est maximal.

6.5.3 L'influence des effets à long terme a été pris en compte dans le calcul de la flèche des éléments sollicités à la flexion, en multipliant la flèche élastique par un coefficient de majoration de long terme. Ceci indique qu'au fil du temps, la rigidité à la flexion va diminuer et que la flèche va augmenter. Ceci résulte de plusieurs facteurs, et notamment du fluage du béton dans la zone comprimée, de la dégradation de l'adhérence entre le béton et les armatures dans la zone tendue, de l'augmentation de la contrainte moyenne dans ces armatures, du retrait non-homogène dans la zone comprimée et dans la zone tendue, ainsi que de la diminution du module d'élasticité du béton.

Dans cet article, le coefficient de majoration à long terme η_θ , est extrait de la formule donnée dans les « Recommandations pour la conception des structures en béton précontraint à section partiellement comprimée » publiée en 1985 :

$$\eta_{\theta} = \frac{M_l \theta + (M_s - M_l)}{M_s} \quad (6-15)$$

Pour simplifier le calcul :

Selon le rapport entre les charges permanentes et les charges d'exploitation courantes pour les ponts routiers, la valeur moyenne est de $M_l/M_s = 0.56$. Ainsi, on peut considérer que $M_l = 0.56M_s$.

Dans la formule ci-dessus, θ est le coefficient d'influence des charges à long terme. Pour les éléments en béton armé sollicités à la flexion, θ est lié au ratio d'armatures longitudinales ρ' dans la zone comprimée de la section. Lorsque $\rho' = 0$, $\theta = 2.0$. Dans les ponts routiers, les éléments en béton armé, sollicités à la flexion, comportent peu d'armatures longitudinales dans la zone comprimée de la section, et de manière approximative on considère que $\theta = 2.0$. Pour les éléments en béton précontraint sollicités à la flexion, on considère également que $\theta = 2.0$. Cette valeur est surévaluée mais sécuritaire pour les éléments en béton précontraints de catégorie B, pour lesquels les fissures sont autorisées. Pour les éléments en béton, de classe de résistance supérieure à C50, l'effet du fluage est faible et par conséquent l'augmentation de la flèche est aussi faible. De plus, les armatures dans la zone comprimée, sont peu efficaces pour réduire les flèches à long terme. Selon le « Guide de conception et de construction de la structure en béton à haute résistance », lorsque $\rho' = 0$, $\theta = 1.85 \sim 1.65$.

Le coefficient de majoration de long terme η_{θ} des éléments en béton armé et des éléments en béton précontraint sollicités à la flexion, s'obtient en introduisant $M_l = 0.56M_s$ et la valeur de θ dans l'équation (6-15). Les limites de flèches des « Règles des pont JTJ 023—85 » ont été reconduites dans la présente norme, or les flèches calculées sont augmentées par la prise en compte des effets de long terme, en particulier pour les éléments en béton précontraint. Par conséquent, il est considéré que la méthode de calcul de η_{θ} pour les bétons à haute résistance est également applicable aux bétons de classes supérieures ou égale à C40, ce qui permet d'appliquer cette méthode à certains éléments en béton précontraint. Lorsque le béton est de classe C40, $\eta_{\theta} = 1.45$. Lorsque le béton est de classe C80, $\eta_{\theta} = 1.35$. Pour les bétons de classes intermédiaires, le coefficient η_{θ} est déterminé par interpolation.

6.5.5 Le calcul des flèches, et la comparaison des flèches avec les valeurs limites, doit permettre de vérifier la rigidité à la flexion des poutres. La contre-flèche doit permettre de garantir des conditions de circulation confortables en service, objectif qui doit être pris en compte par les ingénieurs dès la conception.

Pour les ponts en béton armé, lorsque la flèche générée par le poids propre de la structure et les autres charges permanentes est supérieure à $l/1600$, il est nécessaire de prévoir une contre-flèche

qui a la même valeur absolue que la flèche à long terme, générée par la combinaison fréquente des charges de poids propre et de la moitié des charges variables. De cette façon, la valeur absolue de la contre-flèche ascendante à mi-travée, en fin de construction, sera égale à celle de la flèche générée par la moitié des charges variables. Cette valeur est également recommandée du point de vue esthétique. Les effets des charges à long terme ont été pris en compte dans les dispositions des contre-flèches de la présente norme.

Pour les éléments en béton précontraint, on considère généralement que la flèche initiale est ascendante, et qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des contre-flèches. Cela peut être vrai pour les poutres en béton précontraint de section entièrement comprimée pour lesquelles, le moment de décompression M_0 , dépasse largement le moment généré par le poids propre de la structure, ce qui correspond à $\lambda = M_0/M_s \geq 1$. Cependant, pour les poutres en béton précontraint de section partiellement comprimée, en particulier pour celles dont les fissures sont autorisées, la flèche initiale est faible. Si le rapport entre les charges permanentes et les charges variables est important, la flèche descendante augmentera au fil du temps. Par conséquent, les contre-flèches doivent également être prévues pour les ponts en béton précontraint lorsque nécessaire. Deux situations suivantes sont prises en compte dans la présente norme :

1. Lorsque la flèche ascendante à long terme, générée par les efforts de précontrainte est supérieure à la flèche descendante à long terme, générée sous combinaison fréquente des charges, il n'est pas nécessaire de prévoir de contre-flèche, car la flèche ascendante résiduelle après application des charges permanentes est toujours supérieure à la flèche descendante générée par les charges variables fréquentes à long terme. Au contraire, les effets défavorables des flèches ascendantes doivent être pris en compte, en particulier lorsque le rapport entre charges permanente et charges variables est faible. Dans cette situation, des mesures telles que, la diminution des efforts de précontrainte ou la mise en œuvre d'une contre-flèche initiale descendante, peuvent être considérées.
2. Lorsque la flèche ascendante à long terme, générée par les efforts de précontrainte est inférieure à la flèche descendante à long terme, générée sous combinaison fréquente, la flèche ascendante résiduelle, après application des charges permanentes est faible et il devient nécessaire de prévoir une contre-flèche dont la valeur est égale à la différence entre la flèche descendante à long terme, générée sous combinaison fréquente et la flèche ascendante à long terme, générée par les efforts de précontrainte. L'objectif est de maintenir, sous charges permanentes, une flèche ascendante qui est égale à la flèche descendante, générée par les charges variables fréquentes.

6. 5. 6 De manière générale pour les ponts routiers, il n'est pas nécessaire de calculer les flèches en phase de construction. Cependant, lorsque la durée de construction est importante pour certains

ponts de grande portée, ou lorsque les ponts sont coulés en place, ou construits à l'aide de voussoirs préfabriqués par encorbellements successifs, il est nécessaire de calculer les flèches afin de les contrôler. Dans ce cas, les déformations finales dues au retrait et au fluage du béton ne sont pas atteintes. Ainsi, la flèche doit être calculée en fonction de l'âge de mise en tension du béton et de l'âge de calcul de l'élément.

交通运输部信息公开
浏览专用

7 Calcul des contraintes en phase de service et en phases provisoires

7.1 Calcul des contraintes dans les éléments en béton précontraint en phase de service

7.1.1 Par convention, les contraintes élastiques doivent être calculées, et la résistance des éléments vérifiée. Ces contraintes comprennent les contraintes normales de compression du béton dans les sections droites, les contraintes de traction dans les armatures et les contraintes principales de compression du béton dans les sections inclinées. Le calcul de ces contraintes est un complément au calcul de la résistance de ces éléments. Pour ces calculs, les valeurs caractéristiques des charges, les effets dynamiques des charges des véhicules, ainsi que les effets de la précontrainte doivent être pris en compte. Un coefficient partiel de 1,0 doit être appliqué à toutes les charges. Pour les structures isostatiques en béton précontraint, seul l'effet principal dû à la précontrainte est pris en compte. Pour les structures hyperstatiques telles que les poutres continues en béton précontraint, les effets secondaires dus aux efforts de précontrainte et aux charges variables tels que le gradient thermique doivent également être pris en compte.

7.1.4 Pour calculer la contrainte dans la section fissurée des éléments précontraints sollicités à la flexion, les éléments qui sont soumis au moment de flexion extérieur M_k et à l'effort résultant N_{p0} , peuvent être considérés comme étant sollicités à une flexion excentrée où le point d'application de l'effort normal agissant N_{p0} est situé à une distance e_{0N} par rapport au centre de gravité de la section. Pour les structures hyperstatiques telles que les poutres continues précontraintes par post-tension, le moment de flexion extérieur M_k doit comprendre les moments de flexion générés par toutes les charges, y compris les moments hyperstatiques M_{p2} généré par la précontrainte.

Selon l'article 7.1.4

$$N_{p0}(h_{ps} + e_N) = M_k \pm M_{p2} \quad (7-1)$$

$$e_N = \frac{M_k \pm M_{p2}}{N_{p0}} - h_{ps} \quad (7-2)$$

Avec

h_{ps} —Distance entre le barycentre des armatures passives et des armatures de précontrainte, et le bord extérieur de la zone comprimée

e_N —Distance entre le point d'application de l'effort normal excentré N_{p0} et le bord extérieur de la zone comprimée.

Les formules (7.1.4-1) et (7.1.4-5) sont des formules générales de la résistance des matériaux.

La contrainte de traction dans les armatures passives, disposées dans la zone tendue, est faible du fait de la décompression de la section. Son calcul n'est pas traité dans cet article.

7.1.5 La contrainte des éléments précontraints sollicités à la flexion, obtenue par superposition des contraintes calculées à l'aide des formules des articles 7.1.2, 7.1.3 et 7.1.4, est présentée dans cet article. Les contraintes maximales limites y sont également données.

Pour les éléments non-fissurés, la contrainte de compression maximale du béton dans la zone comprimée de l'élément, en phase de service, est prise égale à la somme algébrique de la contrainte de compression du béton σ_{kc} sous combinaison des charges caractéristiques, et de la contrainte de traction du béton σ_{pt} , dans la zone tendue, à la mise en tension, générée par les efforts de précontrainte. Pour les éléments fissurés, la contrainte de compression maximale du béton dans la zone comprimée est égale à σ_{cc} , qui est la contrainte du béton dans la section fissurée sous combinaison des charges caractéristiques.

Pour les éléments non-fissurés, la contrainte de traction maximale dans les armatures de précontrainte dans la zone tendue, est prise égale à la somme de la contrainte effective des armatures de précontrainte σ_{pe} après réduction due aux pertes de tension, et de la contrainte σ_p dans les armatures de précontrainte, sous combinaison des charges caractéristiques. Pour les éléments fissurés, la contrainte de traction maximale dans les armatures de précontrainte dans la zone tendue, est prise égale à la somme de la contrainte effective σ_{p0} des armatures de précontrainte lorsque la contrainte normale du béton au barycentre des armatures de précontrainte est égale à zéro, et de la contrainte σ_p qui est l'augmentation de contrainte dans les armatures sous combinaison des charges caractéristiques. Pour les armatures de précontrainte extérieures, en torons, la contrainte effective après déduction de toutes les pertes de tension, est de $\sigma_{pe,ex}$.

La contrainte de compression maximale limite du béton est de 0,5 fois la résistance caractéristique à la compression du béton. La contrainte de traction maximale limite des fils et des torons est de 0,65 fois leur résistance caractéristique à la traction. Ces limites de contraintes maximales sont

équivalentes à celles des « Règles des ponts JTJ 023—85 ».

Dans cette révision, la limite de contrainte des torons dans les armatures de précontrainte extérieures a été complétée. La performance en fatigue est le principal facteur qui détermine la limite de contrainte des armatures de précontrainte extérieures sous forme de torons, en phase de service. Dans ce cas, l'amplitude de la contrainte de fatigue sous les charges de véhicule ainsi que l'incertitude des efforts locaux au niveau des dispositifs d'ancrages et des déviateurs, doivent être prises en compte. Les limites de contraintes dans les torons, données dans les normes internationales, sont très différentes. Comme indiqué dans le tableau 7-1, la limite de contrainte dans les torons pour les armatures de précontrainte extérieures, prescrite dans la présente norme, est de $0.60f_{pk}$. Pour les barres de précontrainte nervurées, la limite de contrainte de traction de $0.80f_{pk}$, prescrite dans la version précédente de la norme, a été réduite à $0.75f_{pk}$ dans la présente norme.

Tableau 7-1 limites de contrainte dans les torons de précontrainte extérieure, en service prescrites par les normes internationales

Pays d'origine de la norme	Etats Unis	Japon	Allemagne	France
limites de contrainte	$0.72f_{pk}$	$0.70f_{pk}$	$0.70f_{pk}$	$0.60f_{pk}$

7.1.6 Deux règles ont été prescrites dans cet article :

1. Dispositions relatives au calcul de la contrainte de compression principale dans la section inclinée des éléments en béton précontraint sollicités à la flexion. Cette vérification est un complément au calcul de la résistance à la flexion des sections inclinées, et son objectif est d'éviter la rupture dans les âmes des éléments sous les efforts de précontrainte en phase de service. Une contrainte principale de compression trop élevée diminuera la résistance à la fissuration de la section inclinée.
2. Les contraintes principales de traction dans les âmes de l'élément, sont calculées en phase élastique, ce qui est un complément au calcul de la résistance au cisaillement des sections inclinées. La quantité d'armatures transversales d'effort tranchant ainsi que leurs dispositions dans l'élément, doivent être déterminées selon les exigences de cet article. La section des armatures transversales d'effort tranchant, obtenue par le calcul, doit être comparée à celle obtenue pour assurer la résistance au cisaillement des sections inclinées, et c'est la plus grande des deux sections qui doit être mise en place.

7.2 Calcul des contraintes dans les éléments en béton précontraint en phases provisoires

7.2.1 Le calcul de la contrainte en phases provisoires est par nature, un calcul élastique. Sauf indication contraire, les valeurs caractéristiques des charges de construction doivent être prises en compte. Dans le cas général, la nature des vérifications qui sont faites aux états limites de service, ne sont pas nécessairement effectuées pour les phases provisoires. Par conséquent, les déformations excessives ou les fissures, peuvent être évitées en recourant à des dispositions constructives ou des procédés d'exécution particuliers.

7.2.3 Le béton doit présenter un certain niveau de résistance et de module d'élasticité, au moment de la mise en tension.

1. Si les armatures de précontrainte sont mises en tension trop tôt, pendant la phase initiale de retrait et de fluage du béton, la perte de tension sera importante. Ceci diminuerait donc l'efficacité des armatures de précontrainte et pourrait donner lieu à des fissures de faible ouverture dans les éléments, ce qui diminuerait sa résistance à la fissuration.
2. Certaines entreprises rajoutent des accélérateurs de prise dans le béton. De sorte que le niveau de résistance du béton peut être atteint rapidement, mais son module d'élasticité rester insuffisant, ce qui résulte des déformations excessives après mise en tension.

En se référant à l'article 7.4 et 7.8.5 des « Spécifications techniques des travaux des ponts routiers » JTG/T F50—2011, la résistance du béton à la mise en tension des armatures de précontrainte prescrite dans la présente norme, est de 80% de sa résistance caractéristique à 28 jours. Les exigences liées au module d'élasticité ont également été complétées.

Les dispositions de calcul ainsi que les limites de contraintes dans les éléments en béton armé, sollicités à la flexion, en situation provisoire sont précisées dans les articles 7.2.4 ~ 7.2.6. Les explications sont les suivantes :

1. Les hypothèses de base pour le calcul élastique des éléments sollicités à la flexion ainsi que les formules de calcul des contraintes élastiques dans les sections droites et les sections inclinées sont applicables.
2. Lorsque les armatures longitudinales sont disposées dans les zones comprimées, la contrainte dans les armatures comprimées, doit satisfaire à la condition de $\alpha_{ES} \alpha'_{sd} \leq f'_{sd}$, avec pour x_0 la

hauteur de la zone comprimée et I_{cr} pour moment d'inertie.

Dans le cas où $\alpha_{ES}\alpha'_{sd} > f'_{sd}$, le terme $\alpha_{ES}A'_s$ dans les formules, doit être remplacé par $\frac{f'_{sd}}{\sigma'_{cc}}A'_s$, où f'_{sd} est la résistance dans les armatures et σ'_{cc} la contrainte du béton au niveau du barycentre des armatures comprimées. Lorsque plusieurs lits d'armatures sont disposés dans la zone tendue de la section, le terme $\alpha_{ES}A_s (h_0 - x_0)^2$ dans les formules de calcul du moment d'inertie de la section homogénéisée fissurée, doit être remplacé par $\alpha_{ES} \sum_{i=1}^n A_{si} (h_{0i} - x_0)^2$, où n est le nombre de lits d'armatures tendues, A_{si} est l'aire de la section totale du i ème lit d'armatures, et h_{0i} la distance entre le centre de gravité de la section A_{si} du i ème lit d'armatures et le bord extérieur de la zone comprimée.

7.2.8 Pour les éléments précontraints sollicités à la flexion, les limites de contrainte dans les zones comprimées et dans les zones tendues, à la mise en tension, sont prescrites dans le présent article.

La limite de contrainte à la compression du béton au bord de la zone comprimée, à la mise en tension, est déterminée en s'appuyant sur l'expérience en Chine et en se référant aux normes chinoises et internationales. Cette limite de contrainte est égale à celle spécifiée dans les « Règles des ponts JTJ 023—85 ». Cependant, dans la présente norme, cette limite est valable pour le béton à haute résistance et pour le béton à résistance normale. Si la contrainte de compression du béton dans la zone comprimée, à la mise en tension, est trop élevée, des flèches ascendantes excessives ainsi que des fissures longitudinales pourraient apparaître dans l'élément. Les retours d'expérience montrent que la limite de contrainte donnée dans la présente norme, est appropriée.

La contrainte de traction σ'_{ct} du béton au bord de la zone tendue, à la mise en tension, doit être inférieure ou égale à $1.15f'_{tk}$, qui est également la limite prescrite dans les « Règles des ponts JTJ 023—85 ». Lorsque $\sigma'_{ct} \leq 0.7f'_{tk}$, la zone tendue à la mise en tension, ne va pas fissurer du fait de la qualité du béton. Cependant, en raison de la faible résistance à la traction du béton, une certaine quantité d'armatures longitudinales doit être disposée dans cette zone pour limiter et répartir les fissures éventuelles. Cette disposition est plus stricte par rapport aux exigences des « Règles des ponts JTJ 023—85 ». Lorsque $\sigma'_{ct} = 1.15f'_{tk}$, la contrainte de traction est toujours inférieure à $\gamma f'_{tk}$, et la section ne va pas fissurer selon l'analyse théorique. Cependant, si le niveau de contrainte est déjà élevé, alors il est nécessaire de prévoir des armatures longitudinales en quantité suffisante, afin d'éviter d'éventuelles fissures, qui seraient dues à l'incertitude sur les efforts de précontrainte et à la petitesse des déformations liées à la traction du béton.

Il est souhaitable de prévoir des armatures de faible diamètre dans les zones tendues à la mise en tension, ce qui est favorable à la répartition uniforme des fissures.

8 Règles de calcul des éléments

8.1 Éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, sollicités à la flexion

8.1.1 Dans le présent article, un élément constitué de composants préfabriqués et de béton coulé en place sollicité à la flexion, désigne un élément qui est sollicité à la flexion et qui est constitué en partie inférieure d'un composant en béton préfabriqué sur lequel une couche de béton frais est coulée, l'ensemble formant un tout.

8.1.2 Lors du calcul des éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place sollicités à la flexion, la contrainte générée par la différence de retrait entre la couche de béton coulé en place, et l'élément préfabriqué, doit être prise en compte. La méthode de calcul consiste à supposer une diminution de température dans la couche de béton coulé en place, selon un principe de calcul similaire à celui du calcul de la contrainte sous gradient de température.

8.1.6 Les essais montrent que les principaux facteurs d'influence sur la résistance au cisaillement de l'interface entre la partie préfabriquée et la partie coulée en place, sont la résistance du béton, le ratio d'armatures transversales et la résistance à la traction des armatures. D'après les données expérimentales, l'influence du ratio d'armatures transversales sur la résistance au cisaillement, est d'autant plus importante que ce ratio est supérieur ou égal à 0,001. Cet effet peut être évalué par la formule de régression suivante :

$$\frac{\tau_u}{f_{cd}} = 0.14 + \rho_{sv} \frac{f_{sd}}{f_{cd}} \quad (8-1)$$

Avec

τ_u —Contrainte maximale de cisaillement au niveau de l'interface

f_{sd} —Résistance caractéristique à la traction des armatures transversales

f_{cd} —Résistance de calcul en compression du béton

ρ_{sv} —Ratio d'armatures transversales, $\rho_{sv} = A_{sv}/bs_v$ pour lequel A_{sv} est la section totale des brins des armatures transversales dans la section verticale de la poutre, s_v est l'espacement des armatures transversales, et b est la largeur de l'interface entre la partie préfabriquée et la partie coulée en place.

Selon la figure 8-1, l'effort de cisaillement agissant au niveau de l'interface entre la partie préfabriquée et la partie coulée en place dans la section inclinée étant F , l'effort de la réaction d'appui étant V , la contrainte de cisaillement au niveau de l'interface étant τ , la distance entre l'appui et la section de calcul étant a , la largeur de l'interface b , le bras levier des efforts internes étant z , la formule d'équilibre des efforts internes s'écrit de la façon suivante:

$$Va = \tau abz$$

Par conséquent:

$$\tau = \frac{V}{bz} \quad (8-2)$$



Figure 8-1 Illustration de l'effort de cisaillement au niveau de l'interface entre la partie préfabriquée et la partie coulée en place

F - Effort de cisaillement horizontal au niveau de l'interface; V -Effort de cisaillement vertical; T -Effort de traction dans les armatures principales; z -Bras levier des efforts internes

En prenant en compte le coefficient d'importance de la structure γ_0 et en introduisant $\tau = \tau_u$, $V = V_d$, $z = 0.85h_0$ dans la formule (8-2), et en l'introduisant dans la formule (8-1) avec $\rho_{sv} = A_{sv}/bs_v$, on obtient la formule suivante

$$\gamma_0 V_d \leq 0.12f_{cd}bh_0 + 0.85f_{sd}\frac{A_{sv}}{s_v}h_0 \quad (8-3)$$

Qui constitue la formule(8.1.6).

8.1.7 Les formules (8.1.7-1) et (8.1.7-2) du présent article, ont été établies en se référant à l'article 8.16.6.5.3 des règles AASHTO, Edition 14, 1989 (ci-après dénommées « AASHTO Edition 14 »).

8.1.11 Compte tenu des caractéristiques des éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, cette formule (8.1.11-1) se présente sous une forme différente de l'

expression du calcul C2 de l'article 6.4.3 de la présente norme. La formule (8.1.11-2) est établie en référence à la formule (7.5.9-1) des « Règles de conception des structures en béton armé » (Norme GBJ 10—89). La valeur limite de $0.75f_{sk}$ dans la formule (8.1.11-2), a été donnée en prenant en compte le fait que pendant la phase de construction, les charges de construction sont appliquées sur l'élément préfabriqué, dont la hauteur est faible, de sorte que la contrainte de traction dans les armatures est supérieure à celle des armatures dans la section complète finale. Ce phénomène est souvent dénommé « surtension des armatures ». Lorsque la couche de béton coulée en place atteint la résistance de calcul et forme un ensemble monobloc avec la partie préfabriquée, le moment M_{2s} agit sur toute la section et génère une augmentation de contrainte dans les armatures tendues. Dans ce cas, la contrainte de traction dans les armatures des éléments constitués des composants préfabriqués et du béton coulé en place, est toujours supérieure à celle qui s'exerce dans les armatures des éléments fabriqués en une seule phase de même section transversale. Il est possible que la limite d'élasticité des armatures tendues, soit atteinte plus tôt que prévu sous l'action de $M_s = M_{1Gk} + M_{2s}$. Par conséquent, la valeur maximale de la contrainte σ_{ss} est limitée à $0.75f_{sk}$. Lorsque $M_{1Gk} < 0.35M_{1u}$, on considère que $h_1 = h$ dans la formule (8.1.11-2). Ceci est formulé en référence à l'article 7.5.9 de la « Norme GBJ 10—89 » et à la publication de l'article « Structures en béton armé (éléments structuraux de base) » rédigé par Wang Yijun.

8.1.12、8.1.13 La flèche des éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, sollicités à la flexion, est généralement supérieure à celle des éléments coulés en une seule phase, et par conséquent, la rigidité de calcul de ces éléments, est inférieure à celle des éléments coulés en une seule phase. Les analyses ont été effectuées en comparant les formules de calcul de la rigidité à court terme des éléments coulés en une seule phase dans l'article 5.3.3 de la « Norme GBJ 10—89 » avec les formules de calcul de la rigidité à court terme des éléments coulés en deux phases tels que présentés dans l'article 7.5.15 de la « Norme GBJ 10—89 ». Il est considéré que les rigidités des éléments en béton armé et en béton précontraint, constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, sollicités à la flexion, doivent être calculées selon les formules (6.5.2-1) et (6.5.2-4) de la présente norme, en multipliant les rigidités des éléments coulés en une seule phase, par des coefficients de minoration de 0.9 et 0.85 respectivement.

8.1.14 Le coefficient de majoration de la flèche à long terme des éléments constitués de composants préfabriqués et de béton coulé en place, sollicités à la flexion, a été déterminé en comparant les formules de calcul de la rigidité à long terme des éléments coulés en une seule phase de l'article 5.3.2 de la « Norme GBJ 10—89 » et les formules de calcul de la rigidité à long terme des éléments coulés en deux phases de l'article 7.5.14 de la « Norme GBJ 10—89 ».

8.1.15 Cet article est établi en référence à l'article 7.5.13 de la « Norme GBJ 10—89 ».

8.2 Zone d'ancrage des éléments précontraints par post-tension

8.2.1 La zone d'ancrage des éléments post-tendus, est soumise aux efforts concentrés de l'ancrage de précontrainte. Les effets des charges concentrées et de la diffusion des contraintes, doivent être pris en compte dans cette zone de régularisation des contraintes. En référence aux règles « AASHTO LRFD », on distingue dans la zone d'ancrage, le prisme local et la zone d'équilibre général (voir Figure 8-1) pour lesquelles, les calculs sont effectués en fonction des caractéristiques des efforts.

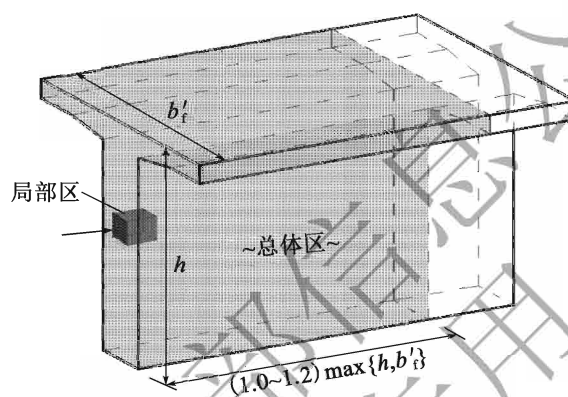


Figure 8-1 prisme local et zone d'équilibre général

Le prisme local est directement soumis aux efforts d'ancrage. En plus de la vérification du béton sous compression locale, les dispositifs d'ancrage doivent également répondre aux exigences mécaniques des essais prescrits dans les « Spécifications des dispositifs d'ancrage des torons précontraints des ponts routiers » (JT/T 329).

La zone d'équilibre général est la zone résiduelle de la zone de régularisation de contrainte dont on déduit le prisme local. Le sujet principal dans cette zone réside dans le calcul des armatures d'éclatement vis-à-vis des efforts de traction générés par la diffusion des contraintes dans le béton. Les résultats des recherches montrent que les armatures qui satisfont aux exigences de la résistance du tirant de l'article B.3.3, peuvent aussi satisfaire aux exigences relatives à l'éclatement. En faisant référence aux « Règles de conception des structures en béton » (GB50010) et aux règles « AASHTO LRFD », on considère que l'effort d'ancrage de calcul P_d , doit être pris égal à 1,2 fois l'effort limite, à la mise en tension, lors du calcul des contraintes de traction dans la zone d'équilibre général. Dans le même temps, sous l'effort d'ancrage de calcul, la contrainte de traction dans les armatures, ne doit pas dépasser la résistance de calcul en traction des armatures passives. Selon le principe de calcul ci-dessus, l'ouverture de fissure dans la zone d'ancrage ne dépasse pas 0,15 mm, ce qui répond aux exigences de service. Ceci a été démontré par de nombreux essais,

notamment dans les règles « AASHTO LRFD », qui font référence aux résultats expérimentaux de recherches de l'Université du Texas (plus de 100 pièces essayées au total), et aux « Règles de conception des structures en béton » (GB50010) qui font référence aux résultats expérimentaux de recherches menées par l'Université Tsinghua et l'Académie chinoise de recherche sur le bâtiment (plus de 50 pièces essayées au total).

Il existe plusieurs zones tendues dans la zone d'équilibre général de la zone d'ancrage des éléments en béton, précontraints par post-tension :

1. Lors de la diffusion de l'effort appliqué sur la plaque d'ancrage vers la section complète, des contraintes de traction transversales (ou contrainte de fendage) sont générées, dont la résultante est dénommée effort de fendage. Selon les principes de la mécanique, les chemins de transmission de l'effort d'ancrage à l'extrémité, peuvent être représentés par deux lignes de flux d'effort. L'effort de fendage serait généré au niveau du changement de direction de ces flux, en application du principe d'équilibre des efforts internes (voir figure 8.2a). En outre, la répartition des contraintes transversales, au niveau de l'axe de l'effort d'ancrage, peut également être obtenue par des analyses tridimensionnelles aux éléments finis, et l'effort de fendage peut être obtenu en intégrant ces contraintes de traction transversales (voir figure 8.2b).
2. Lorsque l'effort d'ancrage est appliqué en dehors du noyau central de la section transversale (la zone où l'application des efforts normaux ne génère aucune contrainte normale de traction dans la section), il existe des contraintes normales de traction sur le bord tendu de la zone d'ancrage [voir figure 8.3a] et l'effort résultant constitue la traction de bord.
3. Les contraintes d'éclatement sont générées au niveau du bord de la surface d'ancrage, et l'effort résultant de l'ensemble de ces contraintes constitue l'effort d'éclatement [voir la figure 8.3b]].

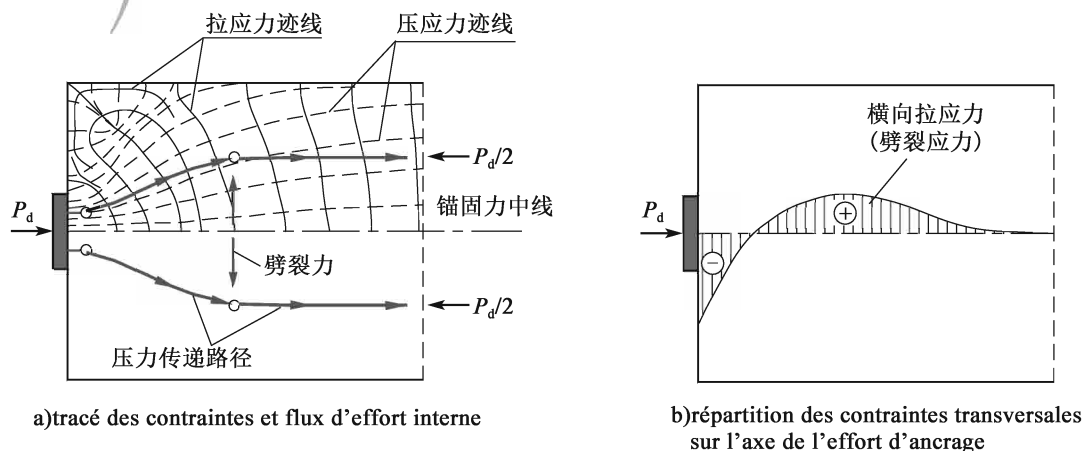


Figure 8-2 mécanisme de l'effort de fendage dans la zone d'ancrage

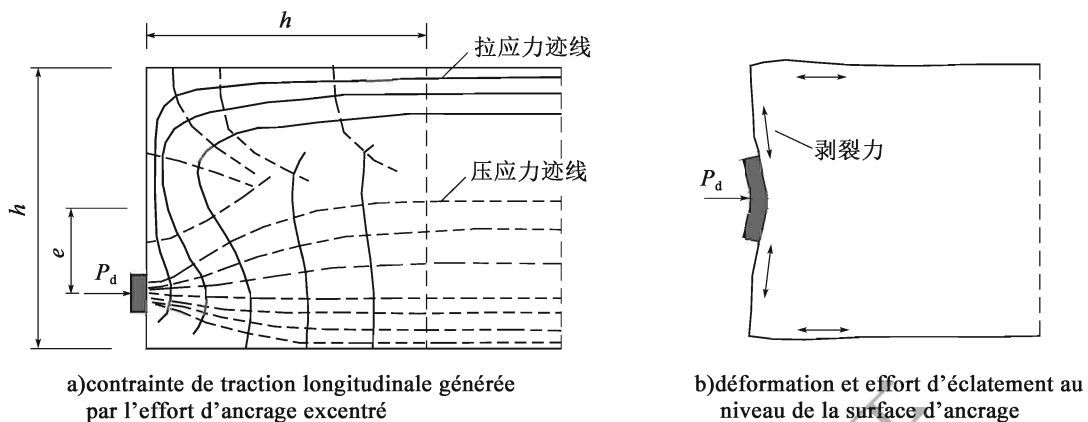


Figure 8-3 mécanisme de l'effort de traction longitudinal au bord et mécanisme de l'effort d'éclatement dans la zone d'ancrage d'about

8.2.2 Cet article présente la méthode de calcul de l'effort de fendage à l'arrière de la section d'ancrage d'about. Pour la zone d'ancrage d'about de la poutre en T (ou poutre-caisson), l'âme sur laquelle agit l'effort d'ancrage d'about, peut être considérée comme une plaque de section rectangulaire. L'excentricité e est calculée à partir du centre de gravité de la section d'origine en forme de T (ou de poutre-caisson).

La formule de calcul de l'effort de fendage, généré par un seul ancrage (8.2.2-1) est une formule dérivée des dispositions des règles « AASHTO LRFD », qui a été ajustée en tenant compte de l'influence de l'excentricité de l'ancrage. Cette formule permet de calculer l'effort de fendage dans le plan principal d'ancrage, et présente une précision suffisante lorsque le rapport entre la hauteur et la largeur de la section est supérieur à 3. Les résultats de recherches, montrent que les contraintes de fendage, générées par la diffusion de l'effort d'ancrage dans la direction de la largeur, sont faibles, et qu'elles sont réparties dans la zone locale sous la plaque d'ancrage, et qu'

La distance d_b entre l'ancrage et le point d'application de l'effort de fendage, est déterminée en prenant en compte l'influence de l'excentricité de l'ancrage, et l'angle d'inclinaison du câble. Le signe de l'angle d'inclinaison du câble, est déterminé selon la figure 8-4: Dans la zone où la ligne de l'effort d'ancrage est dirigée vers le centre de gravité de la section, l'angle est considéré comme positif. Dans la zone où la ligne de l'effort d'ancrage s'écarte du centre de gravité de la section, l'angle est négatif.

L'analyse par éléments finis, montre que lorsque l'espacement de plusieurs ancrages est faible, l'effet de la diffusion des contraintes dues à un effort d'ancrage équivalent, est identique à celui de la diffusion des contraintes dues à un groupe d'ancrages. Selon les règles « AASHTO LRFD », lorsque la distance entre les centres des dispositifs d'ancrage adjacents, est inférieure à 1,5 fois la largeur a de la plaque d'ancrage a (soit $s < 1.5a$), ces ancrages peuvent être considérés comme formant un groupe d'ancrages denses. Des études montrent que cette hypothèse est également

valable lorsque $s < 2a$.

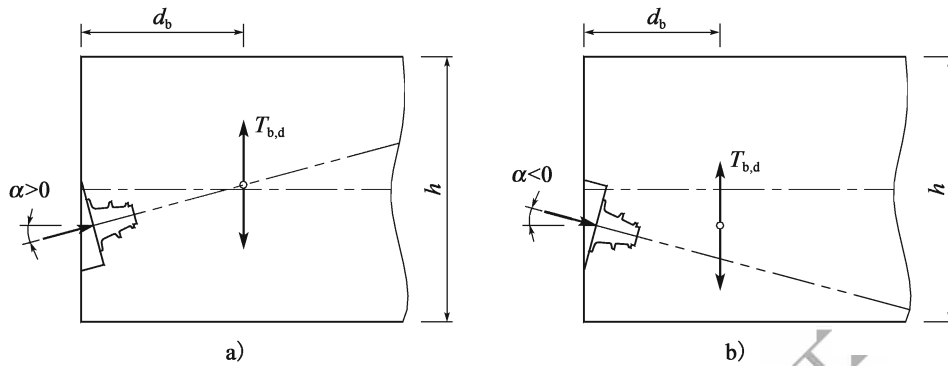


Figure 8-4 signe de l'angle d'inclinaison du câble de précontrainte

8.2.3 Dans la zone d'ancrage d'about, l'effort d'éclatement est généré par la déformation locale de la surface de contact, sous compression de l'ancrage. Cette contrainte d'éclatement peut parfois atteindre $0.5\sigma_s$ (σ_s étant la contrainte moyenne de compression dans la section totale, générée par l'effort d'ancrage), mais elle est rapidement atténuée lorsque la section s'éloigne de la surface d'about vers le centre de la poutre. L'effort d'éclatement de surface, peut être obtenu en faisant l'intégrale des contraintes d'éclatement, sur la surface de répartition (voir figure 8-5). Selon l'étude de Leonhardt sur les types d'ancrages, l'effort d'éclatement ne dépasse généralement pas 2% de l'effort d'ancrage. Les règles « AASHTO LRFD » prescrivent des armatures d'éclatement, en vue de contrôler la fissuration, en considérant que la valeur maximale de l'effort d'éclatement est égale à 0.02 fois l'effort maximal de l'ancrage.

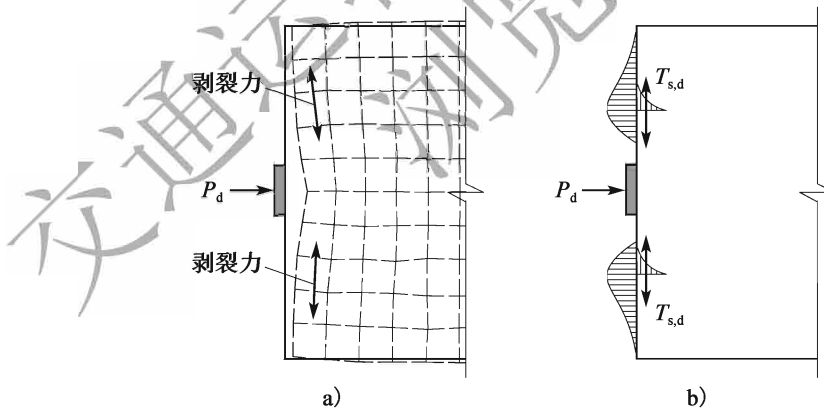


Figure 8-5 déformation à l'about de l'ancrage et effort d'éclatement

8.2.4 Dans la zone d'ancrage d'about, la diffusion des efforts d'ancrage présentant un grand espacement, peut provoquer un effort d'éclatement de la surface d'about. Par exemple, lorsque la distance entre deux groupes d'ancrages, situés en haut et en bas de la section d'about de la poutre en T est grande, les contraintes d'éclatement générées sur la surface d'about peuvent provoquer des fissures d'éclatement [voir figure 8.6a]. Dans le cas d'ancrages sur l'âme du caisson, une partie des efforts d'ancrage est transmise dans le hourdis supérieur et dans le hourdis inférieur. Par

conséquent, des contraintes d'éclatement seront générées dans la partie centrale des hourdis, et peuvent provoquer des fissures d'éclatement longitudinales [voir figure 8. 6b)].

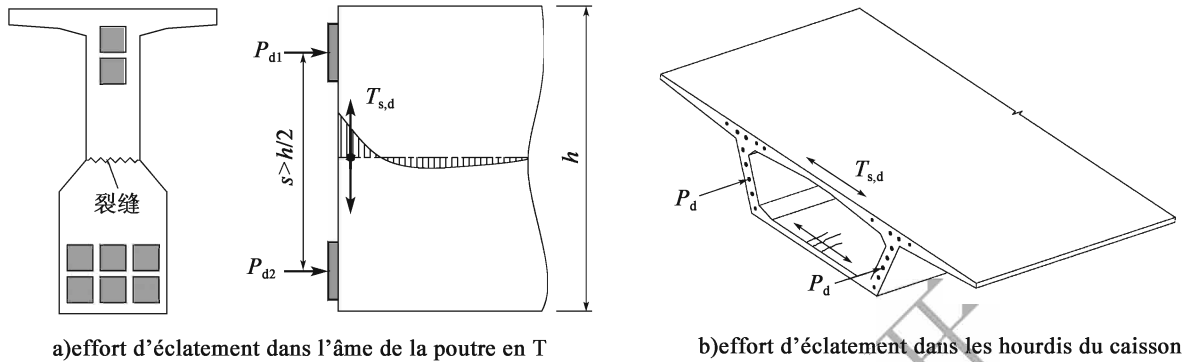


Figure 8-6 effort d'éclatement dans le cas d'ancrages espacés et de fissures d'éclatement

8.2.5 Cet article présente la méthode du calcul de la traction en bord pour des ancrages d'excentricité importante. Lors de la mise en tension des armatures de précontrainte par phase, il peut exister un ancrage d'excentricité importante, de sorte qu'il est alors nécessaire de calculer l'effort de traction le plus défavorable sur le bord tendu.

8.2.6 La zone d'ancrage du bossage de la précontrainte par post-tension, est une zone de régularisation des contraintes, et le calcul des armatures doit être effectué en prenant en compte l'effort d'ancrage concentré, la variation géométrique, ainsi que l'effet dû à l'inclinaison des câbles de précontrainte, afin de répondre aux exigences de maîtrise de fissuration et de résistance.

L'analyse aux éléments finis volumiques, montre que les effets locaux typiques suivants existent dans la zone d'ancrage du bossage (voir la figure 8-7) :

1. Effort de fendage à la sortie des dispositifs d'ancrage
2. Effort de traction au niveau de la base du bossage
3. Effort de traction par entrainement derrière le bossage

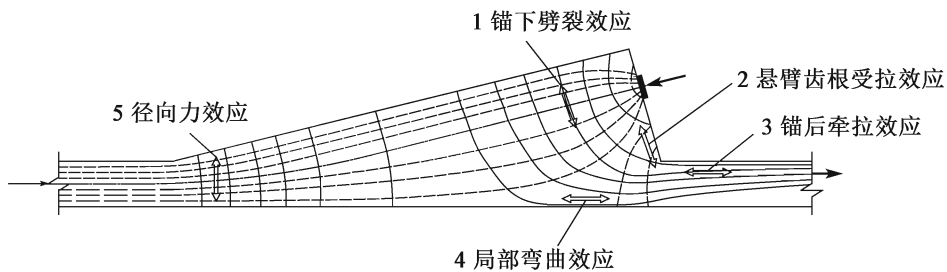


Figure 8-7 cinq types d'effets locaux dans la zone d'ancrage du bossage

4. Effort de traction sur la paroi extérieure, dû à la flexion locale

5. Effort de traction généré par le changement de direction de la précontrainte

La formule de calcul des efforts de traction dans les cinq zones tendues du bossage, s'applique dans le cas d'un bossage courant. La méthode de calcul des armatures nécessaires pour résister à ces efforts de traction, est donnée dans l'article 9.4.20 avec les explications complémentaires suivantes :

1. L'effort de traction au niveau de la base du bossage $T_{s,d}$, est créé principalement par la déformation de compression de la surface sous la plaque d'ancrage, ainsi que par la concentration des contraintes, au niveau de l'angle concave à la base du bossage. Selon des études aux éléments finis, la valeur de cet effort est similaire à celle des efforts d'éclatement, et doit être prise égale à 2% de l'effort d'ancrage.
2. L'effort de traction par entrainement derrière le bossage, est généré au niveau des parois intérieures près du bossage. La répartition de cet effort est très localisée, mais la valeur de la résultante $T_{ib,d}$ est relativement importante, et peut provoquer des fissures de traction. L'effort de compression longitudinale dans les parois, peut équilibrer une partie de cet effort de traction, mais cet effet favorable est généralement négligé par sécurité. Les règles « AASHTO LRFD » prescrivent de prendre en compte 25% de l'effort limite de mise en tension pour l'effort de traction par entrainement derrière le bossage. Dans le présent article, on considère que l'effort de traction par entrainement derrière le bossage, est égal à $0.2P_d$, où P_d représente l'effort d'ancrage.
3. Les formules de calcul des trois autres efforts de traction, dérivent de l'analyse des surfaces d'ancrage à l'extrémité d'un bossage individuel. La méthode de calcul de l'effort de fendage à la sortie des dispositifs d'ancrage $T_{b,d}$, et de l'effort de traction sur la paroi extérieure dû à la flexion locale $T_{et,d}$, est similaire à celle que l'on utilise pour le calcul de l'effort de fendage et l'effort de traction au bord, dans le cas d'ancrages d'excentricité importante. La formule de calcul de l'effort de traction $T_{R,d}$, généré par le changement de direction de la précontrainte, est établie conformément au principe d'équilibre des efforts internes équivalents à la précontrainte, soit $T_{R,d} = 2P_d \sin(\alpha/2) \approx P_d \alpha$.

Il est à noter que les sections d'armatures calculées selon cet article, sont des sections minimales théoriques permettant de résister aux cinq types d'effort de traction, sections qui ne comprennent pas les sections des armatures constructives. Par exemple, dans le cas d'un bossage d'ancrage sur le hourdis inférieur, si la section des armatures constructives longitudinales dans le hourdis inférieur, est plus grande que la section des armatures requises par le calcul pour résister à l'effort de traction par entrainement derrière le bossage et à l'effort de traction sur la paroi extérieure dû à

la flexion locale, aucune armature supplémentaire ne sera nécessaire. Dans le cas contraire, il est nécessaire de mettre en place des armatures complémentaires.

8.3 Entretoises sur appuis

8.3.1 Les entretoises sur appuis sont en général dimensionnées par les efforts dans la section transversale. Pour les entretoises d'un caisson à cellule unique, si les axes des appareils d'appui coïncident avec les axes verticaux des âmes, les charges seront transmises directement aux appareils d'appui sans passer par l'entretoise, et les armatures de l'entretoise seront uniquement calculées pour satisfaire aux exigences des dispositions constructives. Si les axes des appareils d'appui sont décalés par rapport aux axes verticaux des âmes, les armatures de l'entretoise seront calculées pour résister aux efforts internes.

Les résultats montrent que les charges sur tablier sont transmises aux entretoises principalement par effort de cisaillement dans les âmes. Le calcul des armatures transversales de l'entretoise, doit être effectué principalement en fonction de l'effort de traction en partie haute de l'entretoise, généré par la flexion dans la direction transversale. L'analyse montre que lorsque le rapport entre la largeur et la hauteur de l'entretoise est de $B_w/h > 2$, les contraintes normales dans la section centrale de l'entretoise sont réparties de manière linéaire, et peuvent être calculées en considérant l'entretoise comme une poutre. Lorsque le rapport entre la largeur et la hauteur de l'entretoise est de $B_w/h \leq 2$, les contraintes de traction en partie haute de la section centrale de l'entretoise peuvent être calculées selon l'article 8.3.2, en considérant l'entretoise comme une zone de régularisation des contraintes. Ces contraintes de traction peuvent également être calculées par la méthode bielle-tirant ou par la méthode aux éléments finis. La figure 8-8 montre le schéma du modèle bielle-tirant dans le cas d'une entretoise sur appui unique et d'une entretoise sur deux appuis. Ces schémas montrent le trajet de transmission du flux des efforts de réaction d'appui dans l'entretoise et l'effort de traction généré. En général, les nœuds du modèle bielle-tirant dans l'entretoise sur appuis, sont des nœuds approximatifs (nœuds sans limites géométriques claires) et la résistance à la compression du nœud n'est pas une condition dimensionnante pour la conception. Seule la vérification des armatures du tirant est requise.

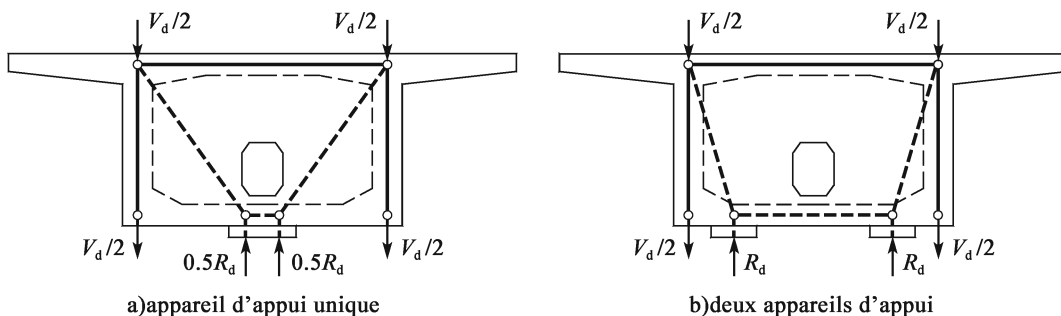


Figure 8-8 modèle bielle-tirant au niveau de l'entretoise sur appuis

8.3.2 Les résultats des études montrent que lorsque le rapport entre la largeur et la hauteur de l'entretoise est de $B_w/h > 2$, les contraintes normales dans la section centrale de l'entretoise peuvent être calculées en considérant l'entretoise comme une poutre. Lorsque le rapport entre la largeur et la hauteur de l'entretoise est de $B_w/h \leq 0.5$, l'effort de traction devient stable et tend vers $0.2V_d$. Or en réalité, des entretoises de faible largeur et de grande hauteur sont rares. Les entretoises de $0.5 \leq B_w/h \leq 2$ sont courants dans les tabliers-caissons à cellule unique, et l'attention doit être attirée sur le calcul de la résistance à la fissuration en partie haute et le calcul des armatures de précontrainte, transversales dans ces entretoises. Cette formule est établie pour les entretoises sollicités par des efforts uniformes de cisaillement sur les côtés latéraux dans les tabliers en encorbellements qui sont considérés comme des poutres de grande hauteur. Lorsque le rapport entre la largeur et la hauteur de l'entretoise, est compris entre 0,5 et 2, l'effort de traction en partie haute de l'entretoise varie de manière presque linéaire. En comparant les résultats du calcul par cette formule, et les résultats issus de calculs élastiques aux éléments finis (voir figure 8-9), on peut conclure que cette formule représente de manière satisfaisante l'influence du rapport entre la largeur et la hauteur de l'entretoise, l'influence de la distance entre appareils d'appui, et l'influence sur le niveau de contrainte de traction en partie haute de l'entretoise.

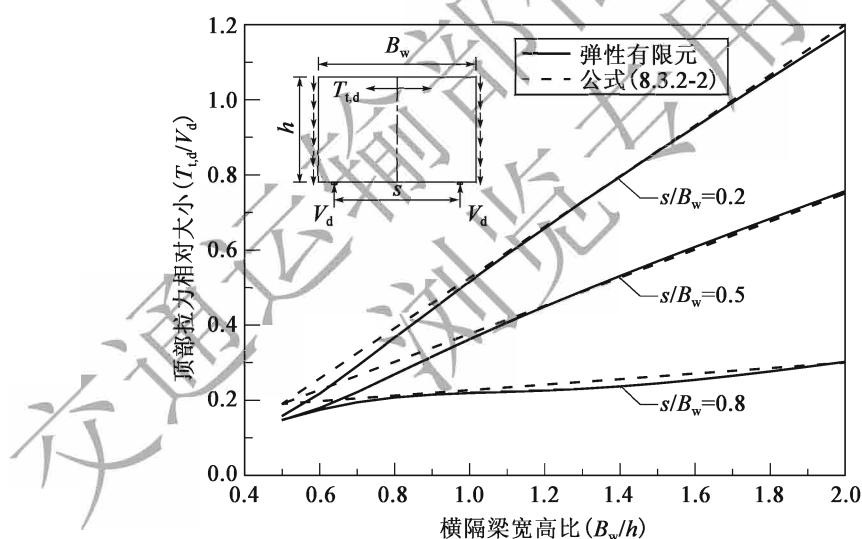


Figure 8-9 Comparaison des résultats du calcul par cette formule et aux résultats par calcul élastique aux éléments finis

L'analyse aux éléments finis volumiques, montre que la diffusion dans le hourdis supérieur des efforts de traction en partie haute de l'entretoise, générés par les efforts de réaction doit être prise en compte. Ces efforts de traction transversaux existent dans les zones du hourdis supérieur de part et d'autre de l'entretoise. Dans la direction longitudinale, les sections d'armatures passives ou d'armatures de précontrainte sur une zone de longueur égale à trois fois l'épaisseur de l'entretoise centré sur le plan moyen de ce dernier, doivent être prises en compte dans la résistance à cet effort

de traction T_t, d (voir la figure 8-10). Dans la direction verticale, les sections d'armatures passives ou d'armatures de précontrainte, situées dans l'épaisseur du hourdis supérieur, doivent être prises en compte dans la résistance à cet effort de traction.

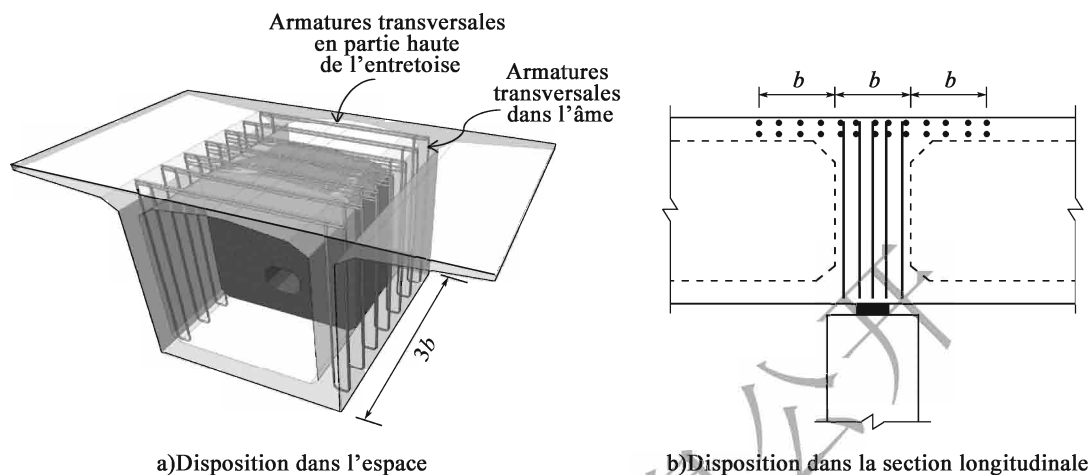


Figure 8-10 étendue des armatures passives transversales qui résistent aux efforts de traction en partie haute de l'entretoise

8.4 Chevêtres sur piles et sur culées

8.4.1 Les chevêtres supportés par des piles-pieux forment des portiques dans la direction transversale. Selon les dispositions de la version précédente, le chevêtre peut être calculé comme une poutre isostatique lorsque le rapport entre la rigidité en flexion par mètre linéaire (EI/l avec l longueur entre les nœuds des éléments) du chevêtre, et celle des poteaux, est supérieur à 5. Dans le cas d'un chevêtre supporté par plusieurs poteaux, le chevêtre peut être calculé comme une poutre continue. En réalité, le rapport entre la rigidité en flexion par mètre linéaire du chevêtre et celle des poteaux, est en général inférieur à 5. Par conséquent, les chevêtres supportés par des piles-pieux, peuvent être calculés comme des portiques rigides.

Afin de faciliter le calcul, chacun des pieux de fondation peut être considéré en tant que pieu équivalent, encasté à la base de la fondation, comme le montre la figure 8-11. La profondeur du point d'encastrement est généralement prise égale à $1.8/\alpha$ où α est le coefficient d'encastrement du pieu, qui doit être pris conformément aux dispositions des « Règles de conception des fondations des ponts routiers » JTG D63.

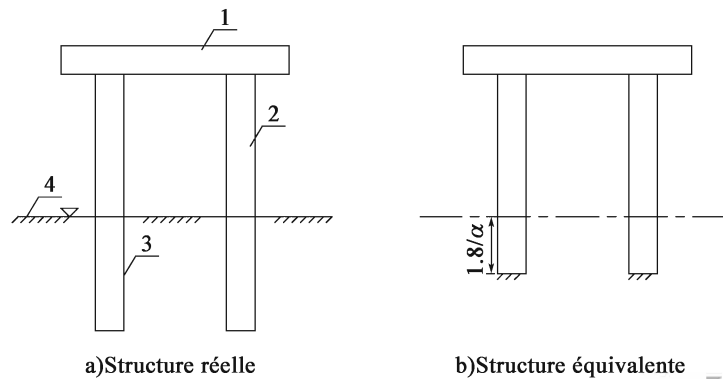


Figure 8-11 Modélisation de la fondation des chevêtres supportés par des piles-pieux
 1-Chevêtre ; 2-Poteau ; 3-Pieu ; 4-Terrain

8.4.2 Au cours des 20 dernières années, des études réalisées en Chine et à l'étranger, ont montré qu'une poutre doit être considérée comme une poutre courte dans le cas où $2.0 < l/h \leq 5.0$ pour les poutres isostatiques, ou dans le cas où $2.5 \leq l/h \leq 5.0$, pour les poutres continues. Ces poutres courtes doivent être analysées de manière similaire à celle des poutres cloisons, ce qui est différent de celle des poutres normales. Pour les structures hydrauliques [voir « Règles de conception des structures hydrauliques en béton » (DL/T 5057—1996) (ci-après dénommées « Règles DL/T 5057—1996 »)] et des bâtiments, les poutres dont $l/h \leq 5$ sont dénommées éléments de grande hauteur sollicités à la flexion (comprenant les poutres courtes et les poutres cloison). Le calcul des sections de ces éléments est différent de celui des éléments normaux sollicités à la flexion et la structure poutres cloisons doit répondre à des exigences constructives spécifiques.

Après enquêtes et analyses, le rapport entre la portée et la hauteur des chevêtres des appuis des ponts routiers, est généralement compris entre 3 ~ 5. Par conséquent, ces chevêtres sont classés en éléments de grande hauteur sollicités à la flexion et appartiennent à la sous-catégorie des poutres courtes. Cependant, ils n'appartiennent pas à la sous-catégorie des poutres cloisons. Par conséquent, ces chevêtres doivent être calculés selon la méthode des éléments de grande hauteur sollicités à la flexion, mais leurs structures ne répondent pas forcément aux exigences constructives spécifiques aux poutres cloisons.

Les éléments de grande hauteur sollicités à la flexion sont différents des éléments normaux. La limite du rapport entre la portée et la hauteur de $l/h < 5$ est définie pour les raisons suivantes :

1. Selon des essais et des calculs aux éléments finis, lorsque $l/h \leq 5$, la distribution des déformations dans les sections non-fissurées à mi-travée et dans les sections non-fissurées sur appuis, ainsi que la distribution des déformations moyennes dans les sections fissurées n'est plus conforme à l'hypothèse de conservation des sections planes.

2. D'après des essais de cisaillement, les poutres ne présentent pas de rupture à la traction inclinée lorsque $l/h \leq 5$.
3. D'après l'analyse élastique, lorsque $l/h \leq 5$, l'effet de la déformation par cisaillement sur la flèche de la poutre est d'environ 7,8 %, ce qui est négligeable.
4. Des dispositions similaires sont prescrites dans les « Norme Américaine ACI 318—89 », « Norme Canadienne CAN3-A23-3-M84 » et « Norme Néo-Zélandaise NZS3101 1982 ».

8.4.3 Pour les éléments massifs sollicités à la flexion, le bras de levier des efforts internes est toujours utilisé dans l'expression de la résistance à la flexion. Les deux formules de cet article, ont été établies en référence aux informations du Ministère du logement et du développement urbain et rural. Étant donné que les sections des éléments de grande hauteur sollicités à la flexion ne sont pas conformes à l'hypothèse de conservation des sections planes, le bras de levier des efforts internes z est plus petit que celui des éléments normaux sollicités à la flexion, de sorte qu'un coefficient d'ajustement est appliqué sur le bras de levier.

8.4.4 Les conditions limites de la géométrie de la section des chevêtres en béton armé, sollicités au cisaillement, ont été déterminées selon la formule (5.2.11) de la présente norme et en référence aux informations du Ministère du logement et du développement urbain et rural. Lorsque $l/h \leq 5$, le résultat du calcul selon la formule du présent article, est identique à celui obtenu selon la formule (5.2.11) de la présente norme. Lorsque $l/h = 2$, le résultat du calcul selon la formule du présent article est 0,8 fois celui obtenu selon la formule (5.2.11). Ces rapports sont conformes aux données du Ministère du logement et du développement urbain et rural.

8.4.5 La formule de calcul de la résistance au cisaillement de la section inclinée des chevêtres en béton armé, est formulée conformément à la formule (5.2.9-2) et en référence à l'article 10.6.4 de la « Norme DL/T 5057—1996 », ainsi qu'aux informations du Ministère du logement et du développement urbain et rural. Lorsque $l/h = 5$, le résultat du calcul selon cette formule est identique à celui obtenu selon la formule (5.2.9-2). Ce résultat augmente avec la diminution du rapport entre la portée et la hauteur du chevêtre. Lorsque $l/h = 2$, le résultat obtenu est 1,33 fois celui obtenu lorsque $l/h = 5$. Ce qui est proche du rapport de comparaison des formules correspondant aux informations du Ministère du logement et du développement urbain et rural.

8.4.6 Lorsque la partie en porte-à-faux du chevêtre, est soumise à un effort concentré, si la distance entre le point d'application de l'effort et le bord du poteau est inférieure ou égale à la hauteur de la section du chevêtre, le chevêtre est considéré comme une poutre courte ou massive en porte-à-faux, et peut être calculé selon la méthode bielle-tirant. Cet article donne la méthode de calcul des efforts internes, des résistances des bielles et des tirants.

En référence à l'article 4.2.8 des « Règles de conception des semelles en béton armé » CECS88:97 (ci-après dénommées « Règles CECS88:97 »), lors du calcul de la résistance au poinçonnement et de la résistance au cisaillement des sections inclinées de la semelle, les poteaux de section circulaire peuvent être considérés comme des poteaux de section carrée de côté égal à 0.8 fois le diamètre des premiers. Selon l'analyse plastique de la résistance au poinçonnement de la plaque sous les poteaux de section circulaire ou carrée, il existe une relation de conversion $b = (\pi/4)d$ entre le diamètre d de la section circulaire et le côté b de la section carrée. Des essais réalisés à l'étranger, montrent une relation $b = (\pi/4)d$. Par conséquent, la relation de conversion de $b = 0.8d$ entre la section circulaire du poteau et la section carrée du poteau, a été adoptée dans la présente norme.

8.4.7 Les chevêtres qui supportent deux appareils d'appui au-dessus d'une pile colonne constituent un cas courant. Le présent article donne la configuration du modèle bielle-tirant ainsi que la méthode de calcul des efforts internes dans le tirant pour ce type de structure, pour lequel le mécanisme de calcul est similaire à celui des poutres cloisons et des consoles courtes. De manière générale, la section transversale effective des bielles de compression inclinées, est grande dans le modèle bielle-tirant appliqué à ces chevêtres, et la résistance à la compression des nœuds des bielles ne constitue pas une condition limite pour la conception. Ainsi, seule la vérification des armatures du tirant est requise.

8.4.8 La formule de calcul de l'ouverture des fissures des éléments normaux, peut être également utilisée pour calculer l'ouverture des fissures de chevêtres en béton armé. Dans ce cas, le coefficient caractéristique de l'effort [équivalent au coefficient C3 dans la formule (6.4.3)] doit être égal à $\frac{1}{3} \left(\frac{0.4l}{h} + 1 \right)$ et cette formule est identique à celle des éléments normaux, lorsque l/h est égal à 5. La formule ci-dessus est établie en référence à l'article 10.6.10 de la « Norme DL/T 5057—1996 », pour laquelle des essais de vérification ont été effectués sur 34 poutres isostatiques.

8.4.9 Pour les poutres en béton armé dont le rapport entre la portée et la hauteur est de $l/h \leq 5$, les rigidités par mètre linéaire sont grandes et leurs flèches peuvent satisfaire à l'article 6.5.3. Par conséquent, les calculs de vérification ne sont pas requis dans ce cas.

8.5 Pieux et Semelles

8.5.1 La formule (8.5.1) est une formule simplifiée. Pour les ponts de grande portée et les ponts spéciaux de très grande portée, et en particulier pour les pieux-colonnes de grandes hauteur, soumis à des efforts horizontaux importants, tels que les efforts de séisme, des méthodes plus précises doivent être utilisées telles que la méthode avec prise en compte de la déformation du sol

(méthode m , par exemple.).

8.5.2 Le modèle poutre et le modèle bielle-tirant sont utilisés pour calculer la résistance des semelles. Le premier modèle a été adopté par les normes chinoises et le deuxième modèle a été adopté par l'article 5.6.3.1 des règles « AASHTO-LRFD ». Dans l'article 5.13.2.4.1 des « AASHTO-LRFD », il est indiqué que pour les corbeaux dont le mécanisme de transmission des efforts est similaire à celui des semelles, le calcul de la résistance doit être effectué en considérant l'élément comme une poutre en porte-à-faux lorsque la longueur de la partie en porte-à-faux est supérieure à sa hauteur, et le calcul de la résistance doit être effectué selon la méthode bielle-tirant dans le cas contraire. Dans l'ouvrage « La conception et la réalisation des structures en béton armé et en béton précontraint » publié en 1982 par la fédération internationale de la précontrainte (FIP), les poutres dont le rapport entre la longueur de la partie en porte-à-faux et la hauteur est inférieur ou égal à 1, ces poutres sont considérées comme des poutres cloisons en porte-à-faux. Sur cette base, il est prescrit que lorsque la distance entre le centre des pieux de la rangée la plus extérieure, et le bord du fût de la pile ou de la culée, est supérieure à la hauteur de la semelle, le calcul doit être effectué selon le modèle poutre et dans le cas contraire, le calcul doit être effectué selon le modèle bielle-tirant.

Le modèle poutre correspond à la méthode de calcul traditionnelle de la semelle. Selon les illustrations de la « Norme JGJ 94—94 », des flèches et des fissures sont constatées sur les bords de la semelle, parallèlement aux bords de la pile lors de la rupture de la semelle. Ce mécanisme de rupture est similaire à celui de poutres, et est différent de celui de dalles bi-directionnelles. Pour les ponts routiers qui sont soumis à des efforts horizontaux dans les deux directions, et qui sont soumis aux moments de flexion en même temps, les réactions dans chacun des pieux sont différentes. Lorsque les efforts horizontaux ou les moments changent de direction, les réactions dans les pieux vont également changer de valeur et de direction. Par conséquent, l'effort vertical maximal d'un pieu individuel dans une rangée, est considéré comme l'effort de calcul des pieux de cette rangée.

8.5.3 On ne prévoit pas de disposer des armatures transversales ou inclinées dans les semelles sur pieux des ponts routiers, de sorte que l'effort de cisaillement dans les sections inclinées sont principalement repris par le béton. En référence à la formule (5.1.10-2) des « Règles des ponts JTJ 023—85 », le premier terme à droite de la formule est

$$Q_h = \frac{0.008(2 + P) \sqrt{R} b h_0}{m} \quad (8-4)$$

Avec

Q_h —Effort de cisaillement appliqué au béton (kN)

R —Classe de résistance du béton selon les « Règles des ponts JTJ 023—85 »

b —Largeur minimale de l'âme qui traverse la zone comprimée en partie haute de la section inclinée.

h_0 —Hauteur utile de l'élément

m —Rapport entre la moment de flexion et le produit de l'effort tranchant par la hauteur utile

Dans cette formule, P est le taux d'armatures longitudinales tendues, ce qui indique que les barres longitudinales jouent un certain rôle dans la résistance au cisaillement et peuvent contribuer à limiter le développement de fissures inclinées et empêcher la remontée de l'axe neutre de la section. En remplaçant le terme $(2 + P)$ par $(2 + 0,6P)$ (voir article 5.2.9), en tenant compte de la conversion des classes de résistance, et en introduisant le coefficient d'importance de la structure γ_0 , on obtient la formule (8.5.3) :

$$\gamma_0 V_d \leq \frac{0.9 \times 10^{-4} \times (2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k}} bh_0}{m} \quad (8-5)$$

Il est recommandé d'adopter $m = 0,5$ lorsque $m < 0,5$, après comparaison avec la formule (5.6.8-2) de la « Norme JGJ 94—94 », de manière à éviter une trop grande sollicitation au cisaillement dans le cas où le rapport entre la moment de flexion et le produit de l'effort tranchant par la hauteur utile est faible.

Lessemelles peuvent être assimilées à des poutres de faible longueur et de grande hauteur dont le rapport entre la moment de flexion et le produit de l'effort tranchant par la hauteur utile est faible. Compte tenu du fait que les essais sont trop peu nombreux actuellement, on a établi la formule du présent article en référence à la « Norme JGJ 94—94 », comme indiqué dans le tableau 8-1.

Tableau 8-1 Comparaison de la résistance au cisaillement des sections inclinées

Rapport entre le moment de flexion et le produit de l'effort tranchant par la hauteur utile	Norme JGJ 94—94 ($\times bh_0$) N	Présente norme ($\times bh_0$) N		Rapport entre le moment de flexion et le produit de l'effort tranchant par la hauteur utile	Norme JGJ 94—94 ($\times bh_0$) N	Présente norme ($\times bh_0$) N	
0.3	2.50	$P = 0.20$	1.91	1.1	1.07	$P = 0.60$	0.97
0.5	1.88	$P = 0.30$	1.96	1.3	0.94	$P = 0.70$	0.84
0.7	1.50	$P = 0.40$	1.44	1.5	0.83	$P = 0.80$	0.74
0.9	1.25	$P = 0.50$	1.15	1.7	0.78	$P = 0.90$	0.67

NOTA: 1. classe de résistance du béton dans le tableau est C25. b est la largeur de calcul de la semelle (mm). h_0 est la hauteur utile de la semelle (mm). La valeur P n'a pas d'influence sur la résistance au cisaillement car la contribution des armatures longitudinales n'est pas prise en compte, voir « Norme JGJ 94—94 ».

2. Selon la formule de la présente norme, lorsque le rapport entre le moment de flexion et le produit de l'effort tranchant par la hauteur utile est inférieur à 0.5, on adopte un rapport égal à 0.5.

3. La valeur de P a été déterminée en tenant compte de sa correspondance avec le rapport entre le moment de flexion et le produit de l'effort tranchant par la hauteur utile dans les cas courants de conception.

Lorsqu'on calcule V_d , l'effort vertical maximal d'un pieu individuel faisant partie d'une rangée, est considéré comme l'effort de calcul pour les pieux de cette rangée, comme illustré sur la figure 8-12

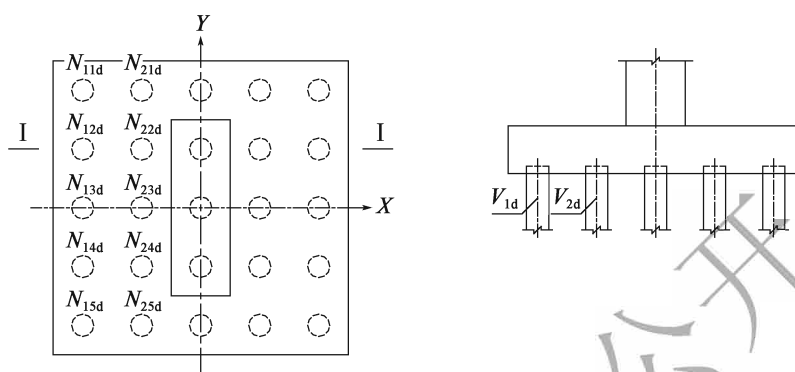


Figure 8-12 Illustration du calcul de V_d

Effort vertical de calcul de la première rangée de pieux $V_{1d} = 5 \max(N_{11d}, N_{12d}, N_{13d}, N_{14d}, N_{15d})$

Effort vertical de calcul de la deuxième rangée de pieux $V_{2d} = 5 \max(N_{21d}, N_{22d}, N_{23d}, N_{24d}, N_{25d})$

L'effort vertical de calcul d'un pieu individuel N_{ijd} (N_{11d}, N_{21d}, \dots) doit être calculé conformément à l'article 8.5.1.

8.5.4 Généralement les semelles des ponts routiers sont épaisses. Lorsque la distance entre le centre des pieux de la rangée la plus extérieure, et le bord du fût de pile ou de la culée est inférieure ou égale à la hauteur de la semelle, la résistance limite peut être calculée selon la méthode bielle-tirant. Pour les semelles supportées par deux pieux, la méthode bielle-tirant de la version précédente de cette norme a été reconduite (voir figure 8.5.4), dans laquelle l'effort exercé sur la semelle par la pile a été remplacé par deux efforts concentrés appliqués à une distance a , par rapport aux bords de la pile, et les points d'application des efforts de réaction ont été considérés au centre des pieux.

Pour déterminer les points d'application des efforts de la pile, il a été supposé dans la version précédente que les centres des pieux étaient positionnés par rapport aux bords de pile, à une distance égale à la hauteur de la semelle. Les sections d'armatures dans le tirant en bas de la semelle, calculées respectivement en utilisant modèle poutre ou le modèle bielle-tirant doivent donc être identiques et on peut en déduire la condition $a = 0.15h_0$.

Dans le cas où les efforts de réaction sont inégaux dans les deux pieux, la version précédente de la norme suggérait d'utiliser un « modèle bielle-tirant avec montant vertical », en se reportant à la

description des dispositions (voir figure 8-13).

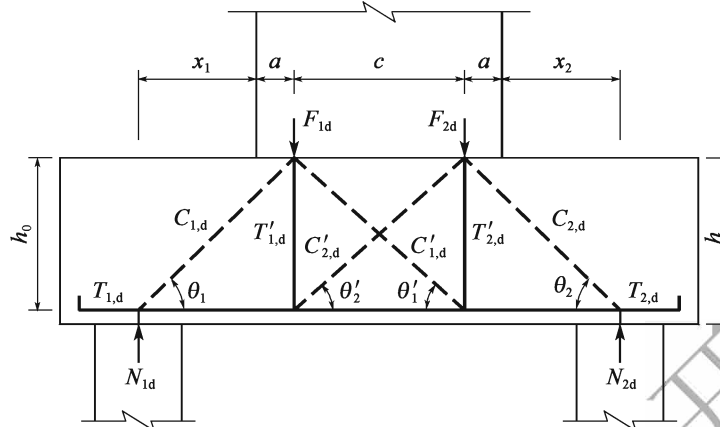


Figure 8-13 Modèle bielle-tirant avec montant vertical

Ce modèle peut être illustré par l'exemple suivant :

Il est supposé que $N_{1d} = 6000\text{kN}$, $N_{2d} = 5000\text{kN}$, $x_1 = x_2 = 1250\text{mm}$, $h_0 = 1880\text{mm}$, $c = 3000\text{mm}$, $a = 0.15h_0 = 282\text{mm}$.

Les angles sont calculés selon les conditions géométriques entre bielles et tirants : $\theta_1 = \theta_2 = \tan^{-1} \frac{h_0}{x_1 + a} = \tan^{-1} \frac{1880}{1250 + 282} = 50.82^\circ$, $\theta'_1 = \theta'_2 = \tan^{-1} \frac{h_0}{c - 2a} = \tan^{-1} \frac{1880}{3000 - 2 \times 282} = 27.66^\circ$.

Sur la base de l'équilibre des efforts au niveau du sommet du pieu gauche, on obtient : $C_{1,d} = \frac{N_{1d}}{\sin\theta_1} =$

$$7740.3\text{kN}, T_{1,d} = \frac{N_{1d}}{\tan\theta_1} = 4890.0\text{kN}, C'_{1,d} = \frac{T_{1,d}}{\cos\theta'_1} = 6177.0\text{kN};$$

Sur la base de l'équilibre des efforts au niveau du sommet du pieu droit, on obtient : $C_{2,d} = \frac{N_{2d}}{\sin\theta_2} =$

$$6450\text{kN}, T_{2,d} = \frac{N_{2d}}{\tan\theta_2} = 4075.0\text{kN}, C'_{2,d} = \frac{T_{2,d}}{\cos\theta'_2} = 5147.5\text{kN};$$

Sur la base de l'équilibre des efforts au niveau des nœuds, au milieu de la partie basse de la semelle, on obtient : $T'_{1,d} = C'_{1,d} \sin\theta'_1 = 3774.0\text{kN}$, $T'_{2,d} = C'_{2,d} \sin\theta'_2 = 3145.0\text{kN}$.

Les efforts concentrés appliqués en haut de la semelle peuvent être obtenus de la manière suivante :

$$F_{1d} = C_{1,d} \sin\theta_1 + C'_{1,d} \sin\theta'_1 - T'_{1,d} = 6629.0\text{kN}; F_{2d} = C_{2,d} \sin\theta_2 + C'_{2,d} \sin\theta'_2 - T'_{2,d} = 4371.0\text{kN}.$$

En procédant à un simple calcul de vérification on obtient $F_{1d} + F_{2d} = N_{1d} + N_{2d} = 11000\text{kN}$, ce qui indique que le modèle bielle-tirant répond bien aux conditions d'équilibre des efforts internes.

Enfin, les armatures en bas de semelle sont calculées à partir de l'effort de traction du tirant $T_d = \max(T_{1,d}, T_{2,d}) = 4890\text{kN}$. La largeur des bielles de compression peut également être déterminée

selon la figure 8.5.4 et la résistance des bielles de compression peut ainsi être vérifiée.

En fait, lorsque les efforts de réaction des pieux dans les deux rangées ne sont pas égaux, le modèle bielle-tirant de la semelle peut également être appliqué en référence à la poutre cloison sollicitée par deux efforts verticaux inégaux (voir figure 8-14). En comparant au modèle bielle-tirant trapézoïdal auquel s'appliquent deux efforts verticaux égaux, ce modèle présente une pente au niveau de la bielle supérieure afin d'assurer l'équilibre des efforts internes.

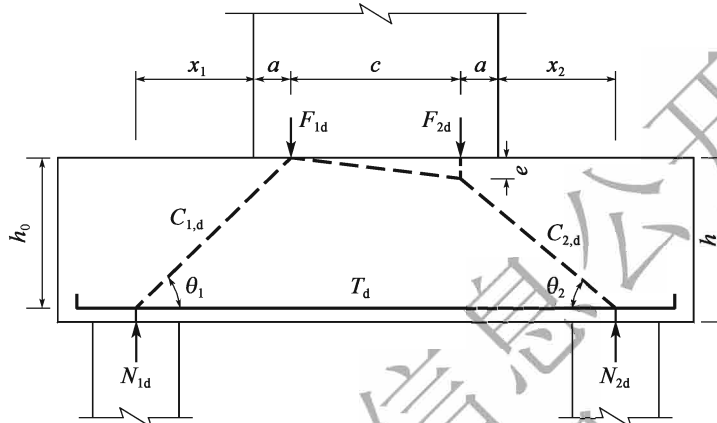


Figure 8-14 Modèle bielle-tirant avec une pente au niveau de la bielle supérieure

Dans les exemples précédents et selon les relations géométriques et l'équilibre des efforts internes, on obtient : $\theta_1 = \tan^{-1} \frac{h_0}{x_1 + a} = 50.82^\circ$; $C_{1,d} = \frac{N_{1d}}{\sin \theta_1} = 7740.3 \text{ kN}$, $T_d = \frac{N_{1d}}{\tan \theta_1} = 4890.0 \text{ kN}$; $\theta_2 = \tan^{-1} \frac{N_{2d}}{T_d} = 45.67^\circ$, $C_{2,d} = \sqrt{N_{2d}^2 + T_d^2} = 6993.7 \text{ kN}$; $e = h_0 - (a + x_2) \tan \theta_2 = 314 \text{ mm}$.

En comparant les deux modèles bielle-tirant ci-dessus, on peut constater que les efforts de calcul dans les tirants au bas de la semelle sont identiques et que les efforts de compression dans les bielles sont très proches.

Dans cette révision de la norme, en référence à l'article 8.5.2 des « Règles de conception des structures en béton » (GB 50010—2010), le ratio minimal pour les armatures de traction dans les semelles a été réduit, en passant de 0,20% dans la version précédente à 0,15%.

8.5.5 Dans la présente norme, la formule (5.6.1) de la résistance au poinçonnement est la suivante :

$$\gamma_0 F_{ld} \leq 0.7 \beta_{ht} f_{td} U_m h_0 \quad (8-8)$$

Pour les semelles

$$\beta_{ht} = 0.85$$

Cette formule s'applique au cas où l'angle entre la surface inclinée du prisme de poinçonnement, et le plan horizontal est de 45°. Dans la figure 8.5.5a), l'angle entre la surface inclinée du prisme de poinçonnement descendant, et le plan horizontal n'est pas inférieur à 45°, et les coefficients d'ajustement de la résistance au poinçonnement, α_{px} et α_{py} , doivent être appliqués. Lorsque le ratio λ_x ou λ_y , obtenu en divisant la distance entre le centre de poinçonnement et les centres des points d'appui, par la hauteur utile de la semelle, est égale à 1 (correspondant à un angle d'inclinaison égal à 45°), il est considéré que α_{px} ou α_{py} est égal à 1, ce qui est cohérent avec la formule (8.5.5-1) et la formule (8-17) du présent article. Selon le même principe, dans la figure 8.5.5b), l'angle entre la surface inclinée du prisme de poinçonnement ascendant, et le plan horizontal, n'est pas inférieur à 45°; et les coefficients d'ajustement de la résistance au poinçonnement α'_{px} et α'_{py} , doivent être appliqués. Les dispositions relatives au calcul de la résistance au poinçonnement, ont été établies en se référant à celles des « Spécifications CECS88:97 ».

Tout d'abord, cet article présente le calcul de l'effort de poinçonnement descendant, pour lequel le prisme de poinçonnement en-dessous des poteaux et des piles, est formé en reliant le bord des poteaux et des piles, aux bords des sommets des pieux concernés. Dans ce cas, l'angle entre la surface inclinée du prisme de poinçonnement, et le plan horizontal ne doit pas être inférieur à 45°. Si cet angle est inférieur à 45°, il convient de tracer une ligne à 45° vers la surface inférieure de la semelle depuis le bord de la pile, qui peut ne pas intersecter les bords des pieux. Dans ce cas, les pieux sont à l'extérieur du prisme de poinçonnement.

Ensuite cet article présente le calcul de l'effort de poinçonnement ascendant, pour lequel le prisme de poinçonnement est formé en reliant les bords aux sommets des pieux dans l'angle ou sur le bord de la semelle, avec le bord des piles. L'angle entre la surface inclinée du prisme de poinçonnement, et le plan horizontal, ne doit pas être inférieur à 45°. Si cet angle est inférieur à 45°, il convient de tracer une ligne à 45° vers la surface supérieure de la semelle depuis le bord du pieu, qui peut ne pas intersecter les bords des piles. Dans la figure 8.5.5b), les lignes sont tracées vers la surface supérieure de la semelle depuis les bords au sommet du pieu central, avec une inclinaison à 45°.

8.6 Articulations

8.6.1 Pour les articulations cylindriques, la contrainte maximale de compression doit être calculée conformément à la formule de Hertz:

$$\sigma_{\max} = 0.564 \sqrt{\frac{P}{l} \times \frac{\left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2}\right)}{\frac{1 - \nu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \nu_2^2}{E_2}}} \quad (8-9)$$

Avec

P —Effort de compression au niveau de la surface de contact

E_1, E_2 —Module d'élasticité du béton de la partie supérieure et de la partie inférieure de l'articulation cylindrique, $E_1 = E_2 = E_c$.

ν_1, ν_2 —Coefficient de Poisson de la partie supérieure et de la partie inférieure de l'articulation cylindrique, $\nu_1 = \nu_2 = \nu_c$.

Les définitions des autres symboles sont données dans l'article 8.6.1.

Selon l'article 3.1.8, $\nu_c = 0.2$. En l'introduisant dans l'équation (8-9), on obtient :

$$\sigma_{\max} = 0.407 \sqrt{\frac{PE_c}{l} \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)} \quad (8-10)$$

La contrainte moyenne de compression dans l'articulation cylindrique est de :

$$f_{cm} = \frac{\pi}{4} \sigma_{\max} = 0.32 \sqrt{\frac{PE_c}{l} \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)} \quad (8-11)$$

A l'état limite ultime, il est possible qu'une section de l'élément ne soit pas conforme à la formule de Hertz ci-dessus. Ainsi, il convient de déterminer la résistance de l'articulation selon le calcul à l'état élastique, et selon la contrainte admissible. En se référant aux « Règles des ponts JTJ 023—85 » et aux « Règles de conception des ponts routiers » de 1975, on considère que la contrainte admissible du béton de l'articulation est de $0.75f_{cd}$ et que l'effort de compression appliqué sur l'articulation est de $P = \gamma_0 F_{hd} / 1.3$. En prenant en compte le coefficient de majoration de la résistance du béton aux efforts concentrés β , et son coefficient d'ajustement η_s (voir l'article 5.7.1 de la présente norme), la formule $f_{cm} = 0.75\beta\eta_s f_{cd}$ est obtenue avec f_{cd} résistance de calcul en compression du béton, γ_0 coefficient d'importance de la structure, et F_{hd} effort de calcul de compression de l'articulation. En l'introduisant dans l'équation (8-11) avec le signe " \geq ", on obtient la formule suivante :

$$0.75\beta\eta_s f_{cd} \geq 0.32 \sqrt{\frac{\gamma_0 F_{hd} E_c}{1.3l} \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)},$$

La solution est la suivante :

$$\gamma_0 F_{hd} \leq \frac{7.14 (\beta\eta_s f_{cd})^2 l}{E_c \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)} \quad (8-12)$$

La largeur de la surface de contact comprimée est de :

$$b = \frac{P}{f_{cm} l} = \frac{\gamma_0 F_{hd} / 1.3}{0.32l \sqrt{\frac{\gamma_0 F_{hd} E_c}{1.3l} \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)}} = 2.74 \sqrt{\frac{\gamma_0 F_{hd}}{E_c \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) l}} \quad (8-13)$$

8.6.2 La formule de calcul de l'effort de traction transversal, dans l'articulation, a été établie en référence au « Manuel de conception routier-ponts en arc (Volume I) » (édition 1978). L'effort de traction transversal dans l'articulation est calculé selon la formule de E. Morsch :

$$z = 1.5 \frac{a - b}{4h} P \quad (8-14)$$

Avec

z —Effort de traction transversal dans l'articulation

P —Effort de compression au niveau de la surface de contact comprimée

a, b, h —Voir figure 8.6.1 de la présente norme

La formule de E. Morsch s'applique aux calculs élastiques. Selon les « Règles des ponts JTJ 023—85 » et en se référant aux « Règles de conception des ponts routiers » de 1975, on considère que la contrainte moyenne admissible des armatures est de $0,68f_{sd}$, et que l'effort de compression de l'articulation est de $P = \gamma_0 F_{hd} / 1.3$ où f_{sd} est la résistance de calcul à la traction des armatures, γ_0 est le coefficient d'importance de la structure, et F_{hd} est l'effort de calcul de compression de l'articulation. En supposant que la section d'armatures est A_s et en introduisant les équations ci-dessus dans la formule (8-14) avec le signe « \geq », on obtient la relation $0.68f_{sd}A_s \geq 1.5 \frac{a - b}{4h} \times \frac{\gamma_0 F_{hd}}{1.3}$ pour laquelle la solution est la suivante :

$$\gamma_0 F_{hd} \leq \frac{h}{0.425(a - b)} f_{sd} A_s \quad (8-15)$$

Selon des données expérimentales et des résultats de recherches menées en 1977, produites par quatre institutions dont la deuxième filiale de la Société de Construction Municipale de Beijing, il a été considéré que le rapport entre l'effort de traction transversal et l'effort de compression au niveau de la surface de contact comprimée de l'articulation, était compris entre 0.25 et 0.3, et que l'effort de traction latéral (dans la direction de la longueur de l'articulation) pouvait être pris égal à 0,1 fois l'effort de compression au niveau de la surface de contact comprimée. Ainsi, le rapport entre l'effort de traction transversal et l'effort de traction latéral est de 2,5:3,0. Par conséquent, après avoir déterminé la section d'armatures dans la direction transversale de l'articulation, la section d'armatures dans la direction latérale est prise égale à 0,4 fois la première.

La hauteur de l'articulation est de 0,8 à 1,25 fois sa largeur, ce qui reconduit les dispositions de l'article 329 des « Spécifications techniques pour la conception des chemins de fer, des autoroutes et des routes urbaines » CH200-62 de l'ex-Union soviétique. Cette valeur a été adoptée par les secteurs routier et ferroviaire dans les années 1950.

8.7 Appareils d'appui

8.7.1 Les appareils d'appui sont des dispositifs de liaison entre le tablier et les appuis, qui transmettent les descentes de charge provenant du tablier. Le choix du type et de la gamme des appareils d'appui ainsi que leur mise en place, ont une influence importante sur le mécanisme de transmission des efforts dans la structure, et sont par conséquent des facteurs importants pour la conception.

Par exemple, les appareils d'appuis sphériques permettent des angles de rotation importants mais leur rigidité à la torsion est faible. Par conséquent, les appareils d'appui néoprènes sont généralement adoptés pour la conception des ponts courbes, afin de garantir la rigidité à la torsion du tablier, et les appareils d'appuis sphériques sont uniquement adoptés dans le cas particulier de rotations importantes.

Lors de la conception de la structure, la température à la mise en place des appareils d'appui, ainsi que les facteurs d'exécution tels que mise en tension de la précontrainte, doivent être pris en compte. En cas d'omission de ces facteurs, les efforts ainsi que les déformations des appareils d'appui, peuvent dépasser les valeurs de calcul qui risquent d'entraîner des pathologies telles que des déformations excessives au cisaillement.

8.7.2 Les paramètres caractéristiques de conception des appareils d'appui en élastomère fretté, sont établis d'après des résultats d'essai portant sur les performances mécaniques de différents types d'appareils d'appui lors de l'établissement en 1992 de la norme industrielle JT/T 4—1993. Ces résultats portent sur 147 essais de module de compression, et 105 essais de modules de cisaillement, 61 essais d'angles de rotation, 24 essais de coefficient de frottement entre la couche téflon et les plaques métalliques, et 51 essais destructifs. Ensuite, les paramètres caractéristiques ont été déterminés par statistique. Lors de la révision de la norme JT/T 4—93 en 2003, certains paramètres ont été mis à jour selon les retours d'expérience des travaux et selon les résultats complémentaires de 42 essais de modules de compression et 30 essais de modules de cisaillement en laboratoire et en usine chez les fabricants. Les paramètres dans le présent article, ont été établis sur la base des résultats de ces essais, et en se référant aux normes internationales telles que « AASHTO-LRFD », norme européenne CEN/TC 167 N185 et BS5400.

8.7.3 Les calculs des appareils d'appui en élastomère fretté sont effectués pour les phases de service et aux états limites de service. Ce principe est également adopté dans les normes internationales. Par exemple, la vérification de la résistance à la compression des appareils d'appui est effectuée sous contrainte moyenne de compression dans l'article 14.7.5.3.2 des règles

« AASHTO-LRFD ».

Dans le premier paragraphe de cet article, la surface comprimée des appareils d'appui est la surface effective qui est égale à celle qui s'inscrit à l'intérieur des frettes d'acier.

Dans les formules (8.7.3-2) ~ (8.7.3-5) du deuxième paragraphe, la déformation longitudinale au cisaillement des appareils d'appui Δ_l se décompose en deux parties. La déformation de cisaillement des appareils d'appui, due à la variation de température, au retrait et au fluage du béton, peut être calculée en fonction de la variation de longueur du tablier. La déformation au cisaillement de l'appareil d'appui, due aux efforts longitudinaux et à la composante de la réaction d'appui dans la direction longitudinale, peut être calculée en fonction de l'effort de cisaillement

repris par l'appareil d'appui. La formule de calcul de la déformation est $\tan \alpha = \frac{\Delta_l}{t_e} = \frac{F_k}{A_g G_e}$ dans laquelle F_k est la valeur caractéristique de l'effort longitudinal, t_e est l'épaisseur totale des couches en élastomère, Δ_l est la déformation longitudinale de cisaillement de l'appareil d'appui, G_e est le module de cisaillement de l'appareil d'appui, A_g est la surface brute de l'appareil d'appui, et $\tan \alpha$ est la valeur de la tangente de l'angle de rotation dû au cisaillement. Dès qu'une valeur parmi Δ_l , F_k , $\tan \alpha$ est connue, les autres valeurs peuvent être calculées selon cette formule. Voir figure 8-15.

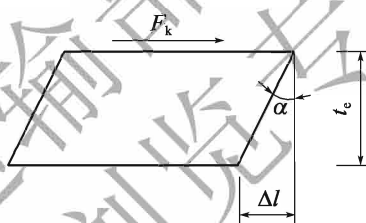


Figure 8-15 Déformation de cisaillement des couches en élastomère des appareils d'appui

Les paramètres caractéristiques d'un appareil d'appui individuel peuvent être adoptés pour le calcul.

La déformation au cisaillement de l'appareil d'appui en élastomère fretté, due à la composante de la réaction d'appui dans la direction transversale, doit être prise en compte lorsque l'appareil d'appui est placé au-dessus du chevêtre, et présente une pente transversale suivant la même pente. Lorsque les appareils d'appui sont posés parallèlement au chevêtre, il n'y a pas de déformation non-homogène de compression. Dans ce cas, la déformation transversale au cisaillement est calculée de la même manière que pour la direction longitudinale.

Les formules (8.7.3-6) et (8.7.3-7) et (8.7.3-7) du paragraphe 2, stipulent la relation entre l'épaisseur totale t_e , et les dimensions des appareils d'appui. L'épaisseur de l'appareil d'appui doit être contenue dans une plage de valeurs appropriée, parce que si l'épaisseur est

trop élevée, cela peut être défavorable à la stabilité du tablier sous trafic et si l'épaisseur est trop faible, cela peut ne pas être compatible avec la déformation au cisaillement à reprendre et à l'angle de rotation.

En se référant aux normes américaines et européennes, le module de l'élastomère a été pris en compte dans le calcul de la déformation moyenne de compression du paragraphe 3 du présent article, et sa valeur a été prise égale à 2000Mpa. Ce module n a pas été pris en compte dans le calcul de l'article 3.5.6 des « Règles des ponts JTJ 023—85 ». La condition limite $\delta_{c,m} \geq \theta \frac{l_a}{2}$ a été prescrite pour éviter la décompression des appareils d'appui. La condition limite de $\delta_{c,m} \leq 0.07t_e$ a été prescrite pour limiter la déformation verticale de compression, afin d'assurer la stabilité de l'appareil d'appui, voir figure 8-16.

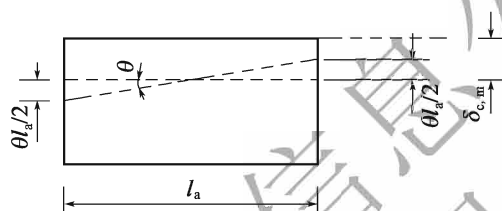


Figure 8-16 Déformation de compression des appareils d'appui

La contrainte de traction est reprise par les frettes en acier au sein du néoprène. Cette contrainte est due aux efforts verticaux et horizontaux. La valeur de la contrainte de traction est calculée en fonction des efforts de compression verticale, et de cisaillement, ainsi que des épaisseurs des couches d'élastomère de part et d'autre de la frette. Le coefficient K_p de la formule (8.7.3-10) du paragraphe 4, est un coefficient d'ajustement dont la valeur est prise égale à 1.3 dans les Eurocodes, à 2 dans les normes UIC, et à 1.3 dans la présente norme.

8.7.4 Les dispositions des « Règles des ponts JTJ 023—85 » concernant la vérification de la stabilité au glissement, en service, ont été reconduites dans la présente norme. Le coefficient dynamique des charges de véhicule de la formule (8.7.4-5), a été pris égal à 0.5 fois sa valeur caractéristique. L'objectif est de prendre en compte la valeur minimale de la réaction d'appui de manière sécuritaire, ceci ayant été déterminé par des calculs de vérification.

8.7.5 Pour les appareils d'appui en néoprène-téflon, la déformation générée par l'effort de frottement ne doit pas dépasser la déformation de cisaillement admissible dans les couches d'élastomère.

Dans le terme $G_e A_g \tan \alpha = F_k$ (voir commentaires de l'article 8.7.3) à droite du signe " \leq " des formules (8.7.5-1) et (8.7.5-2), F_k est l'effort horizontal maximal lorsque $\tan \alpha$ est prise égale à sa valeur limite admissible. Dans ce cas, la valeur de A_g est déterminante pour que l'effort F_k soit

supérieur à l'effort de frottement. Si la valeur de A_g est trop faible pour les appareils d'appui en néoprène-téflon, les dispositions du présent article ne seront pas satisfaites et une déformation au cisaillement excessive dans les couches d'élastomère risque de se produire lorsque l'effort de frottement devient important.

8.8 Joints de dilatation

8.8.1 Selon les conditions de service des ponts existants, les joints de dilatation de nombreux ponts ont été endommagés avant la fin de leur durée de service attendue lors de la conception. Outre des raisons telles que les matériaux ou des mises en œuvre non-conformes, certains plans d'exécution n'indiquent pas nécessairement les consignes à respecter pour avoir une bonne mise en place de ces dispositifs, ce qui peut porter préjudice à la qualité de l'installation des joints de dilatation. Cet article précise les précautions à prendre en compte lors de la conception, du choix, et de l'établissement des plans des joints de dilatation.

8.8.2 Outre les facteurs énumérés dans le présent article, de nombreux facteurs peuvent également affecter le déplacement du joint de dilatation tels que l'angle de rotation de la poutre à l'extrémité, les gradients verticaux et transversaux de température, l'effort centrifuge sur les ponts courbes, les longueurs inégales des poutres en travées de rive des ponts biais. Le coefficient de majoration du déplacement β , doit être appliqué dans le calcul du déplacement du joint de dilatation. La valeur de β est prise égale à 1.3 dans les normes allemandes « Joints de dilatation des ponts routiers ». Dans la présente norme, il est stipulé que la valeur de β doit être prise dans une plage allant de 1.2 à 1.4, en fonction de facteurs favorables ou défavorables de conception.

Le retrait et le fluage du béton sont des effets continus qui vont s'étaler sur des années. Au moment de leur finition, une ouverture additionnelle sera générée au niveau du joint de dilatation, ce qui crée une marge supplémentaire pour sa fermeture. Compte tenu du fait que le retrait et le fluage du béton sont des effets de long terme, le raccourcissement du tablier, dû à ces effets, n'est pas pris en compte directement dans le calcul, mais peut être considéré en tant que facteur favorable, lors de la détermination de la valeur du coefficient de majoration du déplacement β .

La déformation au cisaillement des appareils d'appui en néoprène, due aux efforts de freinage, va entraîner des déplacements des joints de dilatation dans la direction des efforts de freinage, selon les travures du tablier, et la façon dont les appareils d'appui en néoprène ont été mis en place. Les déplacements d'ouverture et de fermeture du joint de dilatation, doivent être calculés selon des conditions spécifiques.

Lorsque les appareils d'appui néoprène sont posés au-dessus des chevêtres supportés par des piles-

pieux, la rigidité des néoprènes et la rigidité des chevêtres supportés par les piles-pieux sont montées en série, le déplacement dû aux efforts de freinage peut être calculé en prenant en compte la rigidité résultante du montage en série, selon les « Exemples de calcul des appuis de VIPP à hourdis continu(version révisée)».

交通运输部信息公开
浏览专用

9 Dispositions constructives

9.1 Généralités

9.1.1 Selon les études de la durabilité effectuée sur des structures en béton en Chine, et en se référant aux dispositions des « Spécifications pour la conception des ouvrages routiers en béton durables » et aux dispositions des normes internationales, les ajustements suivants ont été apportés sur l'épaisseur d'enrobage :

1. L'épaisseur d'enrobage ne doit pas être inférieure au diamètre de la barre afin d'assurer l'adhérence entre la barre et le béton.
2. En prenant en compte les effets de la carbonatation du béton et de la corrosion des armatures, l'épaisseur minimale d'enrobage n'est plus calculée à partir du bord extérieur des barres longitudinales principales, mais à partir du bord extérieur des armatures qui sont situées le plus à l'extérieur (barres longitudinales, cadres, ou armatures de diffusion).
- 3.3 Les exigences sur l'épaisseur d'enrobage ont été établies selon la classe d'exposition (article 4.5) et en fonction de la catégorie de l'élément et de sa durée de vie.

9.1.2 Il est également recommandé que l'enrobage ne soit pas trop épais. Sinon, des mesures efficaces doivent être prises pour éviter l'éclatement du béton de surface. L'utilisation d'un béton fibré ou d'armatures de peau en treillis soudé, sont les moyens les plus courants. Afin de s'assurer que le treillis ne devienne pas un vecteur de corrosion, des mesures efficaces d'isolation et de positionnement doivent être prises. Dans le même temps, l'épaisseur d'enrobage prise en compte pour les treillis peut être réduite.

9.1.3 En se référant à l'article 18.11 de la « Norme allemande pour la conception et de la construction des structures en béton armé DIN1045, 1978 » (ci-après dénommée « Norme

allemande DIN1045 »), cet article stipule quelles sont les dispositions à mettre en œuvre pour les armatures de peau en treillis soudé, dans l'enrobage des armatures de diamètre supérieur à 36mm. Ces dispositions sont indépendantes de l'épaisseur de l'enrobage et sont applicables à toutes les épaisseurs d'enrobage.

Les limites de diamètre et le nombre de barres qui constituent un paquet d'armatures, ont été déterminées en référence aux normes américaines et allemandes.

9.1.4 La longueur d'ancrage minimale l_a des barres doit être calculée selon la formule suivante :

$$l_a = f_{sk} \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{1}{\pi d \tau} = \frac{f_{sk} d}{4\tau} \quad (9-1)$$

Avec

f_{sk} —Résistance caractéristique à la traction des armatures

d —Diamètre de la barre

τ —Contrainte d'adhérence limite entre l'armature et le béton, prise selon la « Norme anglaise de conception des ponts en béton BS5400,1984 »(ci-après dénommée « Norme anglaise BS 5400 »), voir tableau 9-1

Tableau 9-1 La contrainte d'adhérence limite entre armature et béton (MPa)

Armatures	Classes de béton			
	C25	C30	C35	≥C40
Barre lisse en traction	1.4	1.6	1.8	1.9
Barre lisse en compression	1.7	1.9	2.1	2.1
Barre nervurée en traction	2.5	2.8	3.1	3.3
Barre nervurée en compression	3.1	3.5	3.8	4.1

Dans le cas des barres comprimées, les normes américaines et allemandes stipulent que les effets des crochets d'extrémité, peuvent être négligés et doivent être considérés en tant qu'extrémité rectiligne. Dans le cas de barres tendues, la longueur d'ancrage de l'extrémité en crochet, est prise égale à 0,7 fois celle prescrite dans l'article 18.5.2.2 de la « Norme allemande DIN1045 ».

9.1.5、9.1.6 Les dimensions des crochets et des cadres ont été prescrites en référence à la « Norme de contrôle de la qualité des travaux de structures en béton armé »(GB 50204) (ci-après dénommée « Spécification GB 50204 ») et « Spécification des travaux des ponts routiers »(JTG/T F50).

9.1.7 Les limites de diamètre des barres ligaturées ont été prescrites en référence à l'article 8.4.2 de la « Norme GB 50010 ».

9.1.8 Les dispositions relatives au soudage par raboutage des barres ont été établies en référence à l'article 5.4.5 de la « Norme GB 50204 ».

9.1.9 Les dispositions relatives aux barres ligaturées ont été établies en référence à l'article 5.4.6 de la « Norme GB 50204 ». Les dispositions relatives à la longueur de recouvrement des paquets d'armatures ont été établies en référence à l'article 18.11.5 de la « Norme allemande DIN1045 ». Selon l'article 5.4.6 de la « Norme GB 50204 » et en référence aux normes américaines et allemandes, dans des conditions de réalisation difficile, le pourcentage des barres ligaturées peut être supérieur à 25%, mais la longueur de recouvrement doit être augmentée. Ces dispositions sont prescrites selon le tableau 8.4.4 de la « Norme GB 50010 ».

9.1.10 Les « Spécifications techniques relatives à la liaison des barres par coupleurs » (JGJ 107) ont été promulguées en 1996, et révisées partiellement en 1998. Dans la dernière révision en vigueur, il est stipulé que l'épaisseur d'enrobage des coupleurs ne doit pas être inférieure à l'épaisseur minimale d'enrobage des barres principales et ne doit pas être inférieure à 15mm. Les dispositions du présent article ont été établies en référence à la norme ci-dessus.

9.1.12 Les dispositions de la version précédente de cette norme, ont été reconduites dans le présent article.

1. En cas de rupture d'un élément sous un effort de compression, il est important d'éviter une rupture fragile soudaine du béton, rupture qui dépend du taux d'armatures longitudinales minimal et de la disposition des cadres. En outre, du fait du fluage du béton sous un effort de compression, une partie de l'effort de compression repris initialement par le béton sera transmise aux armatures. Ainsi, le taux d'armatures comprimées est plus élevé. Les normes américaines et allemandes stipulent respectivement que le taux d'armatures principales dans les éléments sollicités à la compression, ne doivent pas être inférieurs à 1% et à 0,8%. Toutefois, si la section transversale de l'élément en béton, a été surdimensionnée lors de la conception, la quantité d'armatures requise peut être calculée en fonction de la section transversale réduite qui est réellement nécessaire. L'article 5.8.4.1 de la « Norme anglaise BS 5400 » stipule que la section transversale de l'armature A_s dans un poteau, ne doit pas être inférieure à la valeur minimale entre les deux valeurs que sont, 1% de la section transversale du poteau et $0.15N/f_y$ (N étant la valeur limite de la charge axiale, f_y étant la limite d'élasticité de l'armature. Par exemple, pour un poteau de 1,5 m de diamètre, $N = 25000\text{kN}$, $f_y = 335\text{MPa}$, $A_s = 11194\text{mm}^2$ et le taux d'armature équivalent est de 0,6%). En réalité, les taux minimaux d'armatures des éléments sollicités à la compression, prescrits par les normes étrangères, sont de l'ordre de 0,6%. Dans les normes étrangères, les éléments sollicités en compression axiale, et les éléments sollicités en compression excentrée, sont tous dénommés éléments sollicités en compression, ou

poteaux. De même, les éléments sollicités en compression axiale et les éléments sollicités en compression excentrée, ont été considérés comme étant d'un même type dans la présente norme, et leur taux minimal d'armatures est le même. Il est stipulé dans les « Règles des ponts JTJ 023—86 » que le taux minimal d'armatures longitudinales des éléments sollicités en compression axiale est de 0,4%. Ce taux a été augmenté à 0,5% dans la version précédente de la présente norme. Il a été également stipulé que les bétons de classe de résistance supérieure ou égale à C50, doivent être considérés comme béton à haute résistance et que dans ce cas le taux minimal d'armatures longitudinales doit être augmenté à 0,6%. Les dispositions de la version précédente ont été reconduites dans la présente norme.

2. Le taux minimal d'armatures tendues des éléments sollicités en flexion a été déterminé en supposant que le moment de fissuration est égal au moment résistant de la poutre en béton armé de mêmes dimensions. L'objectif est d'éviter la rupture fragile de l'élément lorsque des fissures apparaissent au bord tendu du béton du fait de l'insuffisance des armatures. Selon les exigences ci-dessus, le taux minimal d'armatures tendues pour les éléments en béton armé sollicités à la flexion, est de $45f_{td}/f_{sd}$.

9.1.13 Les exigences de la formule (9.1.13) sur le taux minimal d'armatures pour les éléments en béton précontraint, sollicités à la flexion sont similaires à celles des éléments en béton armé sollicités à la flexion, présentées ci-dessus et peuvent être exprimées par $M_{ud} \geq M_{cr}$.

9.2 Dalles

9.2.6 Les dispositions des barres dans les dalles biaisées présentées dans la version précédente de cette norme, ont été reconduites. Ces dispositions ont été établies en se référant aux normes internationales et aux explications complémentaires suivantes :

1. Il est stipulé dans l'article 5.8.10.1 de la « Norme anglaise BS 5400 » que les barres principales dans les dalles biaisées doivent être disposées aussi proches que possible de la direction du moment de flexion principal.

2. Il est indiqué dans l'article C9.7.1.3 de la « Norme Américaine relative à la conception des ponts routiers - méthode de conception par application de coefficients partiels aux charges et aux résistances, 1994 » (ci-après dénommée « Norme Américaine AASHTO-LRFD »), que si l'angle biais de la dalle n'est pas supérieur à 25°, les armatures principales de la dalle peuvent être disposées parallèlement à l'axe longitudinal du pont, et que l'influence de cette disposition sur la résistance de l'élément, est uniquement d'environ 10%. Il est

stipulé dans l'article 5.8.10.2 de la « Norme anglaise BS 5400 » que les armatures principales et les armatures de répartition sont généralement disposées dans la direction perpendiculaire à la ligne d'appui et dans la direction parallèle à la ligne d'appui, avec des barres parallèles à l'axe longitudinal du pont, disposées sur chacun des côtés libres de la dalle.

3. Les dalles monolithiques préfabriquées, sont des dalles dont le rapport entre la largeur et la longueur est faible, et dont le mécanisme de transmission des efforts de flexion, est similaire à celui des dalles orthogonales de portée égale à la portée biaise. Il est stipulé dans l'article 5.8.10.2 de la « Norme anglaise BS 5400 », que pour les dalles présentant un biais important, et pour lesquelles le rapport largeur/longueur est faible, les barres peuvent être disposées parallèlement et perpendiculairement aux côtés libres des dalles.
4. Selon les études de Vogt, les sommets correspondant aux angles obtus des dalles biaises isostatiques, sont sollicités par des moments négatifs dans la direction perpendiculaire à la bissectrice de l'angle obtus. Selon les études de Homberg, les efforts de réaction aux sommets « obtus » des dalles biaises isostatiques, sont plusieurs fois supérieurs à ceux des dalles orthogonales isostatiques. Par conséquent, des barres perpendiculaires à la bissectrice de l'angle obtus, sont disposées au niveau de la face supérieure, pour résister aux moments négatifs, et des barres parallèles à la bissectrice de l'angle obtus, sont disposées au niveau de la face inférieure pour résister à la traction.

9.3 Poutres

9.3.1 Des entretoises d'about doivent être prévues dans les tabliers constitués de poutres préfabriquées en T. Selon les conventions de conception chinoises, des entretoises intermédiaires doivent être également prévues dans les tabliers constitués de poutres préfabriquées en T. Il est stipulé dans l'article 8.12.2 de la « Norme Américaine AASHTO-LRFD, 14th Edition » que lorsque la portée de calcul des poutres de section en T, est supérieure à 12m, une entretoise doit être placée dans la section de moment de flexion maximal à mi-travée. Cette disposition est similaire à celle adoptée dans les conventions de conception chinoise.

Des entretoises d'about doivent être prévus dans les tabliers constitués de poutres-caissons. Des entretoises intermédiaires doivent être également prévus dans les tabliers courbes de section caisson. Il est stipulé dans les articles 8.12.1, 8.12.3, 9.10.3.3, et 9.10.3.5 de la « Norme Américaine AASHTO 14th Edition » que les entretoises intermédiaires doivent être prévues pour les tabliers courbes de section caisson dont les rayons de courbure intérieurs sont inférieurs à 240m. Pour les tabliers courbes en béton armé de section caisson, l'espacement entre les entretoises intermédiaires

ne doit pas être supérieur à 12m. Pour les tabliers courbes en béton précontraint de section caisson, l'espacement entre entretoises intermédiaires doit être déterminé en tenant compte des conditions réelles.

9.3.2 Il est stipulé dans les « Règles des ponts JTJ 023—85 », que pour les poutres en T ou en I, l'épaisseur du hourdis, au niveau de la jonction entre hourdis et âme, ne doit pas être inférieure à $1/12$ de la hauteur de la poutre, ce qui est une épaisseur faible par rapport à celles adoptées dans les conceptions courantes. En se référant à l'article 5.3.15 de la « Norme des ponts ferroviaires » TBJ 2—85 (ci-après dénommée « Normes TBJ 2—85 »), il est stipulé dans la présente norme, que l'épaisseur du hourdis, au niveau de la jonction entre hourdis et âme, ne doit pas être inférieure à $1/10$ de la hauteur de la poutre, et que l'épaisseur du gousset peut être prise en compte.

Pour les ponts-caissons, l'épaisseur en section centrale du hourdis supérieur et du hourdis inférieur, ne doit pas être inférieure à $1/30$ de la portée nette transversale du hourdis, et ne doit pas être inférieure à 200mm. Les exemples de 17 ponts-caissons rectangulaires illustrent que les épaisseurs des hourdis sont proches de la valeur ci-dessus. Des dispositions similaires ont été également présentées dans les articles 9.9.1 et 9.9.2 de la « Norme Américaine AASHTO 14th Edition ».

Dans la version précédente de la présente norme, il est stipulé que l'épaisseur de l'âme des poutres en T, en I et en caisson, ne doit pas être inférieure à 140 mm. Dans cette révision, il est stipulé que l'épaisseur de l'âme des poutres en T, en I et en caisson, ne doit pas être inférieure à 160 mm. Dans le cas de l'âme d'épaisseur variable, la longueur de la zone de transition ne doit pas être inférieure à 12 fois la différence entre sa largeur maximale et minimale, ce qui est similaire aux dispositions des articles 8.11.3 et 9.9.3 de la « Norme Américaine AASHTO 14th Edition ».

La pente de la face inférieure des goussets des ponts à poutres continues, ne doit pas être supérieure à $1/6$, pour éviter des changements brutaux de la section transversale du hourdis.

9.3.3 Les dispositions de l'article 6.2.12 des « Règles des ponts JTJ 023—85 », relatives à l'espacement net minimal entre les barres ont été reconduites.

9.3.4 Lorsque la longueur de la partie en encorbellement du hourdis est grande, un moment de flexion positif peut apparaître en-dessous du point d'action de la charge des roues de véhicule. Des illustrations sont présentées à l'article 4.2.5 de la notice explicative.

9.3.5 En ce qui concerne les armatures dans le hourdis inférieur des poutres-caissons, des dispositions pour les ponts en béton précontraint ont été données dans l'article 6.2.36 des « Règles des ponts JTJ 023—85 », dispositions qui prescrivent une section d'armatures supérieure ou égale à $0.25\% \sim 0.30\%$ de la section béton dans la direction longitudinale et dans la direction transversale

du pont. En se référant aux articles 8.17.2.3 et 9.2.4 de la « Norme Américaine AASHTO 14th Edition », il est stipulé, dans la version précédente de cette norme, que pour les ponts en béton armé, la section d'armatures dans le hourdis inférieur, ne doit pas être inférieure à 0.4% de la section béton, et que pour les ponts en béton précontraint, la section d'armatures dans le hourdis inférieur ne doit pas être inférieure à 0.3% de la section en béton. Ces dispositions ont été reconduites dans la présente révision.

9.3.6 Pour les poutres en béton armé en T ou en caisson, les armatures longitudinales principales du hourdis doivent être disposées à l'intérieur de la largeur participante, car la contrainte dans la partie du hourdis en dehors de la largeur participante est faible, et que les armatures principales seront peu efficaces. Des armatures de construction de 0.4% la section du béton, doivent être disposées dans les zones de hourdis en dehors de la largeur participante. Cette disposition a été établie en se référant à l'article 8.17.2.1 de la « Norme Américaine AASHTO 14th Edition ».

9.3.7 Des armatures longitudinales de construction doivent être disposées au niveau des deux faces latérales de l'âme de la poutre, pour résister aux fissures dans les zones tendues de l'âme. Il est stipulé dans l'article 6.2.10 des « Règles des ponts JTJ 023—85 » que pour les poutres en béton armé, entièrement coulées en place, la section transversale des armatures longitudinales de construction ne doit pas être inférieure à $(0.0005 \sim 0.0010)bh$ et que pour les poutres creuses à parois minces, la section transversale des armatures longitudinales de construction ne doit pas être inférieure à $(0.0015 \sim 0.0020)bh$. Dans le présent article, la section minimale d'armatures longitudinales de construction est prise égale à $(0.0010 \sim 0.0020)bh$ pour les deux types de poutres, et il convient de respecter la section minimale de $0.0020bh$ pour les poutres creuses à parois minces. L'importance des armatures longitudinales de construction au niveau des faces latérales a été soulignée également dans les normes internationales. Par exemple, il est stipulé dans l'article 5.8.4.2 de la « Norme anglaise BS 5400 » que la section minimale des armatures longitudinales de construction au niveau des faces latérales, ne doit pas être inférieure à $0.0005bh_0$. Il est stipulé dans l'article 8.17.2.1.3 de la « Norme Américaine AASHTO 14th Edition » que si la hauteur de la poutre est supérieure à 610mm, des armatures longitudinales de construction de section égale à 10% de celle des armatures principales tendues, doivent être disposées au niveau des faces latérales tendues et les armatures longitudinales de construction de section 264mm^2 par mètre de largeur, et doivent aussi être disposées au niveau des autres faces. De plus, dans les zones proches des appuis, où les efforts de cisaillement sont importants, l'espacement entre les armatures longitudinales de construction doit être diminué afin de mieux résister aux fissures.

9.3.8 Cet article a été établi en référence à l'article 6.1.5 de la « Norme GBJ 10—89 » et à l'article 8.6.12 relatif aux « Structures en béton » rédigé par Wang Yijun. Les dispositions de cet article ont pour objectif de garantir la longueur d'ancrage des armatures arrêtées et la résistance à la flexion de la section inclinée.

9.3.9 Au niveau des appareils d'appuis, l'état de contrainte au niveau de l'intrados de la poutre, dû aux efforts concentrés de réaction d'appui est complexe. Afin d'améliorer la résistance à la flexion et la résistance au cisaillement des sections inclinées, ainsi que la résistance aux contraintes de traction sur la face inférieure de la poutre, à proximité des appareils d'appui, au moins deux barres longitudinales principales, ou 1/5 des barres longitudinales principales tendues doivent être prolongées, en allant au-delà de la section sur appui, aux extrémités des poutres. Ces dispositions sont identiques à celles de l'article 6.2.13 des « Règles des ponts JTJ 023—85 ».

9.3.10 Les dispositions du présent article ont été établies en reconduisant l'article 6.2.17 des « Règles des ponts JTJ 023—85 » et en se référant à l'article 7.2.5 de la « Norme GBJ 10—89 » et à l'article 8.7 des « Structures en béton ». L'objectif de cet article est de s'assurer que la résistance à la flexion de la section inclinée, ne soit pas inférieure à la résistance à la flexion de la section droite.

9.3.11 Cet article reconduit les dispositions de l'article 6.2.14 des « Règles des ponts JTJ 023—85 » et prescrit les limites de nombre de lits et de diamètres des barres pour les cages d'armatures soudées.

9.3.12 Avant l'apparition des fissures inclinées, les contraintes principales de traction sont reprises par le béton et les contraintes dans les cadres sont faibles. Après fissuration du béton, les contraintes dans les cadres sont devenues importantes, et par conséquent, le nombre de cadres doit être suffisant pour qu'ils puissent reprendre les contraintes de traction inclinées qui étaient initialement reprises par le béton. Ainsi, il est nécessaire de prescrire un taux minimal d'armatures pour les cadres. En se référant à la norme américaine ACI318-05, le taux minimal d'armatures des cadres est pris égal à $\rho_{sv} = 1.2 \frac{0.35}{f_{sv}}$. Pour l'acier HPB300, le taux minimal d'armatures des cadres, ne doit pas être inférieur à 0.14% et pour l'acier HPB400, le taux minimal d'armatures des cadres, ne doit pas être inférieur à 0.11%.

En plus de leur résistance au cisaillement dans les sections inclinées, les cadres participent également à éviter le flambement des barres longitudinales. Dans ce cas, les cadres doivent être fermés, et leur disposition doit être la même que celle des cadres dans les éléments sollicités à la compression (voir article 9.6.1 et la notice d'explication correspondante). Il est stipulé dans les « Règles des ponts JTJ 023—85 » que, si les barres enserrées par les cadres sont sollicitées à la traction, le nombre de barres tendues de chaque côté des cadres, ne doit pas être supérieur à 5. Dans le présent article, le nombre de barres tendues enserrées par des cadres n'est pas limité tant qu'elles sont positionnées correctement dans l'élément.

Si l'espacement entre cadres, est trop grand, des fissures inclinées peuvent apparaître entre deux cadres adjacents. Il est stipulé dans les « Règles des ponts JTJ 023—85 » que l'espacement entre cadres ne doit pas être supérieur aux 3/4 de la hauteur de la poutre, et ne doit pas être supérieur à 500mm. En se référant à l'article 18.19.3 de la « Norme Américaine AASHTO 14th Edition » et au tableau 10.2.10 de la « Norme GB 50010—2002 », il est stipulé dans la présente norme que, l'espacement entre cadres ne doit pas être supérieur à 1/2 de la hauteur de la poutre, et ne doit pas être supérieur à 400mm. Dans les zones de recouvrement des barres ligaturées, l'espacement des cadres doit être réduit, afin d'améliorer l'adhérence entre les armatures et le béton. Dans les zones proches des points d'appui, zones où les efforts tranchants sont importants, l'espacement des cadres doit être réduit afin de limiter l'ouverture des fissures.

9.3.13 Les effets de l'interaction entre les efforts de cisaillement et les moments de torsion, doivent être pris en compte pour déterminer le taux minimal d'armatures en cadres pour les éléments sollicités à la flexion, au cisaillement et à la torsion. Selon les articles 4.5.2 et 8.4.2 des « Structures en béton », le taux minimal d'armatures en cadres pour les éléments sollicités à la torsion simple est de $0.055f_{cd}/f_{sv}$. Selon l'article 9.3.12 de la présente norme, le taux minimal d'armatures en cadres pour les éléments sollicités à la flexion est de 0.11% ~ 0.14% (dénommé ci-après par c dans le présent article). Le taux minimal d'armatures en cadres des éléments sollicités à la flexion, au cisaillement et à la torsion peut être déduit selon une relation linéaire avec le coefficient de minoration de la résistance du béton β_t (voir article 5.5.4) et peut être pris entre les taux d'armatures des cadres ci-dessus. La formule de calcul est $\left[(2\beta_t - 1) \left(0.055 \frac{f_{cd}}{f_{sv}} - c \right) + c \right]$, comme présentée dans le paragraphe 3 du présent article. Pour les éléments sollicités à la torsion simple, $\beta_t = 1.0$ et la valeur de calcul de cette formule est de $0.055f_{cd}/f_{sv}$. Pour les éléments sollicités aux efforts tranchants, $\beta_t = 0.5$ et la valeur de calcul de cette formule est c .

Le taux d'armatures longitudinales des éléments sollicités à la flexion, au cisaillement et à la torsion ne doit pas être inférieur à la somme du taux minimal d'armatures longitudinales des éléments sollicités à la flexion et du taux minimal d'armatures longitudinales des éléments sollicités à la torsion. Le taux minimal d'armatures longitudinales des éléments sollicités à la flexion doit être pris conformément à l'article 9.1.12 de la présente norme. Pour les éléments sollicités au cisaillement et à la torsion, le taux minimal d'armatures longitudinales est pris égal à $0.08(2\beta_t - 1)f_{cd}/f_{sv}$ en se référant à l'article 4.5.2 et 8.4.2 des « Structures en béton » et à l'article 7.2.10 de la « Norme GB 10—89 ». Pour les éléments sollicités à la torsion simple, $\beta_t = 1.0$, le taux minimal d'armatures longitudinales est pris égal à $0.08f_{cd}/f_{sv}$. Pour les éléments sollicités au cisaillement simple, $\beta_t = 0.5$, le taux minimal d'armatures longitudinales est pris égal à zéro.

9.3.14 Pour les poutres dont l'intrados est courbe, les armatures longitudinales tendues ont tendance à se déplacer vers le bas, ce qui va entraîner l'éclatement de l'enrobage. Par

conséquent, l'espacement des cadres doit être réduit dans cette zone d'intrados courbe. La situation est similaire lorsque les armatures sont placées au niveau des angles concaves, et dans ce cas les armatures longitudinales doivent être prolongées d'une distance suffisante pour être ancrées dans le béton.

En supposant que le rayon de la courbe d'intrados de la poutre est de r , et que l'effort de traction des armatures principales de la partie dans la courbe est F , l'effort de compression radial sur la longueur unitaire d'arc, est la pression radiale sur la longueur de l'arc (espacement entre étriers) est de $u = F/r$, et l'effort radial sur la longueur d'arc s_v (l'espacement entre cadres) est de $F_c = us = (F/r)s_v$. Si la section des barres principales est A_s , et la résistance de calcul en traction des armatures est f_{sd} , l'effort de traction des barres est de $F = f_{sd}A_s$. En introduisant la valeur F dans la formule de calcul de F_c , il est obtenu $F_c = f_{sd}A_s s_v / r$. En supposant que la section d'un brin de cadre est A_{sv1} et que la résistance de calcul à la traction des cadres est de f_{sv} , l'effort résistant en traction d'un cadre à deux brins, est de $F_r = 2f_{sv}A_{sv1}$. Dans la direction radiale, l'effort résistant en traction des cadres à deux brins doit être en équilibre avec l'effort de traction radial généré par les barres principales tendues et tenues par le cadre, soit $F_r = F_c$ et ainsi $A_{sv1} = (f_{sd}/f_{sv}) \times (A_s s_v / 2r) = m(A_s s_v / 2r)$. En introduisant $m = f_{sd}/f_{sv}$ dans cette équation, on obtient la formule (9.3.14-1). Cette formule (9.3.14-2) a été établie pour les courbes circulaires et peut donner des résultats approximatifs satisfaisants pour les courbes qui ne sont pas circulaires.

9.3.15 Des armatures sous forme de boucle ont été utilisées depuis des années, pour relier les hourdis supérieurs des poutres en T, adjacentes et c'est une conception courante. Dans la direction longitudinale du pont, les zones de recouvrement de toutes les armatures sous forme de boucle, se situent dans une même section longitudinale. La longueur de recouvrement de ces armatures sous forme de boucle est uniquement 20 fois leur diamètre et l'espacement entre les boucles est faible. Il est ainsi important de prendre des mesures pour renforcer ces connections par boucle et une méthode consiste à prévoir des barres continues à l'intérieur de ces boucles, qui les traversent dans la direction longitudinale. De plus, l'épaisseur du hourdis doit être suffisante vis-à-vis de l'exigence d'enrobage des armatures sous forme de boucle.

9.3.16 Les dispositions de l'article 6.2.31 des « Règles des ponts JTJ 023—85 » ont été reconduites dans le présent article. L'épaisseur minimale de la couche du béton frais des poutres constituées de composants préfabriqués et de béton coulé en place, a été prescrite en se référant aux ponts déjà construits. Par exemple, l'épaisseur de la couche de béton coulé en place du pont Hang feng xian dans la province Zhe Jiang est de 150mm. En se référant à l'article 7.5.17 de la « Norme GBJ 10—89 », il est stipulé que la surface supérieure de la dalle préfabriquée doit être une surface rugueuse avec des rainures d'au moins 6mm de profondeur.

9.3.17 L'interface entre le béton préfabriqué et le béton coulé en place des poutres constituées de

composants préfabriqués et de béton coulé en place, est sollicité au cisaillement. Lorsque le taux d'armatures de cisaillement, au niveau de l'interface, est inférieur à 0.10%, ces armatures ne sont pas efficaces pour résister au cisaillement (voir l'article 9.2.3 des « Structures en béton »). Il est stipulé dans l'article 7.4.2.3 de la « Norme anglaise BS 5400 » que le taux minimal d'armatures de cisaillement, au niveau de l'interface est de 0.15%, avec un espacement qui ne doit pas être inférieur à 4 fois l'épaisseur du hourdis, et ne doit pas être inférieur à 600mm.

9.4 Eléments de tablier en béton précontraint

9.4.1 Les dispositions du présent article, dispositions relatives à l'espacement des cadres sont plus exigeantes que celles de la version précédente de la norme. Les cadres doivent être disposés de manière plus dense au niveau des sections à l'extrémité des poutres, du fait de la concentration des ancrages de précontrainte et de la complexité des contraintes dans ces sections. Des cadres complémentaires doivent également être disposés dans le talon des poutres en T, car les armatures de précontrainte sont concentrées dans le talon, et le talon est soumis à des efforts de compression importants lors de la mise en tension des câbles de précontrainte. Les cadres doivent être disposés de manière plus dense au niveau des sections proches des points d'appui, car ces zones sont soumises à des efforts tranchant importants et à des contraintes de traction.

9.4.3 Cet article a été mis à jour, en prenant en compte les dispositions de l'article 3.2 de la présente norme. Selon les études de l'Académie des sciences du bâtiment, l'adhérence entre fils lisses et béton est faible et les ruptures des éléments d'essai, sont toutes dues au glissement des fils lisses, dont la résistance n'a pas pu contribuer à la résistance d'ensemble. Pour les éléments sollicités à la flexion, qui présentent des fils lisses de diamètre 5 mm, et de résistance caractéristique 1100MPa, la rupture de l'élément a eu lieu lorsque le moment sollicitant atteignait 40% à 50% de la valeur du moment résistant de calcul. Pour les éléments sollicités à la flexion qui présentent des fils lisses de diamètre 3 mm, et de résistance caractéristique 1600MPa, la rupture de l'élément a eu lieu lorsque le moment sollicitant atteignait 90% de la valeur du moment résistant de calcul. Ainsi, l'adhérence des fils lisses doit être améliorée par des dispositions par indentation obtenues par compression.

9.4.4 Les dispositions de la version précédente ont été reconduites dans le présent article, avec une mise à jour correspondante, à l'article 3.2.

9.4.5 La surface en béton autour des armatures de précontrainte doit être renforcée afin que le béton ne soit pas endommagé par l'impact dû au relâchement des armatures de précontrainte en fin de mise en tension.

9.4.6 Actuellement, les dispositifs d'ancrage de la précontrainte recourent de manière assez générale au système tromplaque. Par conséquent, Les exigences relatives aux épaisseurs des plaques d'ancrage n'ont plus lieu d'être et ont donc été supprimées.

9.4.7 Les dispositions de la version précédente, ont été reconduites dans le présent article. Lorsque les armatures de précontrainte sont concentrées dans la partie inférieure de la section d'about, ou sont disposées dans les parties supérieure et inférieure de la section d'about, une contrainte de traction, perpendiculaire l'axe longitudinal de la poutre, sera générée par l'effort de précontrainte dans les zones d'extrémité de la poutre, ce qui peut provoquer des fissures longitudinales dans ces zones. Par conséquent, il est nécessaire de relever une partie des armatures de précontrainte, et de disposer les ancrages aussi uniformément que possible, sur la hauteur de la section d'about. D'après des essais menés à l'étranger, des contraintes de traction dues aux efforts concentrés aux ancrages, sont généralement situées dans les sections qui sont à une distance d'environ 3/4 de la hauteur de la poutre par rapport à la section d'about. Les études menées par les départements du service des chemins de fer, ont montré également que des fissures longitudinales se produisaient le long des gaines de la précontrainte dans les zones près de l'about des poutres. Par conséquent, dans les zones proches de l'about des poutres, l'espacement des cadres doit être diminué (voir l'article 9.4.1), et des treillis d'armatures supplémentaires doivent être rajoutés. De plus, une augmentation raisonnable de l'épaisseur d'âme à l'extrémité de la poutre, constitue également une mesure efficace, pour prévenir des fissures longitudinales à l'extrémité de la poutre.

9.4.8 Pour les armatures de précontrainte courbes, telles que les armatures de précontrainte courbes verticales, les armatures de précontrainte longitudinales dans les poutres courbes, ou les armatures de précontrainte au niveau des bossages d'ancrage, le béton à l'intérieur de la courbure est soumis à des efforts de compression. L'enrobage de ces armatures dans le plan de la courbe, et en dehors du plan de la courbe, est sollicité au cisaillement, et par conséquent, il est nécessaire de prévoir un enrobage épais au niveau des faces inférieures et latérales des poutres, ou de prévoir des armatures capables de résister au cisaillement dans ces enrobages. En se référant aux articles 5.10.4.3.1 et 5.10.4.3.2 de la « Norme Américaine AASHTO-LRFD », l'effort tranchant dans le plan de la courbe F_{in} , l'effort tranchant en dehors du plan de la courbe F_{out} , et l'effort tranchant résistant V_c (exprimés en N/mm) peuvent être calculés par les formules suivantes :

$$F_{in} = P/r \leq V_c \quad (9-2)$$

$$F_{out} = P/\pi r \leq V_c \quad (9-3)$$

$$V_c = 0.33\phi d_c \sqrt{f_{ci}} \quad (9-4)$$

Avec

ϕ —Coefficient de résistance au cisaillement du matériau, $\phi = 0.9$

P —Effort de mise en tension (N)

f'_{ci} —Résistance à la compression de l'éprouvette cylindrique de béton ($\phi 150\text{mm} \times 300\text{mm}$) à l'âge correspondant à la fin de la mise en tension (MPa)

d_c —Distance entre le centre des gaines courbes, et la surface intérieure de l'enrobage dans le plan de la courbe, ou en dehors du plan de la courbe.

Le rapport entre la résistance à la compression de l'éprouvette cubique de 150 mm de côté, et l'éprouvette cylindrique fabriquée avec le même béton, est de 1/0.8. Si la résistance à la compression de l'éprouvette cubique à l'âge de mise en tension est de f'_{cu} , il faut introduire $0.8f'_{cu} = f'_{ci}$ dans l'équation (9-4) pour obtenir l'effort tranchant résistant $V_c = 0.33 \times 0.9d_c \sqrt{0.8f'_{cu}} = 0.266d_c \sqrt{f'_{cu}}$. d_c est la somme de l'épaisseur d'enrobage c_{in} ou c_{out} et du rayon extérieur de la gaine de précontrainte $d_s/2$. En introduisant d_c dans l'équation (9-4) et ensuite dans les équations (9-2) et (9-3), on obtient les formules (9.4.8-1) et (9.4.8-3).

En supposant que l'effort de traction dans les armatures de précontrainte est de P , lors de la mise en tension, l'effort de compression radiale sur la longueur unitaire de la courbe est de $u = P/r$, et l'effort de compression radiale sur la longueur de courbe (s_v étant l'espacement des cadres) devient $F_c = us_v = (p/r)s_v$. En supposant que la section d'un brin de cadre est A_{sv1} , l'effort de traction résistant d'un cadre à deux brins est de $F_r = 2f_{sd}A_{sv1}$. Par la relation d'équilibre $F_c = F_r$, on obtient la formule (9.4.8-2).

9.4.10 Les dispositions de la version précédente de la présente norme, ont été reconduites dans le présent article. Si le rayon de courbure des armatures de précontraintes est trop faible, l'effort de frottement entre les armatures et les gaines de précontrainte, ainsi que l'effort de compression radial risque d'être important lors de la mise en tension. Pour les gaines et les armatures de précontrainte spéciales, telles que les armatures de précontraintes semi-circulaires de frettage, à l'intérieur des pylônes des ponts à haubans, des mesures spécifiques doivent être prises, et dans ce cas, le rayon de courbure n'est plus soumis aux limites du présent article.

9.4.11 La longueur minimale de la partie droite des armatures de précontrainte à la sortie d'ancrage, a été spécifiée dans le présent article, en référence aux produits VSL. Pour respecter les dispositions constructives, lorsque les fils ou les torons sont ancrés par des dispositifs d'ancrage à mors, les parties d'armatures en courbe ne peuvent pas se situer dans la zone d'ancrage. Autrement dit, les armatures de précontrainte doivent être en ligne droite sur une certaine longueur à la sortie de l'ancrage. Les longueurs minimales L_{min} de la partie droite des armatures de précontrainte, sous différentes charges de rupture, sont données dans la figure 9-1.

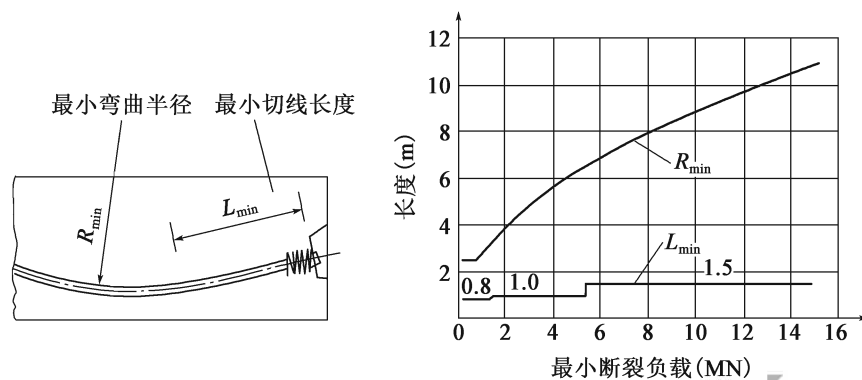


Figure 9-1 courbe établissant la relation entre l'effort de rupture minimal des armatures de précontrainte et R_{min} , L_{min}

9.4.14 Les dispositions de la version précédente de cette norme, ont été reconduites dans le présent article. La perte de tension par frottement entre les armatures de précontrainte et les gaines constitue une part majeure de la perte de tension. Afin de réduire la perte de tension par frottement, il est nécessaire de réduire la longueur des armatures sous forme de courbe et d'augmenter le rayon de courbure. Deux solutions sont adoptées de manière courante à cet effet. La première solution consiste à mettre en tension et à ancrer les armatures de précontrainte par segments, et ensuite à relier le deuxième segment d'armature au premier, et à répéter les cycles de mise en tension et d'ancrage des armatures. La deuxième solution consiste à utiliser des poutres de hauteur variable, pour réduire le rayon de courbure des armatures de précontrainte. Dans la pratique ces deux solutions peuvent être combinées

9.4.15 Les dispositions de la version précédente de cette norme ont été reconduites dans le présent article. Il est important d'éviter d'augmenter les armatures de précontrainte de manière brutale afin de ne pas réduire excessivement l'aire de béton dans la même section, et de ne pas entraîner des variations importantes de contrainte de cisaillement et de contrainte principale de traction.

Dans la zone en travée, dont la longueur est de $1/4 \sim 1/3$ de la portée des poutres continues, des moments de flexion positifs et négatifs peuvent apparaître de manière alternée sous les charges d'exploitation. Pour les ponts à poutres continues, construits par poussage, des moments de flexion positifs et négatifs apparaissent de manière alternée dans la plupart des sections. Dans ces conditions, des armatures de précontrainte doivent être disposées dans les parties supérieure et inférieure de l'âme de la poutre ainsi que dans les parties adjacentes en encorbellement du hourdis, pour résister aux moments de flexion positifs et négatifs.

Au niveau des appuis intermédiaires de la poutre continue, l'effort de réaction d'appui concentré, génère des contraintes de traction longitudinale au niveau de la partie inférieure de l'âme. Par

conséquent, des barres passives doivent être disposées dans la partie inférieure de l'âme, et dans les parties adjacentes en encorbellement du hourdis, au niveau des sections proches des appuis intermédiaires.

9.4.16 Les dispositions de la version précédente de cette norme, ont été reconduites dans le présent article. L'effort d'ancrage de la précontrainte génère des contraintes de traction dans les surfaces de béton autour de l'ancrage. Le béton situé à l'intérieur de l'angle de diffusion est comprimé, mais il existe aussi une zone d'éclatement en continuité immédiate des efforts de précontrainte. Cela indique la complexité de la diffusion des contraintes dans le béton, autour de l'ancrage et sous l'ancrage. Par conséquent, il convient de ne pas placer des dispositifs d'ancrage dans les zones tendues de la poutre, et de les placer plutôt au niveau du centre de gravité de la section, ou dans les zones comprimées.

Lorsque les armatures de précontrainte s'étendent à l'extérieur des parois et sont ancrées dans des bossages, la disposition des armatures tendues, à l'intérieur du bossage, doit être conforme à l'article 9.4.8.

9.4.17 La méthode de construction par assemblage des voussoirs préfabriqués est largement utilisée pour la construction de ponts en mer ou de ponts urbains (voir tableau 9-2). Cette méthode s'inscrit dans une tendance d'industrialisation, de construction à grande échelle, de mécanisation et de normalisation des ponts modernes, et présente des avantages importants. Les dispositions constructives de cet article sont le fruit d'un retour d'expérience sur les études structurelles de ponts construits par voussoirs préfabriqués.

Tableau 9-2 Les ponts en chine construits par voussoirs préfabriqués

Numéro	Nom des ponts	Fin de construction	Portée (m)	Numéro	Nom des ponts	Fin de construction	Portée (m)
1	Pont de Liu He à Shanghai	2000	42	6	Viaduc d'accès du pont Chong Qi à Jiangsu	2011	50
2	Pont de Hu Min à Shanghai	2002	35	7	Viaduc d'accès du 4ème pont de Nanjing	2012	50
3	Viaduc d'accès du pont Su Tong	2008	75	8	Viaduc d'accès du pont Xia Zhang	2013	70
4	Pont Ji Mei à Xiamen	2008	100	9	Viaduc d'accès du pont Jia Shao	2013	70
5	Viaduc d'accès du pont Yang Zi à Shanghai	2009	60				

1. La combinaison de la précontrainte intérieure et de la précontrainte extérieure, ainsi que l'utilisation de la colle en résine époxy pour les joints entre voussoirs, ont été adoptées largement pour les ponts construits par voussoirs préfabriqués. Les joints collés en résine époxy doivent être mis en compression à 0,2 MPa en phase de construction. Les joints réalisés à l'aide de micro béton se situent généralement au niveau des sections de clavage ou au niveau des sections de récupération d'erreurs d'assemblage.

2. Les formes et les fonctions de différents types de clés de cisaillement sont les suivantes :

- 1) Clés de cisaillement sur l'âme: constituées de clés multiples rectangulaires (et de rainures) qui résistent aux efforts tranchants dans le joint en phase de service.
- 2) Clés de cisaillement sur le hourdis supérieur: constituées de clés multiples sous forme de rectangles allongés (et de rainures), utilisées pour le positionnement des voussoirs lors de l'assemblage.
- 3) Clés de cisaillement sur le hourdis inférieur: constituées de clés multiples sous forme de rectangles allongés (et de rainures), utilisées pour le positionnement des voussoirs lors de l'assemblage.
- 4) Clés de cisaillement au niveau des goussets: situées dans la zone de jonction entre l'âme et le hourdis supérieur (et le hourdis inférieur), utilisées pour le positionnement des voussoirs lors de l'assemblage.

9.4.18 Les armatures de traction doivent être disposées dans les zones d'ancrage des éléments en béton précontraint par post-tension, pour résister aux efforts de fendage, aux efforts d'éclatement et aux efforts de traction longitudinale au niveau des faces latérales. Voir figure 9-2.

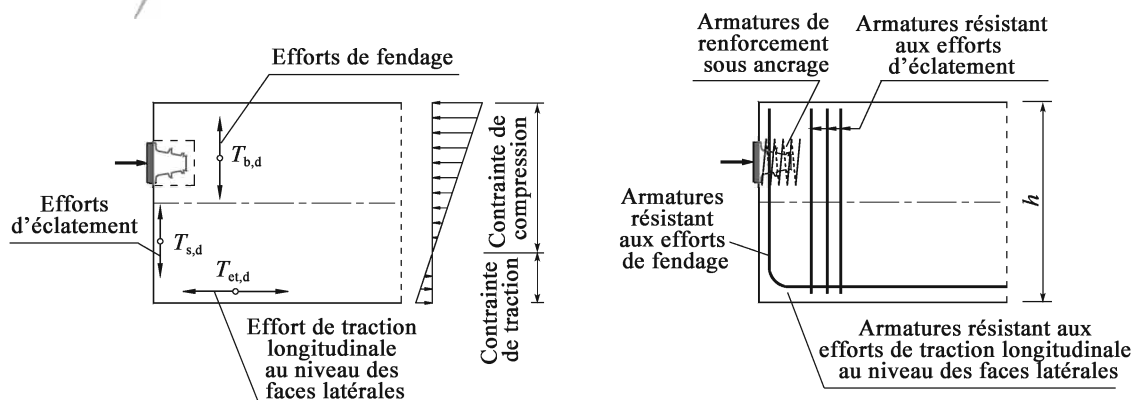


Figure 9-2 Schéma illustrant les efforts locaux de traction et les armatures dans la zone d'ancrage

9.4.19 Des exigences relatives aux dimensions en élévation des bossages d'ancrage des armatures de précontrainte par post-tension, sont prescrites dans le présent article. En fonction de leurs largeurs, les bossages peuvent être classifiés en bossages indépendants, bossages au niveau de la jonction du hourdis et de l'âme, ainsi que bossages sur toute la hauteur de l'âme. Afin d'assurer la stabilité et la fiabilité de la transmission des efforts, il est généralement préférable d'adopter des bossages au niveau de la jonction du hourdis et de l'âme.

9.4.20 Les dispositions de ferrailage du présent article ont été données sur la base des armatures résistant à la traction locale à l'intérieur du bossage, et au niveau des parois (hourdis supérieur, hourdis inférieur et âmes) calculées selon l'article 8.2.6 et selon l'Annexe B. Ces dispositions de ferrailage ont été prescrites en se référant aux pratiques en Chine, aux normes américaines, aux normes japonaises relatives à la conception des ponts en béton, au manuel de conception des éléments en béton précontraint par post-tension, et aux résultats des recherches menées par l'Université du Texas à Austin.

L'étendue des zones dans les parois, dans lesquelles on dispose des armatures résistant aux efforts d'entraînement derrière l'ancrage, et des armatures résistant au moment de flexion local, est indiquée dans la figure 9-3.

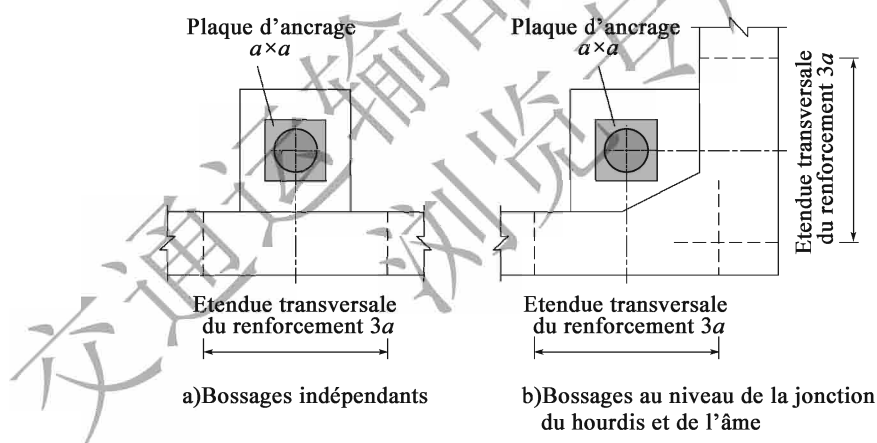


Figure 9-3 Etendue des zones des parois, dans lesquelles on dispose des armatures de renforcement longitudinales et transversales

De plus, outre les cinq types d'efforts de traction, et les armatures correspondantes, illustrées sur la figure 8.2.6, au niveau du bossage d'ancrage, il convient également de disposer des armatures transversales dans les parois devant le bossage d'ancrage pour résister aux efforts de fendage générés par la diffusion de l'effort d'ancrage sur une certaine largeur de paroi (voir figure 9-4). Des fissures longitudinales dans ces zones, ont été constatées lors de travaux de construction.

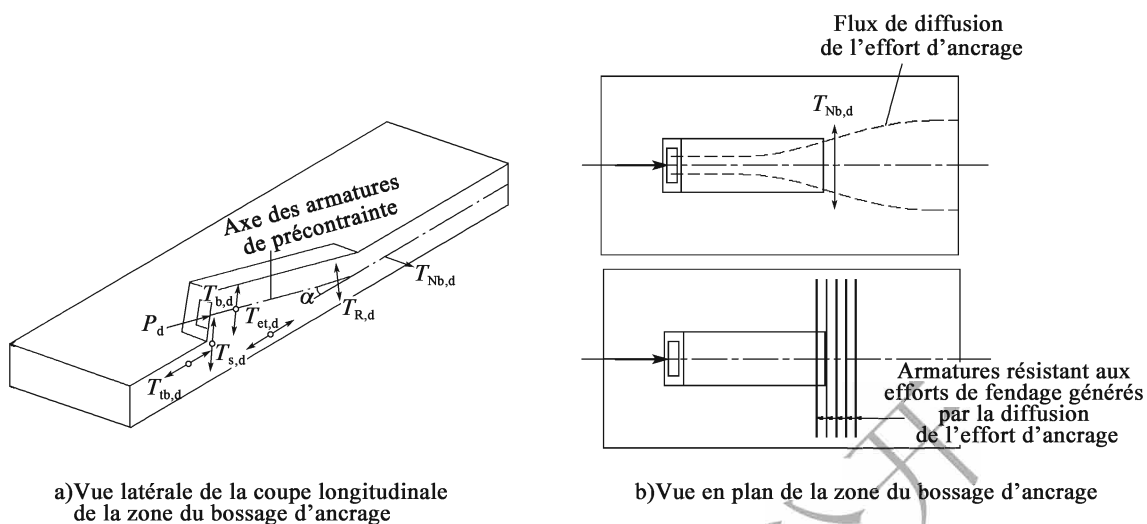


Figure 9-4 Efforts de fendage générés par la diffusion de l'effort d'ancrage selon la largeur des parois et les armatures résistantes

9.4.24 Prescriptions pour les dispositifs de déviation

1. Déviateur en bloc individuel: utilisé lorsque la quantité d'armatures de précontrainte à dévier est faible, ou utilisé pour la fixation des câbles de précontrainte entre déviateurs.
2. Déviateur en entretoise horizontale: utilisé lorsque l'effort de déviation transversal est important, ou utilisé pour la fixation des câbles de précontrainte entre déviateurs.
3. Déviateur en entretoise verticale: utilisé lorsque l'effort de déviation vertical est important
4. Déviateur en entretoise: utilisé au niveau des entretoises.

9.4.25 ~ 9.4.27 Les articles 9.4.25 ~ 9.4.27 ont été établis sur la base du retour d'expérience des ponts construits par voussoirs préfabriqués. Lorsque la longueur libre des armatures de précontrainte extérieure, entre les points d'ancrage, les déviateurs, les dispositifs de fixation, et les amortisseurs de vibration, est supérieure à 8 m, il est nécessaire d'effectuer des calculs de vérification pour déterminer la longueur libre exacte, en prenant en compte ses effets sur la structure.

Les armatures de précontrainte doivent être déviées au plus près des zones d'ancrage, pour être dans l'alignement de l'axe des dispositifs d'ancrage (voir figure 9-5), afin que les mors d'ancrage ne soient pas directement soumis aux impacts des perturbations dans les câbles de précontrainte.

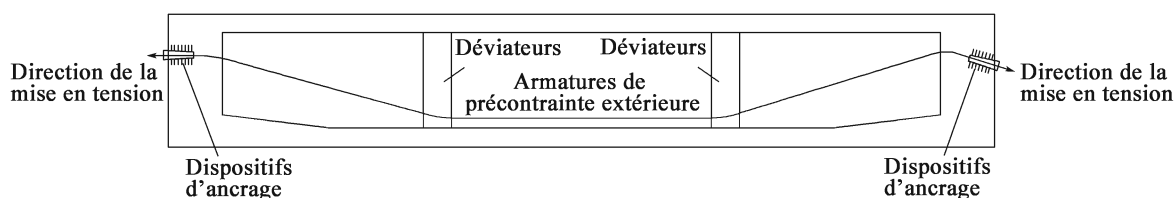


Figure 9-5 Illustration de la déviation des armatures de précontrainte à proximité des zones d'ancrage

9.5 Ponts en arc

9.5.1 Selon l'analyse statistique de Xu Fengyun, présentée dans l'ouvrage « Etude de l'optimisation de la conception du pont en arc SRC et du pont en arc CEST », parmi les 44 ponts en arc, construits en béton armé, de portées supérieures à 100 m, 4 ponts ont un rapport entre la hauteur et la portée, de l'ordre de $1/4$, 4 ont un rapport de $1/5$, 11 ont un rapport de $1/6$, 7 ont un rapport de $1/7$, 13 ont un rapport de $1/8$, et 1 pont a un rapport entre la hauteur et la portée de $1/10$. Parmi les 26 ponts en arc en béton mis en place à l'intérieur de tubes, de portées comprises entre 66m et 313m, qui sont soit en phase de conception, soit en phase de construction, ou soit en phase de service, 8 ponts ont un rapport entre la hauteur et la portée de $1/4$, 10 ont un rapport de $1/5$, 7 ont un rapport de $1/6$, et 1 pont a un rapport entre la hauteur et la portée de $1/8$. Parmi les 11 ponts de portées comprises entre 100m et 330m, présentant des arcs sous forme de nervures organisées en treillis, dont les pieds d'arc sont encastrés dans les culées, et les points d'articulation sont situés dans l'arc, 3 ponts ont un rapport entre la hauteur et la portée de $1/6$, 1 pont a un rapport de $1/7$, 6 ponts ont un rapport de $1/8$, et 1 pont a un rapport entre la hauteur et la portée de $1/9$. Dans cette version de la norme, il est prescrit que le rapport entre la hauteur et la portée des ponts en arc en béton armé doit être compris entre $1/4.5$ à $1/8$, au lieu de $1/5$ à $1/8$ tel que prescrit dans la version précédente.

Pour les ponts en arc à tablier supérieur, la travée du tablier supérieur est généralement prise égale à $1/8$ jusqu'à $1/15$ de la portée principale de l'arc, afin que les descentes de charge sur l'arc principal soient uniformes. Cependant, du point de vue de l'insertion du pont dans le paysage, des travées de longueur légèrement plus importante peuvent également être adoptées.

Pour les arcs en courbefuniculaire, le coefficient d'excentricité diminue avec l'allègement du tablier et la diminution du rapport entre la hauteur et la portée. Selon l'analyse présentée dans l'« Etude de l'optimisation de la conception du pont en arc SRC et du pont en arc CEST », pour les 12 ponts en arc de portées comprises entre 100m et 312m, les coefficients d'excentricité correspondants varient de 2.24 à 1.347.

9.5.2 Pour les ponts en arc à tablier supérieur, le tablier supérieur est souvent constitué de dalles ou de poutres isostatiques supportées par des rangées de potelets, ou des voiles, afin de s'adapter à la déformation des nervures principales de l'arc. Des appareils d'appui en élastomère fretté peuvent être utilisés. Si le tablier supérieur est continu, il est nécessaire de prévoir des appareils d'appui glissants sur les potelets, et des joints de dilatation au niveau des culées. Dans les zones proches du sommet des nervures de l'arc, il convient de prévoir des appareils d'appui glissants, ainsi que des joints de dilatation, compte tenu de la rigidité importante des voiles et des potelets courts.

9.5.4 Les entretoises et les nervures de l'arc constituent un système en treillis qui renforce la rigidité transversale du pont. Des entretoises doivent être disposées au niveau des sections des nervures de l'arc, en-dessous des potelets supports du tablier supérieur afin de répartir les charges transversalement.

9.5.5 Les entretoises et diagonales transversales sont importantes pour assurer la rigidité et la stabilité des ponts en arc semi-traversants ou à tablier intermédiaire et des ponts bow-string. Lors du coulage des nervures principales de l'arc, les entretoises qui sont déjà mises en place, peuvent augmenter la stabilité de la structure à la construction. Au sommet des nervures de l'arc, il convient de disposer des entretoises. Au niveau des sections des nervures de l'arc, là où la valeur de la ligne d'influence du moment fléchissant est quasi nulle, il convient de disposer des entretoises ou des contreventements en forme de K. Entre les nervures de l'arc, au-dessous du tablier, il convient de disposer des entretoises courantes. Entre les nervures de l'arc en-dessous du tablier, il convient de disposer des diagonales transversales. Par exemple, dans le pont en arc de Yong Ning dans la province de Guanxi qui a une portée principale de 312m, une entretoise a été disposée au sommet des nervures de l'arc, deux contreventements en forme de K ont été disposés au niveau des sections des nervures de l'arc, là où la valeur de la ligne d'influence du moment fléchissant est quasi nulle, deux entretoises d'extrémité ont été disposées au niveau des sections sur culées, et deux diagonales de contreventement ont été disposées entre les nervures de l'arc en-dessous du tablier. De plus, quatre entretoises courantes ont été disposées entre les nervures de l'arc au-dessus du tablier.

9.5.6 Aux extrémités des nervures de l'arc en treillis, la hauteur de la section est importante et les nœuds des poutres de la membrure supérieure ne peuvent pas être reliés aux piles et aux culées. Par conséquent, les diagonales de contreventement transversales doivent être disposées dans le plan vertical, afin d'assurer la stabilité transversale des nervures. Les diagonales de contreventement transversales doivent également être disposées dans le plan horizontal afin d'augmenter la rigidité transversale des nervures de l'arc. Il convient également de disposer ces diagonales de contreventement, verticales ux et transversales au niveau des autres sections si besoin.

9.5.7 Le premier pont en arc à nervures, en treillis, dont les pieds d'arc sont encastrés dans les culées, et les points d'articulation sont situés dans l'arc, a été construit dans la province du Guizhou en 1981. À l'heure actuelle, la portée maximale de ce type de pont est de 330m (pont de Jiang Jie He dans la province de Guizhou).

Les ponts en arc à nervures, en treillis, dont les pieds d'arc sont encastrés dans les culées, et les points d'articulation sont situés dans l'arc, constituent une combinaison des ponts en arc à nervures, en treillis et des ponts en encorbellement à poutres treillis. Pour les ponts en arc à nervures, en treillis, dont les pieds d'arc sont encastrés dans les culées, et les points d'articulation sont situés dans l'arc, les poutres en membrures supérieure et inférieure, dans leurs sections d'extrémité, sont encastrées dans les culées. Les poutres en membrure supérieure sont discontinues aux extrémités du tronçon central de longueur de 0.5 à 0.6 fois la portée principale de la nervure de l'arc, et les poutres en membrure inférieure sont toujours continues. L'axe de ces arcs sont généralement en courbes paraboliques.

Pour les ponts en arc de grande portée, à nervures, en treillis, dont les pieds d'arc sont encastrés dans les culées, et les points d'articulation sont situés dans l'arc, des sections-caissons sont générales adoptées. Par exemple, pour le pont Jiang Jie He de portée 330m et pour le pont Jing Nan de portée 160m dans la province de Guangxi, les poutres en membrures supérieure et inférieure, sont constituées de sections en caissons à trois cellules, et les diagonales et les montants verticaux, présentent des sections en double caissons séparés, liés par des entretoises.

Pour les ponts en arc de grande portée, à nervures, en treillis, dont les pieds d'arc sont encastrés dans les culées, et les points d'articulation sont situés dans l'arc, les membrures supérieures aux extrémités des nervures sont ancrées dans les culées, et il est nécessaire de disposer une travée de rive courte de part et d'autre de la travée principale. Si le rapport entre la portée de la travée de rive, et celle de la travée principale, est proche de 0.5, la réaction sur l'appui de rive sera faible, ce qui constitue une situation favorable en phase de construction et défavorable en phase de service. Si le rapport entre la portée de la travée de rive et celle de la travée principale est proche de 0.2, les situations deviennent contraires. Pour le pont de Jiang Jie He, le rapport de portée entre la travée de rive et la travée principale est de 0.24 pour la travée de rive gauche, et de 0.16 pour la travée de rive droite. Pour le pont de Jing Nan dans la province de Guangxi, le rapport de portée entre la travée de rive et la travée principale est de 0.24 pour la travée de rive gauche et de 0.31 pour la travée de rive droite. Les longueurs des culées étant incluses dans les portées des travées de rive.

Selon l'analyse du pont Daozhen et du pont Jianhe dans la province de Guizhou, il convient que les points de discontinuité de la membrure supérieure, soient situés à une distance de 0.3 fois la portée principale par rapport au sommet de l'arc, et de part et d'autre du sommet de l'arc. Pour le

pont de Jingnan, les points de discontinuité de la membrure supérieure sont situés à une distance de 0.3 fois la portée principale par rapport au sommet de l'arc. Pour le pont de Jiang Jie He, les points de discontinuité de la membrure supérieure sont situés à une distance de 0.25 fois la portée principale par rapport au sommet de l'arc.

9.5.8 Les dispositions de l'article 6.3.3 des « Règles des ponts JTJ 023—85 », ont été reconduites dans le présent article. Pour que les rigidités des entretoises, des contreventements en forme de K et des diagonales de contreventement soient suffisantes, la dimension du côté court de la section transversale ne doit pas être inférieure à 1/15 la longueur de l'élément. Les chanfreins doivent être prévus au niveau des intersections entre nervures et entretoises, avec des contreventements en forme de K et avec des diagonales de contreventement lorsque des variations brutales de section et de contrainte sont constatées.

9.5.9 Des nœuds sont créés au niveau des intersections des barres du treillis. Selon les résultats des essais effectués sur modèle réduit du pont de Jiang Jie He, une concentration de contraintes a été constatée au niveau des intersections de barres. Afin de soulager le niveau de concentration des contraintes, les surfaces de transition doivent être prévues au niveau des nœuds entre barres intersectées. Les armatures de diffusion peuvent améliorer la concentration des contraintes au niveau des nœuds et peuvent éviter l'arrachement des barres tendues dans ces nœuds.

9.5.11 Pour les ponts en arc, à nervures, en treillis simple, et pour les ponts en arc, à nervures, en treillis, dont les pieds d'arc sont encastrés dans les culées, et les points d'articulation sont situés dans l'arc, lorsque ces ponts sont construits sur des sols compressibles, ou sont construits dans des régions froides sévères, le tassement du sol ainsi que la descente de la température, génèrent des efforts défavorables pour les pieds d'arc. Par conséquent, les armatures dans les membrures inférieures doivent être augmentées.

9.5.12 Les dispositions prescrites dans le présent article sont conformes à l'article 5.2.3 de la « Norme de conception des ponts routiers en maçonnerie » (JTG D61). La plupart des piles de ponts multi arcs consécutifs sont des piles souples, et la transmission de la déformation d'un arc à un autre est importante. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir une pile résistante aux efforts transversaux toutes les 3 à 5 travées, ou de prendre d'autres dispositions pour résister aux efforts transversaux.

9.5.13 Les longrines longitudinales continues au niveau du hourdis supérieur, peuvent augmenter la rigidité du tablier, et peuvent diminuer le risque d'effondrement du tablier qui pourrait être dû à la défaillance locale de suspentes dans le cadre d'arcs à tablier inférieur ou intermédiaire.

9.6 Poteaux, piles, culées, pieux et semelles

9.6.1 Les dispositions du présent article sont compatibles avec celles des éléments sollicités en compression axiale, de l'article 5.3.1. Cependant, les dispositions du présent article sont différentes de celles de l'article 5.3.2, relatives aux armatures de frettage en spirale ou en cerces soudées, dans les éléments sollicités à la compression axiale, dont les exigences structurelles sont présentées à l'article 9.6.2.

Les armatures longitudinales sont efficaces lorsqu'elles sont disposées dans les angles (angle de cintrage inférieur à 135°) des cadres. Lorsque les armatures longitudinales s'éloignent des angles des cadres, l'efficacité du maintien s'affaiblit. Compte tenu des dimensions importantes des éléments de ponts, il est prescrit que si les armatures longitudinales se situent loin par rapport aux angles des cadres, il est recommandé de prévoir des cadres multiples ou des étriers (Voir figure 9.6.1).

9.6.2 Les dispositions du présent article sont compatibles avec celles de l'article 5.3.2 relatives aux éléments sollicités en compression, avec armatures de frettage en spirale ou en cerces soudées. La résistance de ces éléments est supérieure à celle des éléments normaux soumis à la compression de l'article 9.6.1, parce que l'espacement des armatures de frettage dans ces éléments est plus réduit, et que le coefficient de flambement peut être négligé grâce à leur élancement limité. Les dispositions de la version précédente de la norme ont été reconduites dans le présent article.

9.6.3 Les exigences structurelles pour les éléments sollicités en compression excentrée, sont identiques à celles des éléments sollicités en compression axiale. Dans les normes internationales, les éléments sollicités en compression axiale et les éléments sollicités en compression excentrée sont tous dénommés éléments sollicités en compression ou poteaux, et les exigences structurelles sont identiques pour ces éléments. Pour les éléments sollicités en compression excentrée, des armatures résistantes aux moments de flexion doivent être disposées dans la direction du moment, et des armatures de construction doivent être disposées au niveau des faces latérales qui ne sont pas sollicitées par le moment de flexion. Les piles et les culées des ponts routiers sont généralement sollicitées par des moments de flexion excentrée déviée, de sorte qu'il est nécessaire de disposer des armatures de flexion dans les deux directions. Les dispositions de la version précédente de la norme ont été reconduites dans le présent article.

9.6.4 La section des armatures de peau en treillis soudé, prescrite dans l'article 8.20 de la « Norme Américaine AASHTO 14 Edition » est de 264mm^2 par mètre. En référence à cette valeur, la section prescrite dans la présente norme est de 250mm^2 , ce qui est équivalent à cinq barres de

diamètre 8mm par mètre. Les dispositions de la version précédente de la norme ont été reconduites dans le présent article.

9.6.5 La portée de calcul des chevêtres est généralement de 7,0 ~ 2,5 m, et le rapport entre la portée et la hauteur est compris entre 3 ~ 5 (ce rapport diminue avec l'augmentation de la portée). Les chevêtres appartiennent aux éléments sollicités à la flexion, mais ils ne font pas partie des poutres cloisons (Poutre cloison isostatique $l/h \leq 2$, Poutre cloison continue $l/h \leq 2.5$). Etant donné que le rapport entre la portée et la hauteur l/h des chevêtres est inférieur à celui des poutres normales, et que la déformation des chevêtres est limitée par les fûts des piles et des culées qui y sont encastés, il convient de prévoir une certaine quantité d'armatures de construction au niveau des faces latérales des chevêtres, selon les dispositions du présent article, qui ont été établies sur la base des conceptions de ferrailage courantes. Il est nécessaire d'utiliser du béton de classe de résistance supérieure pour les chevêtres, afin de résister aux efforts tranchants importants, générés par les charges concentrées. Les dispositions de la version précédente de la norme, ont été reconduites dans le présent article.

9.6.7 Le présent article est établi en référence aux articles 9.3.4 et 9.3.5 de la « Norme GB50010 ».

9.6.8 Le présent article est établi en référence à l'article 9.3.6 de la « Norme GB50010 ».

9.6.9 Pour les ponts routiers, la résistance au renversement des poutres caissons continues est liée à la forme des appuis. En référence aux études de différents types d'appui de ponts caissons, à l'analyse des coefficients de stabilité au renversement, et aux enquêtes sur les accidents de renversement des ponts, différents types de structures d'appui, adaptés aux ponts caissons, ont été prescrits dans cet article.

1. La résistance au renversement des poutres caissons continues est liée à l'espacement transversal des appareils d'appui, et à la portée soumise à la torsion. L'appareil d'appui unique sur pile à colonne unique, a souvent été adopté pour les ponts qui ont fait l'objet de renversements, de sorte que cette disposition ne peut pas assurer une bonne résistance au renversement. Les structures types pile à colonne unique utilisées pour des viaduc d'accès de section caisson, sont illustrées dans la figure 9-6. Dans le cas où le tablier caisson est encasté sur les piles, la vérification de la stabilité au renversement est remplacée par la vérification de la résistance de la structure, et cette disposition est adaptée pour les piles qui présentent une hauteur importante. La disposition à double appareils d'appui sur une pile à colonne, peut améliorer considérablement la résistance au renversement des poutres caissons.

2. Dans des situations très particulières, la structure à appareil d'appui unique sur pile à colonne unique, doit être adoptée, pour des raisons de gabarit. Un exemple courant est celui de la pile implantée dans le terre plein central des routes. Dans ce cas, il faut éviter de disposer de tels appuis de manière répétitive, afin de s'assurer que la résistance au renversement du pont satisfait bien les exigences de l'article 4.1.8.
3. Dans le cas normal, des dispositifs à tenon-mortaise doivent être prévus au niveau des têtes des piles et des culées, en dessous du tablier. En particulier pour les tabliers biais, courbes, ou de forme spéciale, ainsi que pour les tabliers supportés par des appareils d'appui en néoprène-téflon, des rotations autour d'un axe vertical et des déplacements transversaux, vont se produire aux extrémités du tablier. Afin de maintenir l'axe en plan du tablier, et assurer le fonctionnement normal des joints de dilatation, des butées transversales doivent être prévues au niveau des têtes des piles et des culées. Lorsque la pente longitudinale du tablier est importante, le risque de glissement du tablier dans la direction longitudinale est élevé. Des mesures d'encastrement du tablier sur piles et des butées longitudinales sont généralement prises pour remédier à cette situation.

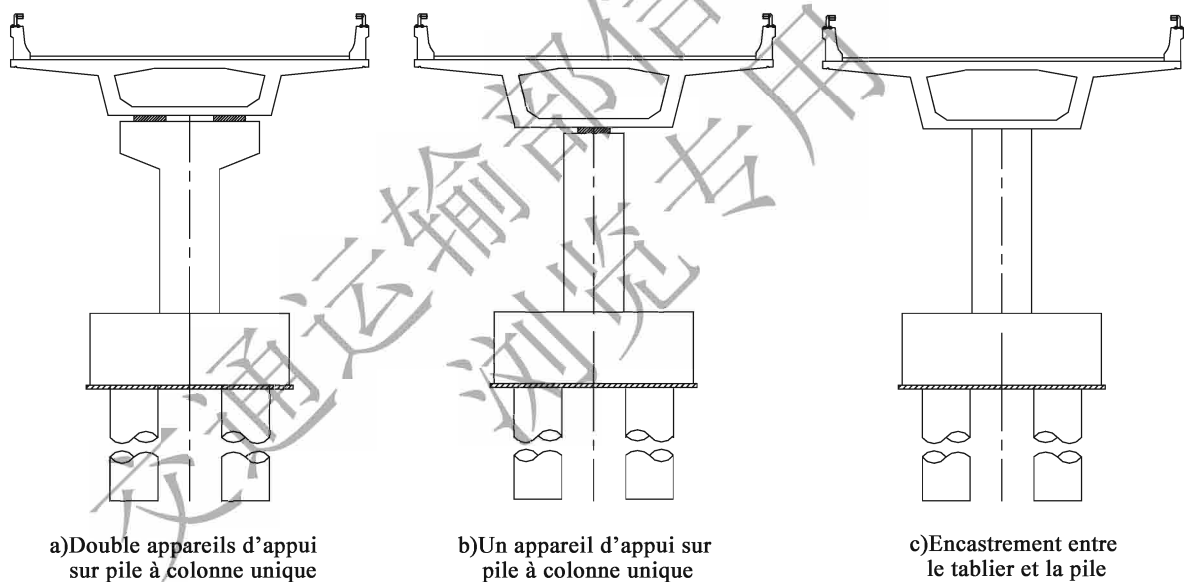


Figure 9-6 Formes types des piles à colonne unique

9.6.10 Il est prescrit dans l'article 5.2.5 des « Règles de conception des fondations des ponts routiers » (JTG D63—2007), qu'il convient que la hauteur des semelles sur pieux ne soit pas inférieure à 1,5 m. En respectant cette exigence, la hauteur des semelles sur pieux est généralement prise égale à 1 à 2 fois le diamètre des pieux. Pour les pieux forés de grand diamètre (par exemple, de diamètre supérieur à 2,5 m), il convient de prévoir des semelles d'épaisseur encore plus importante.

Selon les « Spécifications de la conception des semelles en béton armé » CEC88:97 (ci-après

dénoté es « Spécifications CEC88:97 »), les dispositions des armatures longitudinales des semelles, dépendent de la connaissance du mécanisme de rupture des semelles. Lorsque le calcul est effectué selon la méthode des rotules plastiques (modèle poutre), les armatures dans les directions longitudinale et transversale sont généralement uniformément réparties dans la semelle, comme indiqué dans les articles 4.2.3.2 et 5.2.2.1 de la « Norme relative aux fondations des ouvrages »(JGJ 94—94) (ci-après dénoté « Norme JGJ 94—94 »). Actuellement, cette méthode est largement utilisée pour la conception des ponts routiers. Lorsque le calcul est effectué à l'aide de la méthode des poutres treillis (modèle bielle-tirant), les armatures longitudinales sont disposées principalement dans des bandes fictives se situant au-dessus des pieux, comme indiqué dans l'article 16.8 de la note « Principe de ferrailage des structures en béton armé » rédigée par Fritz Leonhardt. Ces deux modèles présentent des avantages et des inconvénients. Il est prescrit, dans la présente norme, que les armatures principales doivent être disposées uniformément, de part et d'autre de l'axe des pieux, et à l'intérieur d'une bande longitudinale de largeur égale à 3 fois le diamètre des pieux. Les armatures constructives de section supérieure ou égale à 0.1% de la section du béton, doivent être disposées dans les zones en dehors des bandes longitudinales précédentes. En référence à l'article 16.8 de la note « Principe de ferrailage des structures en béton armé » rédigée par Leonhardt, lorsque la distance entre les axes des pieux est égale ou supérieure à trois fois le diamètre des pieux, il est recommandé de disposer des étriers entre les axes des pieux, à une distance égale au diamètre des pieux par rapport aux axes des pieux. Ceci est dû au fait que les armatures longitudinales qui passent entre deux pieux adjacents ne sont pas supportées directement par les pieux mais sont soumises à la compression provenant d'une partie des bielles, ce qui peut générer une poussée au vide et entraîner la rupture du béton. Pour les ponts routiers, l'espacement minimal entre les axes des pieux adjacents est généralement pris égale à 2.5 fois le diamètre des pieux. Par conséquent, les étriers sont rarement utilisés en situations normales. Cependant, dans certain cas, il est nécessaire d'augmenter l'espacement des pieux pour des raisons liées aux sols, ou pour éviter l'interférence avec des réseaux souterrains.

Afin de faciliter la construction, des armatures de peau ne sont pas disposées au niveau de la face supérieure et des faces latérales. Les exigences pour disposer des armatures de peau au niveau de ces faces, telles qu'elles figuraient dans la version précédente, ont été supprimées.

Selon l'article 5.2.5 de la « Norme JTG D63—2007 », un treillis soudé de section de $1200 \sim 1500\text{mm}^2$ par mètre, doit être disposé au-dessus des sommets des pieux à l'intérieur de la semelle. Cette disposition a été également retenue dans le présent article. Les sommets des pieux se situent généralement à 150, 200mm au-dessus de la face inférieure de la semelle (article 5.2.6 de la « Norme JTG D63—2007 »), de sorte que les armatures longitudinales se situent à au moins 180mm au-dessus de la face inférieure de la semelle. Etant donné que l'épaisseur de l'enrobage des armatures longitudinales est important, il est ainsi nécessaire de disposer un treillis soudé au-dessus des sommets des pieux à l'intérieur de la semelle.

9.7 Appareils d'appui et joints de dilatation

9.7.2 Les appareils d'appui en caoutchouc de chloroprène ont une meilleure durabilité, et sont adoptés dans de nombreux ponts en Chine. Cependant, ces appareils d'appui ne sont pas adaptés aux ponts qui se situent dans les régions froides, dans lesquelles les appareils d'appui en caoutchouc EPDM, ou en caoutchouc naturel, peuvent être adoptés selon les dispositions des « Appareils d'appui en élastomère fretté des ponts routiers » (JT/T 4—2004) et des « Appareils d'appui à pots des ponts routiers » (JT 391—2009).

9.7.3 Lors de la détermination des dispositions à adopter pour des appareils d'appui, les facteurs suivants doivent être pris en compte :

1. Une seule ligne d'appareils d'appui doit être disposée dans la direction longitudinale au niveau de chaque d'appui. S'il existe deux ou plusieurs lignes d'appui dans la direction longitudinale, les appareils d'appui seront sollicités de manière non-homogène.
2. Dans la direction transversale d'un appui, il convient que le nombre d'appareils d'appui ne soit pas supérieur à deux, pour que les descentes de charge sur ces derniers soient homogènes.

9.7.4 Des dispositions de réglage des appareils d'appui, telles que bossages inférieurs au-dessus du chevêtre ou bossages supérieurs au niveau de l'intrados du tablier, doivent être prises pour s'assurer que les appareils d'appui restent horizontaux et pour éviter des déformations excessives de cisaillement.

9.7.6 La durée de vie des appareils d'appui en élastomère fretté, est limitée par les propriétés du caoutchouc et est généralement de l'ordre de 20 ~ 30 ans. Les durées de vie des appareils d'appui à pot, et des appareils d'appuis sphériques, sont supérieures à celles des appareils d'appui en élastomère fretté, mais toujours inférieures à celle du pont. Par conséquent, le besoin de remplacement des appareils d'appui pendant la durée de vie du pont, doit être pris en compte dès la conception, et un espace pour l'inspection et pour le remplacement des appareils appuis doit être réservé entre la face supérieure du chevêtre et l'intrados du tablier.

9.7.7 Actuellement, les joints de dilatation modulaires, les joints de dilatation à peigne et les joints de dilatation remplis d'asphalte, sont les joints les plus couramment utilisés pour les ponts routiers, qui présentent un souffle de 20 mm à 2000 mm. Les dispositions techniques relatives à ces joints, sont présentées dans les « Spécifications techniques générales pour les joints de dilatation des

ponts routiers » JT/T327.

9.8 Ponts dalots, crochets de levage et articulations

9.8.2 Le présent article a été établi selon l'article 9.7.6 de la « Norme de conception des structures en béton » (GB 50010—2010). Il présente quelques différences par rapport à la version précédente :

- 1) Les armatures R235 ont été remplacées par les armatures HPB300
- 2) La contrainte maximale dans les armatures sous les charges de poids propre ont été augmentées de 50MPa à 65MPa.

Selon les exigences de durabilité, dans des environnements à risque de corrosion important, lorsque les crochets de levage sont en contact avec la cage d'armatures des éléments préfabriqués, des matériaux isolants doivent être insérés entre les deux, ou des mesures anti-corrosion fiables doivent être prises.

9.8.3 Les dispositions constructives relatives aux articulations en béton, ont été établies en référence au « Manuel de conception routière: pont en arc (Volume I) (1978) » et à la « Norme de conception des ponts ferroviaires » de 1958.

Annexe A

Modèle d'analyse aux éléments finis des structures de pont

A.1 Généralités

A.1.1 Les modèles d'analyse aux éléments finis des structures de pont sont utilisés principalement pour apprécier les effets de la diffusion spatiale des efforts concentrés et des contraintes en résultant. Ils sont utilisés pour compléter l'analyse par des modèles à poutres classiques. Les éléments finis peuvent être utilisés pour différents types de pont.

1. Les modèles à base de grillage de plaques permettent d'apprécier les efforts spatiaux et peuvent donc être utilisés pour calculer les contraintes indiquées au tableau 6.1.3.
2. Le modèle grillage de poutres permet de tenir compte de l'effet d'entraînement pour les poutres-caissons, et des déformations différentielles transversales. Cependant, ce modèle ne permet pas de calculer les contraintes de cisaillement horizontales, ni les contraintes principales au niveau des hourdis supérieur ou inférieur. Le modèle grillage de poutres permet d'analyser simultanément les éléments longitudinaux et transversaux, et est tout à fait adapté pour l'analyse des poutres longitudinales et transversales de ponts-caissons de section large.
3. Le modèle poutres à 7 degrés de liberté, est adapté pour l'analyse globale des ponts à poutres-caissons, pour lesquels l'effet des parois minces est significatif ainsi que pour les ponts courbes. Il permet de calculer les contraintes principales de traction au niveau des hourdis supérieur, inférieur et des âmes. Le modèle poutres à 7 degrés de liberté, est un modèle poutres simples, qui respecte l'hypothèse de conservation des sections planes, mais qui ne permet pas de tenir compte du cisaillement par entraînement. Par ailleurs, il est nécessaire d'utiliser d'autres types de modèles pour effectuer l'analyse du hourdis supérieur

ou l'analyse de l'effet de la poussée au vide générée par les armatures de précontrainte au niveau du hourdis inférieur.

A.2 Principes d'application

A.2.1 Le modèle de grillage de plaques discrétise les structures de ponts en plusieurs plaques. Chacune de ces plaques est représentée par un grillage de poutres orthogonales et la rigidité de la plaque est représentée par le grillage de poutres croisées. La structure du pont est ainsi représentée par un grillage spatial, comme le montre la figure A-1.

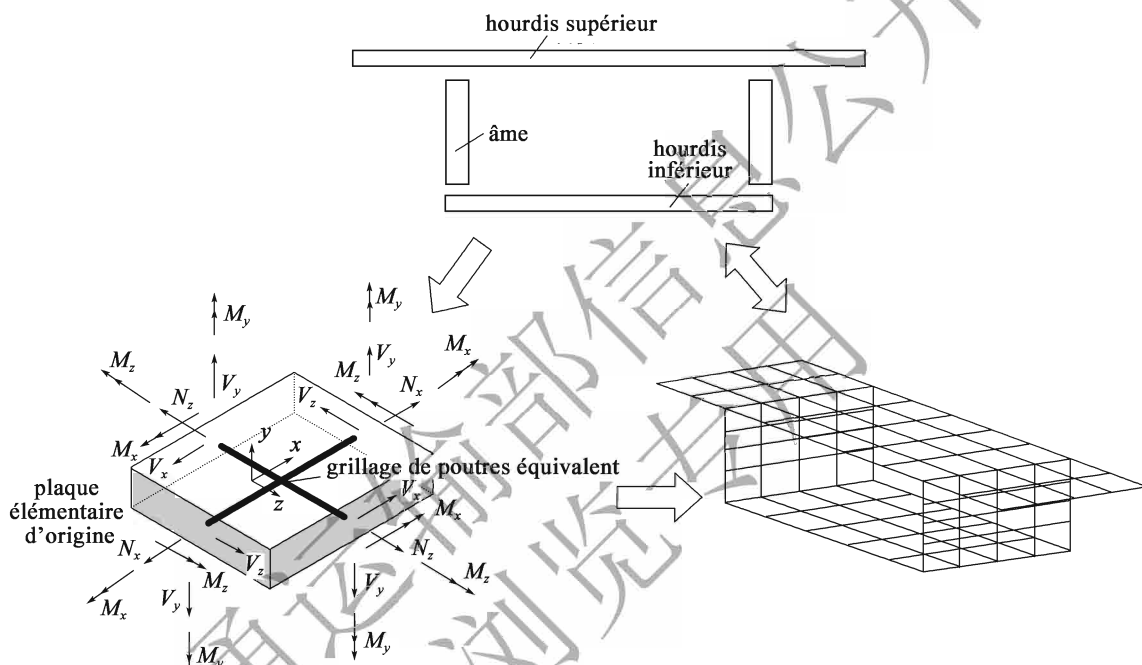


Figure A-1 Illustration du principe du modèle de grillage de plaques

A.2.2 Le modèle grillage de poutres est constitué par des séries de poutres longitudinales positionnées au niveau de leurs centres de gravité d'origine. Ces séries de poutres longitudinales sont reliées par des poutres transversales et forme un grillage présentant une surface d'ensemble « pliée », comme illustré sur la figure A-2.

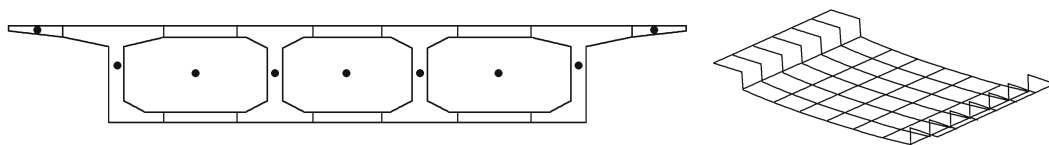


Figure A-2 illustration du modèle grillage de poutres

A.2.3 Lors de l'utilisation des modèles poutres à 3 degrés de liberté, ou des modèles poutres à 6 degrés de liberté, le coefficient de majoration des contraintes normales et des contraintes de

cisaillement dûes au gauchissement, est estimé de manière approximative. Dans le cas des poutres dont la section transversale est en forme de caisson de largeur importante, le coefficient de majoration des contraintes de 1.15 n'est pas adapté. L'analyse de trois ponts rectilignes en béton précontraint, de section caisson (le premier pont de portée 100m et de largeur 11.85m, le deuxième pont de portée 268m et de largeur 16.5m, le troisième pont de portée 130m et de largeur 16.5m), par utilisation d'un modèle poutres à 7 degrés de liberté montre que le coefficient de majoration des contraintes de cisaillement générées par les charges d'exploitation est de 1.5 ~ 2.0 au niveau du point A (bord supérieur de l'âme), du point B (centre de gravité de l'âme), du point C (bord inférieur de l'âme) et du point D (bord latéral du hourdis inférieur) dans la figure A-3.

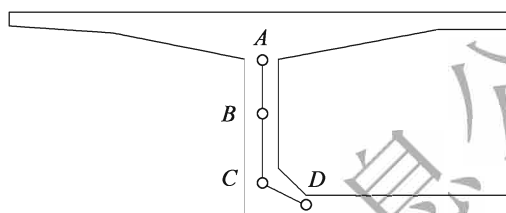


Figure A-3 Illustration des points de calcul dans une section caisson

交通运输部信息公示
浏览专用

Annexe B

Modèle bielle-tirant

B.1 Généralités

B.1.1 La perturbation de l'écoulement des flux d'efforts à l'intérieur des structures en béton se manifeste principalement au travers de deux situations: la première situation correspond à un élément sollicité par un effort concentré (figure B-1), situation pour laquelle la longueur de la zone de régularisation des contraintes est prise égale à la hauteur de la poutre. La deuxième situation correspond à la variation brutale des dimensions géométriques (figure B-2). Dans cette situation la longueur de la zone de régularisation des contraintes est prise égale à la hauteur de la poutre après variation de la section.

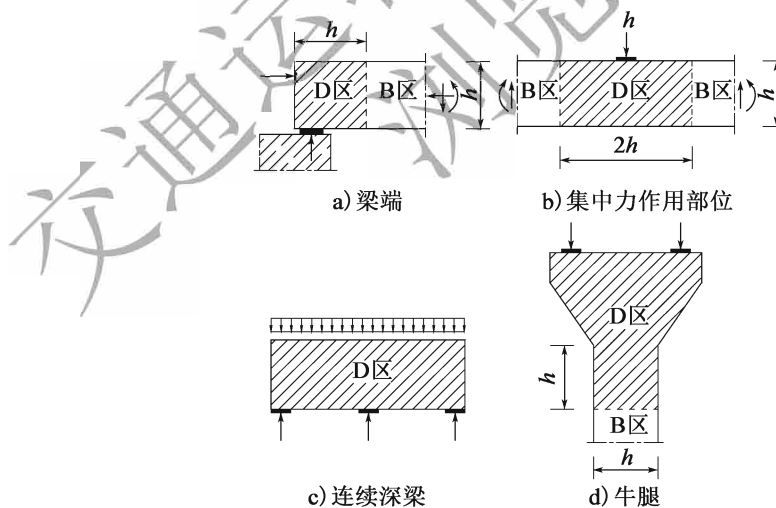


Figure B-1 Eléments sollicités par un effort concentré

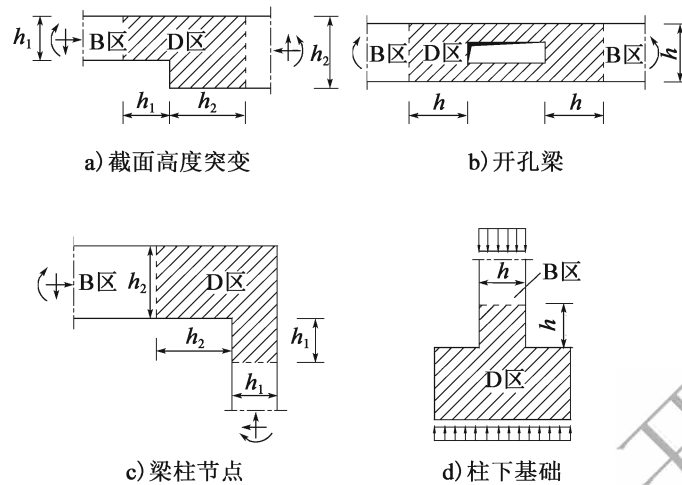


Figure B-2 Eléments qui présentent une variation brutale des dimensions géométriques

B.1.2 Le modèle bielle-tirant est un modèle simplifié qui permet d'analyser la façon dont l'effort se diffuse dans la structure en béton. Ce modèle est composé de bielles soumises à la compression, de tirants en traction, et de nœuds. Par exemple, la figure B-3 montre d'une part un modèle bielle-tirant de transmission d'efforts concentrés dans une poutre cloison et d'autre part un modèle bielle-tirant de diffusion d'un effort d'ancrage à l'extrémité d'une poutre.

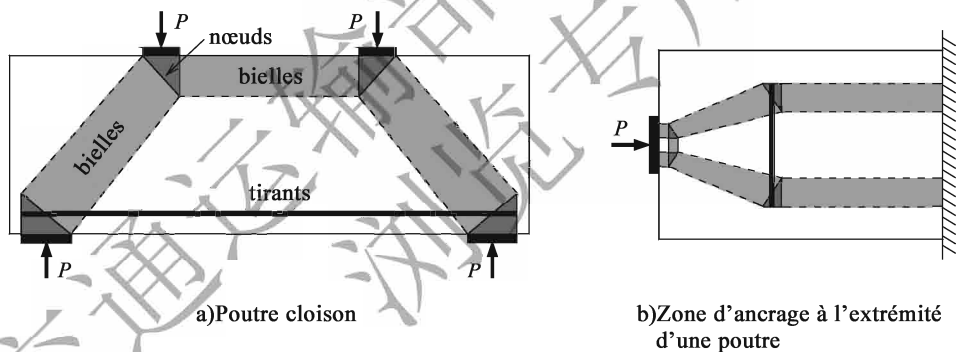


Figure B-3 composition du modèle bielle-tirant

Le tirant est généralement constitué d'armatures passives ou d'armatures de précontrainte. Les bielles représentent les chemins de transmission des efforts résultants de compression. Les bielles comprimées peuvent se représenter sous forme de prismes, d'évasement ou d'éventail, en fonction de la diffusion des efforts de compression. Les nœuds se situent au niveau de l'intersection de l'effort concentré avec les axes des bielles et des tirants, et sont localisés au niveau des zones de changement de direction des flux d'efforts. Selon les types de bielles et de tirants qui s'intersectent au niveau des nœuds, ces nœuds peuvent être classés en type CCT (Compression-Compression-Traction, une zone nodale entourée de plusieurs bielles et d'un tirant), type CCC (Compression-Compression-Compression, zone nodale entourée uniquement de bielles de compression), type CTT (Compression-Traction-Traction, zone nodale entourée d'une bielle de compression et de 2

ou plus, de tirants) et type TTT (Traction-Traction-Traction, zone nodale entourée uniquement de tirants). Selon la clarté de la variation de direction du flux des efforts dans la zone nodale, les nœuds peuvent être classés en nœuds concentrés (tels que les nœuds dans la poutre cloison de la figure B-1) et en nœuds diffus (tels que les nœuds au milieu de la zone d'ancrage de l'extrémité de la figure B-1). Au niveau des nœuds concentrés, il existe généralement au moins une surface d'application des efforts clairement définie. Les nœuds diffus représentent une zone de changement de direction du flux des efforts dont les limites ne sont pas souvent clairement définies. La plage d'intersection entre bielle et tirant est relativement large au niveau des nœuds diffus et ne conditionne pas en général la conception de la structure.

La construction du modèle bielle-tirant dans la zone de régularisation des contraintes est une étape critique dans la conception. Théoriquement, le modèle bielle-tirant peut être construit selon la méthode présentée dans l'article B.2.2. Par exemple, les modèles bielles-tirants des zones de régularisation des contraintes dans les chevêtres en porte-à-faux, et dans les semelles sur pieux, ont été présentés dans la présente norme. Cependant, les modèles bielles-tirants des zones de régularisation des contraintes dans les zones d'ancrage, aux extrémités des poutres précontraintes par post-tension, dans les bossages d'ancrage triangulaires, et dans les diaphragmes au niveau des sections sur appuis, peuvent être compliqués à construire. C'est pourquoi des formules de calcul des efforts dans les bielles et dans les tirants ont été données dans la présente norme, afin de simplifier la construction et la résolution des modèles bielles-tirants dans ces zones.

B.2 Méthode de configuration du modèle

B.2.1 Le modèle bielle-tirant doit satisfaire aux deux conditions ci-dessous

1. L'équation d'équilibre des efforts statiques doit être satisfaite au niveau de chacun des nœuds dans le modèle.
2. Les contraintes dans les bielles, dans les tirants et au niveau de chacun des nœuds doivent être inférieures à la contrainte limite élastique du matériau.

Théoriquement, l'analyse par le modèle bielle-tirant, est une analyse basée sur un comportement en limite supérieure du domaine élastique, et qui de ce fait donne une estimation sécuritaire de la résistance. Dans une zone de régularisation des contraintes, différents modèles bielles-tirants peuvent être utilisés.

Cependant, les modèles bielles-tirants doivent être conformes aux caractéristiques des structures en béton, et ne doivent pas être construits de manière arbitraire. Les positions et les directions des

bielles et des tirants doivent pouvoir refléter le cheminement de transmission des efforts internes à la structure en béton, afin d'éviter une redistribution des contraintes dans la structure, qui résulterait de déformations plastiques excessives du béton. Ceci constitue le principe de base lors de l'établissement du modèle bielle-tirant. Par exemple, dans la figure B-4, les positions des bielles et des tirants dans la poutre cloison représentent les directions des contraintes principales de compression et des contraintes principales de traction. Les efforts internes dans les bielles et dans les tirants sont conformes aux efforts résultants des contraintes élastiques dans les sections critiques. Les armatures principales et les armatures constructives, calculées selon ce modèle, permettent de satisfaire aux exigences de la résistance structurelle, permettent de contrôler l'ouverture des fissures en phase de service, et permettent de réduire la redistribution des contraintes dans la structure.

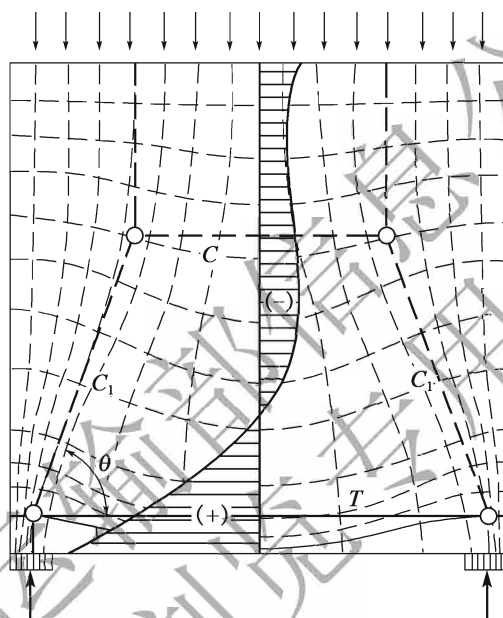


Figure B-4 Modèle bielle-tirant établi selon les flux de contraintes élastiques

B.2.2 Malgré les efforts déployés par la communauté internationale, il n'existe toujours pas de méthode universelle et simplifiée pour la construction des modèles bielles-tirants. Actuellement, les méthodes couramment utilisées sont les suivantes : la méthode du cheminement des charges, la méthode du tracé des flux de contraintes, la méthode du flux d'efforts, la méthode qui minimise l'énergie de déformation, la méthode de résistance maximale, etc. Ces méthodes sont expliquées ci-dessous :

1. La méthode du cheminement des charges, consiste à tracer directement les trajectoires des efforts internes dans la structure selon l'expérience acquise, ce qui exige une expérience très aboutie en matière de conception et d'ingénierie. Cette méthode est généralement utilisée dans le cas de géométries simples et de conditions de charges simples.
2. La méthode du tracé des flux de contrainte, consiste à positionner des bielles et des tirants

selon les directions des contraintes principales, et d'évaluer les efforts correspondants par intégration des contraintes dans les sections critiques.

3. La méthode du flux des efforts, est une méthode qui consiste à déterminer le cheminement des charges en utilisant les équations d'équilibre ou en utilisant l'algorithme analytique des flux d'efforts. Le tirant est positionné au niveau des résultantes des contraintes de traction transversales, ou des contraintes de fendage, calculées à partir des composantes horizontales de l'effort de compression.
4. La méthode de minimisation de l'énergie de déformation, repose sur le fait que la déformation réelle de la structure, due aux charges, correspond à celle qui génère l'énergie minimale de déformation, et que ce principe est aussi reductible pour les modèles bielles-tirants. L'optimisation de la topologie structurelle selon ce principe est également l'un des moyens de construire le modèle bielle-tirant.
5. La méthode de résistance maximale, repose sur le fait que le modèle bielle-tirant respecte le théorème de la limite supérieure du domaine élastique, et que le modèle de résistance maximale, est le plus proche du chemin réel de transmission des efforts. Les paramètres critiques du modèle bielle-tirant peuvent être déterminés selon ce principe.

B.2.3 Des études ont montré que la résistance effective en compression du béton des bielles diminue rapidement lorsque l'angle entre les bielles et les tirants diminue. Si l'angle entre les bielles et les tirants est trop petit (limite inférieure prise égale à 25° généralement), on peut considérer qu'une telle configuration ne peut pas refléter les chemins réels de transmission des efforts selon le principe de résistance maximale et que de ce fait ça n'est pas un modèle adapté.

B.3 Contenu de la vérification

B.3.1 Cet article présente le contenu de la vérification de la résistance du modèle bielle-tirant, y compris la vérification de la résistance à la traction des tirants et la vérification de la résistance à la compression des bielles. En général, dans le cas d'un élément sollicité par des efforts concentrés, dans lequel les armatures sont ancrées de manière fiable, la résistance du nœud est égale à celle des bielles comprimées qui le traversent et ainsi il n'est pas nécessaire de faire de vérification particulière.

Les valeurs de calcul des efforts axiaux dans les tirants et les bielles peuvent être obtenues par les équations d'équilibre des efforts statiques correspondant au modèle bielle-tirant. Par exemple, dans le cas où la configuration du modèle a été déterminée selon les configurations types des modèles

bielles-tirants dans les zones de régularisation des contraintes (exemples des articles 8.4.6, 8.4.7 et 8.5.4), les efforts dans les bielles et dans les tirants peuvent être calculés selon la configuration du modèle. Dans les zones de régularisation des contraintes, où les flux de contraintes sont complexes, et lorsque l'établissement du modèle bielle-tirant est difficile, les efforts dans les bielles et dans les tirants peuvent être calculés sur la base des équations établies selon la théorie du modèle flux des efforts (voir article 8.2.2, 8.2.6 et 8.3.2).

B.3.2 ~ B.3.4 La méthode d'analyse de l'effort résistant pour le calcul des tirants et des bielles dans le modèle bielle-tirant a été établie en se référant principalement aux dispositions de la « Norme Américaine AASHTO LRFD », et en les adaptant aux caractéristiques des matériaux selon les normes chinoises.

Les tirants sont généralement constitués d'armatures passives ou d'armatures de précontrainte. La longueur d'ancrage ou la configuration du crochet d'ancrage des armatures passives doit satisfaire aux exigences constructives, afin d'éviter toute défaillance de l'ancrage. La résistance de la bielle est conditionnée par la résistance à la compression de son extrémité avec un bord clairement défini. Pour les bielles dont l'extrémité se situe au niveau des nœuds diffus, ou imprécis, la limite du bord n'est souvent pas claire, et la largeur de l'extrémité des bielles prise en compte dans le calcul peut être relativement importante. De sorte que la résistance à la compression des extrémités ne conditionne pas la résistance de la bielle. Deux types de bielles ont été présentés dans la présente norme : 1) les bielles qui sont contraintes par la surface d'application des efforts et par des armatures passives de manière concomitante ; 2) les bielles qui sont contraintes par la surface d'application des efforts et par la bielle adjacente de manière concomitante.

La réduction de la résistance du béton, due à la déformation de traction dans la direction perpendiculaire à l'axe de la bielle, a été prise en compte dans la résistance de calcul effective en compression du béton de la bielle. Lorsque le nœud à l'extrémité de la bielle est de type CCC [voir la figure B.3.3 c)], la résistance de calcul effective en compression du béton de la bielle $f_{ce,d}$ est prise égale à $0.85\beta_c f_{cd}$.

Dans la « Norme Américaine AASHTO LRFD », la résistance de calcul effective en compression du béton de la bielle $f_{ce,d}$ est calculée par la formule suivante :

$$f_{ce,d} = \frac{0.7f'_c}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 0.85 \times 0.70f'_c \quad (\text{B-1})$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + \varepsilon_2) \cot^2 \alpha_s \quad (\text{B-2})$$

$$\varepsilon_s = \frac{T_{i,d}}{A_s E_s} \quad (\text{B-3})$$

Avec

f_u —Résistance de calcul effective en compression du béton de la bielle

- f'_c —Résistance caractéristique en compression de l'éprouvette cylindrique de dimension $\phi 150\text{mm} \times 300\text{mm}$ sur béton à 28 jours
 ε_s —Déformation de traction des armatures du tirant
 α_s —Angle entre l'axe de la bielle comprimée et l'axe du tirant
 $T_{i,d}$ —Effort de traction dans le tirant qui croise la bielle
 A_s —Section des armatures du tirant qui croisent la bielle
 E_s —Module d'élasticité des armatures du tirant
 ε_2 —Déformation en compression de la bielle, prise égale à 0.002.

Selon les caractéristiques des matériaux des normes chinoises, la formule (B-1) est transformée comme suit :

La relation entre la résistance caractéristique en compression $f_{cu,k}$ de l'éprouvette cubique en béton de 150mm de côté, à 28 jours, et la résistance caractéristique en compression f'_c de l'éprouvette cylindrique de dimension $\phi 150\text{mm} \times 300\text{mm}$ en béton à 28 jours est la suivante :

$$f'_c = 0.80f_{cu,k} \quad (\text{B-4})$$

Selon l'article 3.1 de la notice explicative, la relation entre la résistance caractéristique en compression de l'éprouvette prismatique f_{ck} , et la résistance caractéristique en compression de l'éprouvette cubique $f_{cu,k}$ est la suivante :

$$f_{ck} = 0.88\alpha f_{cu,k} \quad (\text{B-5})$$

La valeur de α dans la formule ci-dessus, doit être prise selon les prescriptions du « Guide technique pour la conception et la construction des structures en béton à haute performance » (ci-après dénommé « Guide des structures en béton à haute performance »). Pour les bétons de classe inférieure ou égale à C50, $\alpha = 0.76$. Pour les bétons de classe C55 ~ C80, $\alpha = 0.78 \sim 0.82$. Par ailleurs, étant donné la fragilité des bétons de classe supérieure à C40, un coefficient de réduction complémentaire de 1,0 ~ 0,87 doit être pris en compte pour les bétons de classe C40 ~ C80. Pour les bétons de classes intermédiaires, le coefficient de réduction doit être calculé par interpolation linéaire.

La relation entre la résistance de calcul en compression du béton f_{cd} et la résistance caractéristique en compression du béton f_{ck} est

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.45} \quad (\text{B-6})$$

L'équation suivante est obtenue à partir des équations (B-4), (B-5) et (B-6)

$$0.70f'_c = \beta_{cd}f_{cd} \quad (\text{B-7})$$

La formule (B. 3. 3-2) est obtenue en introduisant l'équation (B-7) dans la formule (B-1).

Le coefficient β_c est déterminé en fonction de la classe de résistance du béton. Les valeurs de β_c correspondant à différentes classes de béton sont données au tableau B-1.

Tableau B-1 Valeurs de β_c correspondant à différentes classes de béton

Classes du béton	C25 ~ C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
β_c	1.29	1.32	1.33	1.34	1.34	1.35	1.36	1.36	1.37

Afin de simplifier le calcul, la valeur de β_c est prise égale à 1.30 pour les bétons de C25 ~ C50 et prise égale à 1.35 pour les bétons de C55 ~ C80.

交通运输部信息公示
浏览专用

Annexe C

Calcul du retrait et du fluage du béton, incidence sur les pertes de précontrainte intermédiaires et finales

C. 1 Déformation dû au retrait

C. 1. 1, C. 1. 2 Les formules (C. 1. 1-1) ~ (C. 1. 1-5) des articles C. 1. 1 et C. 1. 2 ont été établies en référence aux dispositions de la « Norme du modèle CEB-FIP » de 1990 (ci-après dénommée « Norme CEB-FIP »).

Les coefficients donnés dans le tableau C. 1. 2 peuvent être appliqués de manière approximative au béton dans des environnements où les températures saisonnières varient de -20 °C ~ $+40\text{ °C}$. De manière plus précise, les coefficients du tableau ne sont applicables que pour les bétons de température moyenne comprise entre 10 °C ~ 20 °C . En dehors de cet intervalle de température, les coefficients des bétons de température moyenne 0 °C à $+80\text{ °C}$, doivent être ajustés par rapport à ceux de béton de température moyenne de 20 °C . Le coefficient de retrait nominal et le coefficient de développement du retrait doivent être ajustés selon les formules suivantes :

1. Le coefficient de retrait nominal

$$\beta_{RH,T} = \beta_{RH} \beta_{sT} \quad (\text{Annexe C-1})$$

$$\beta_{sT} = 1 + \left(\frac{8}{103 - 100RH/RH_0} \right) \left(\frac{T/T_0 - 20}{40} \right) \quad (\text{Annexe C-2})$$

Avec

$\beta_{RH,T}$ —Coefficient relatif à la température, qui remplace le coefficient β_{RH} dans la formule (C. 1. 1-2)

β_{RH} —Coefficient calculé par la formule (C. 1. 1-4)

RH —Humidité moyenne de l'année (%). Si $40\% \leq RH < 70\%$, $RH = 55\%$. Si $70\% \leq RH < 99\%$, $RH = 80\%$

T—Température réelle (°C)

$$T_0 = 1^\circ\text{C};$$

$$RH_0 = 100\%.$$

2. Coefficient de développement du retrait

$$\alpha_{st}(T) = 350 (h/h_0)^2 \cdot e^{-0.06(T/T_0-20)} \quad (\text{Annexe C-3})$$

Avec

$\alpha_{st}(T)$ —Coefficient relatif à la température, qui remplace le terme de $350 (h/h_0)^2$ dans la formule (C. 1. 1-5)

T—Température réelle (°C)

$$T_0 = 1^\circ\text{C}.$$

C. 1. 3 La déformation finale du retrait du béton, calculée selon le présent article, est présentée au tableau C-1.

Tableau C-1 déformation finale du retrait du béton $\epsilon_{cs}(t_u, t_0)$ ($\times 10^{-3}$)

l'âge du béton à la mise en tension (jours)	40% ≤ RH < 70%				70% ≤ RH < 99%			
	épaisseur théorique h (mm)				épaisseur théorique h (mm)			
	100	200	300	≥600	100	200	300	≥600
3 ~ 7	0.50	0.45	0.38	0.25	0.30	0.26	0.23	0.15
14	0.43	0.41	0.36	0.24	0.25	0.24	0.21	0.14
28	0.38	0.38	0.34	0.23	0.22	0.22	0.20	0.13
60	0.31	0.34	0.32	0.22	0.18	0.20	0.19	0.12
90	0.27	0.32	0.30	0.21	0.16	0.19	0.18	0.12

NOTA: 1. Les valeurs présentées dans le tableau restent valables pour les bétons à base de ciment portland ou les bétons à prise rapide.

2. Les valeurs présentées dans le tableau restent valables pour les bétons dans des environnements dont les températures moyennes saisonnières varient de $-20^\circ\text{C} \sim +40^\circ\text{C}$.

3. Les valeurs présentées dans le tableau ont été calculées pour un béton de classe C40. Pour les bétons de classe supérieure ou égale à C50, les valeurs du tableau doivent être multipliées par $\sqrt{\frac{32.4}{f_{ck}}}$ où f_{ck} est la résistance caractéristique en compression du béton (MPa).

4. Lors du calcul, si l'humidité moyenne de l'année $40\% \leq RH < 70\%$, $RH = 55\%$. Si $70\% \leq RH < 99\%$, $RH = 80\%$.

5. L'épaisseur théorique est prise égale à $h = 2A/u$, où A est l'aire de la section transversale de l'élément, u est le périmètre de l'élément en contact avec l'atmosphère. Pour les éléments de section variable, A et u peuvent être pris égaux à leurs valeurs moyennes.

6. Les valeurs présentées dans le tableau ont été calculées en prenant en compte une durée de développement du retrait de 10 ans.

7. Lorsque l'âge du béton à la mise en tension, à la mise en service, ou lorsque l'épaisseur théorique de l'élément est une valeur intermédiaire par rapport à celles qui sont données dans le tableau, la déformation finale du retrait peut être calculée par interpolation linéaire.

C.2 Coefficient de fluage

C.2.1, C.2.2 Les formules (C.2.1-1) ~ (C.2.1-7) des articles C.2.1 et C.2.2 ont été établies en référence aux dispositions de la « Norme du modèle CEB-FIP » de 1990 (ci-après dénommée « Norme CEB-FIP »).

Les coefficients donnés dans le tableau C.2.2 peuvent être appliqués de manière approximative au béton dans des environnements pour lesquels les températures saisonnières varient de -20 °C ~ $+40\text{ °C}$. De manière plus précise, les coefficients du tableau ne sont applicables que pour les bétons de température moyenne comprise entre 10 °C ~ 20 °C . En dehors de cet intervalle de température, les coefficients des bétons de température moyenne allant de 0 °C à $+80\text{ °C}$ doivent être ajustés par rapport à ceux du béton de température moyenne 20 °C . Le coefficient de fluage nominal et le coefficient de développement du fluage doivent être ajustés selon les formules suivantes :

1. Coefficient de fluage nominal

$$\phi_{RH,T} = \phi_T + (\phi_{RH} - 1) \cdot \phi_T^{1,2} \quad (\text{Annexe C-4})$$

$$\phi_T = e^{0,015(T/T_0 - 20)} \quad (\text{Annexe C-5})$$

Avec

$\phi_{RH,T}$ —Coefficient relatif à la température qui remplace ϕ_{RH} dans la formule (C.2.1-2)

ϕ_{RH} —Coefficient calculé par la formule (C.2.1-3)

T —Température réelle (°C)

$T_0 = 1\text{ °C}$.

2. Coefficient de développement du fluage

$$\beta_{H,T} = \beta_H \beta_T \quad (\text{Annexe C-6})$$

$$\beta_T = e^{[1500/(273+T/T_0) - 5,12]} \quad (\text{Annexe C-7})$$

Avec

$\beta_{H,T}$ —Coefficient relatif à la température qui remplace β_H dans la formule (C.2.1-6)

β_H —Coefficient calculé par la formule (C.2.1-7)

T —Température réelle (°C)

$T_0 = 1\text{ °C}$.

Par ailleurs, les valeurs données au tableau C.2.2 ont été calculées pour le béton de classe C40. Les essais montrent que les déformations dues au retrait et dues au fluage du béton à haute

résistance, sont plus faibles que celles de bétons normaux, et qu'elles sont inversement proportionnelles à la valeur de $\sqrt{f_{ck}}$. Par conséquent, les coefficients de déformation de retrait et de fluage donnés dans le tableau pour les bétons de classe supérieure ou égale à C50, doivent être multipliés par un coefficient réducteur de $\sqrt{\frac{32.4}{f_{ck}}}$ où la valeur de 32,4 représente la résistance caractéristique en compression du béton de classe C50 et f_{ck} , la résistance caractéristique en compression du béton de classe supérieure ou égale à C50.

C.2.3 Les coefficients de fluage final du béton, calculés selon les dispositions du présent article, sont donnés au tableau C-2.

Tableau C-2 coefficients de fluage final du béton $\phi(t_u, t_0)$

âgedu béton à la mise en tension (jours)	40% $\leq RH < 70\%$				70% $\leq RH < 99\%$			
	épaisseur théorique h (mm)				épaisseur théorique h (mm)			
	100	200	300	≥ 600	100	200	300	≥ 600
3	3.78	3.36	3.14	2.79	2.73	2.52	2.39	2.20
7	3.23	2.88	2.68	2.39	2.32	2.15	2.05	1.88
14	2.83	2.51	2.35	2.09	2.04	1.89	1.79	1.65
28	2.48	2.20	2.06	1.83	1.79	1.65	1.58	1.44
60	2.14	1.91	1.78	1.58	1.55	1.43	1.36	1.25
90	1.99	1.76	1.65	1.46	1.44	1.32	1.26	1.15

NOTA:1. Les valeurs données dans le tableau sont valables pour les bétons à base de ciment portland ou les bétons à prise rapide.

2. Les valeurs données dans le tableau sont valables pour les bétons dans des environnements dont les températures moyennes saisonnières varient de $-20\text{ }^{\circ}\text{C} \sim +40\text{ }^{\circ}\text{C}$

3. Les valeurs données dans le tableau ont été calculées pour le béton de classe C40. Pour les bétons de classe supérieure ou égale à C50, les valeurs données dans le tableau doivent être multipliées par $\sqrt{\frac{32.4}{f_{ck}}}$ où f_{ck} est la résistance caractéristique en compression du béton (MPa).

4. Lors du calcul, si l'humidité moyenne de l'année $40\% \leq RH < 70\%$, $RH = 55\%$. Si $70 \leq RH < 99\%$, $RH = 80\%$.

5. L'épaisseur théorique est prise égale à $h = 2A/u$ où A est l'aire de la section transversale de l'élément, u est le périmètre de l'élément en contact avec l'atmosphère. Pour les éléments de section variable, A et u peuvent être pris égaux à leurs valeurs moyennes.

6. Les valeurs données dans le tableau ont été calculées en prenant en compte une durée de développement du retrait de 10 ans.

7. Lorsque l'âge du béton à la mise en tension, à la mise en service ou lorsque l'épaisseur théorique de l'élément a une valeur intermédiaire par rapport à celles données dans le tableau, la déformation finale du retrait peut être calculée par interpolation linéaire.

C.2.4 Dans la version précédente de cette norme, le calcul de la déformation de retrait et de fluage du béton, a été effectué en se référant principalement au modèle de calcul de la « Norme CEB-FIP ». Ces méthodes de calcul sont applicables aux éléments en béton à base de ciment portland avec un niveau de contrainte $\sigma_c/f_c(t_0) < 0.4$, éléments béton exposés dans des environnements de température moyenne allant de 5°C ~ 30°C et d'humidité moyenne allant de RH = 40% ~ 99%. Etant donné l'utilisation généralisée d'adjuvants dans la plupart des structures en béton précontraint, l'article C.3 qui présente les coefficients de fluage des bétons additionnés de cendres volantes, a été rajouté dans la présente révision en se référant aux résultats de « l'Etude sur la loi de l'évolution à long terme des propriétés du béton des ponts et sur des techniques de suivi et d'observation » (2006 318 223 02-08) menée par le ministère des transports de l'ouest de la chine.

L'influence de l'addition de cendres volantes dans le béton sur le fluage sont les suivantes :

1. Influence sur l'augmentation de la résistance du béton : Les éléments en béton précontraint sont généralement mis en tension 7 jours après coulage. L'addition de cendres volantes a un effet important sur l'augmentation de la résistance du béton au jeune âge
2. Influence sur la structure microscopique du béton : L'addition de cendres volantes modifie le mécanisme d'hydratation des matériaux cimentaires et la structure microscopique du béton, ce qui affecte le fluage du béton.

Les bétons d'essais C40 et C50 ont été utilisés dans l'étude ci-dessus pour étudier les caractéristiques du fluage du béton auquel on a ajouté des cendres volantes. Les résultats des essais sont présentés sur les figures C-1 à C-4.

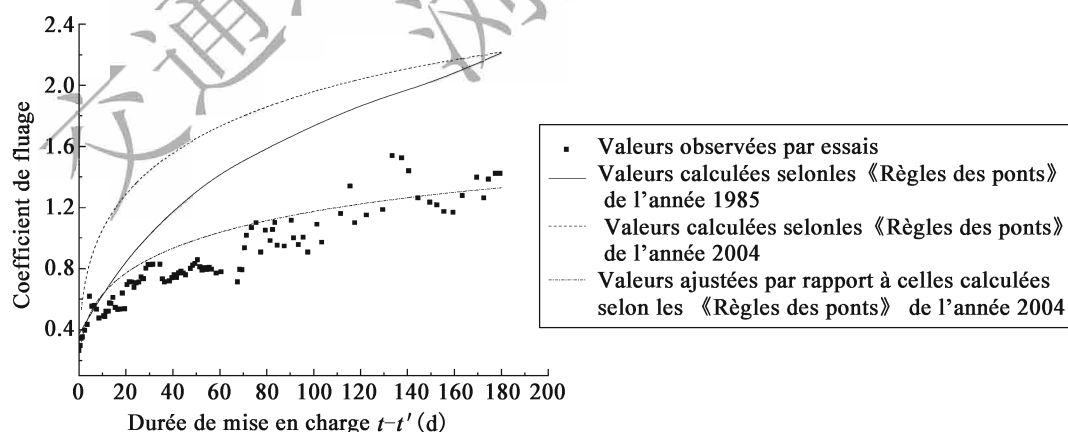


Figure C-1 comparaison des coefficients de fluage obtenus selon les essais, selon le modèle théorique et selon le calcul ajusté pour le béton C40 à teneur en cendres volantes de 15%

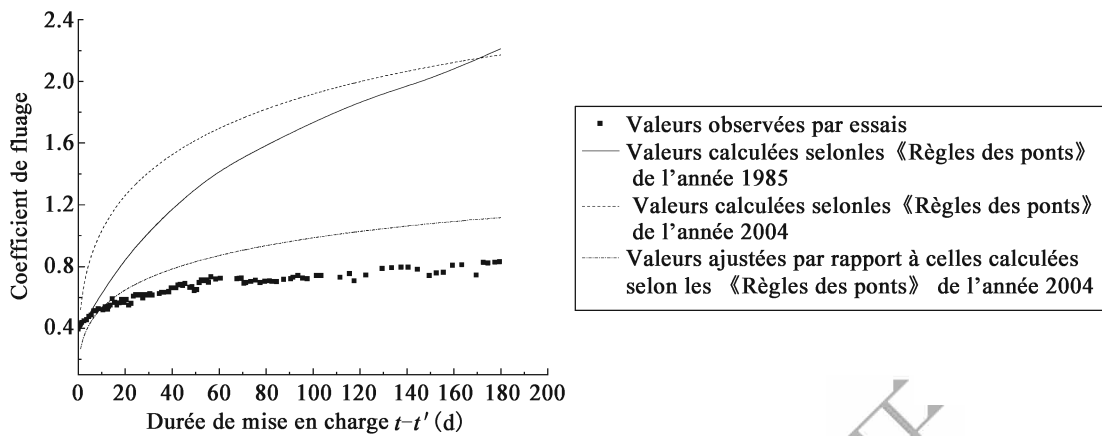


Figure C-2 comparaison des coefficients de fluage obtenus selon les essais, selon le modèle théorique et selon le calcul ajusté pour le béton C40 à teneur en cendres volantes de 30 %

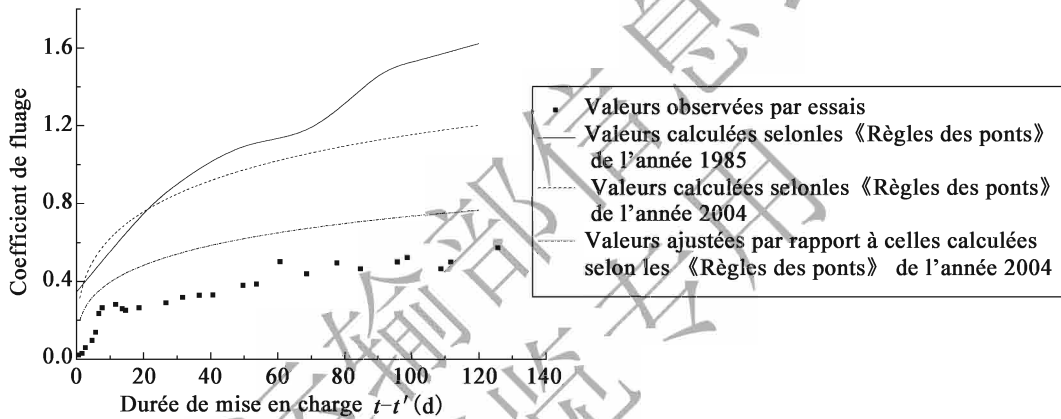


Figure C-3 comparaison des coefficients de fluage obtenus selon les essais, selon le modèle théorique et selon le calcul ajusté pour le béton C50 à teneur en cendres volantes de 10 %

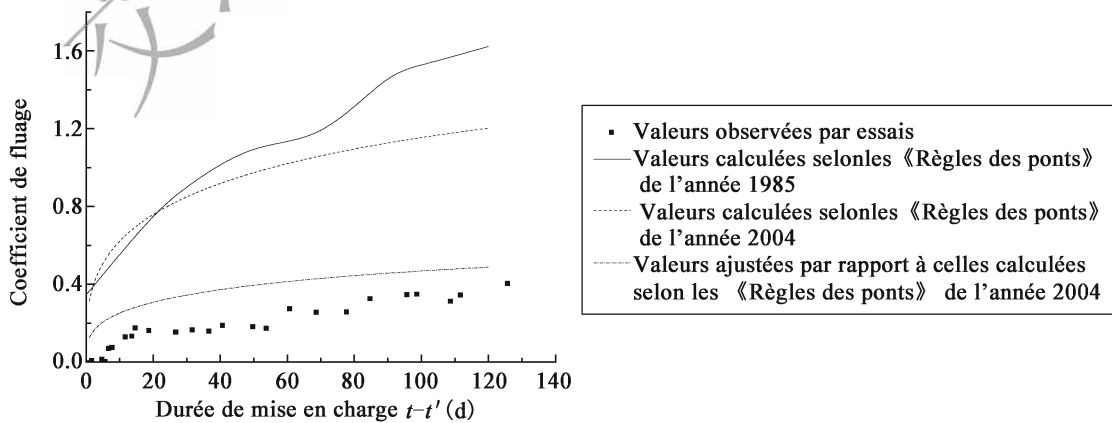


Figure C-4 comparaison des coefficients de fluage obtenus selon les essais, selon le modèle théorique et selon le calcul ajusté pour le béton C50 à teneur en cendres volantes de 30 %

Il est constaté que pour les bétons auxquels on a ajouté des cendres volantes, l'écart entre la déformation de fluage calculée selon le modèle théorique, et celle observée, est important et peut atteindre 40%. Compte tenu des effets de l'addition de cendres volantes sur la structure microscopique et sur l'hydratation au jeune âge du béton, une méthode d'ajustement du coefficient de fluage nominal du béton, a été proposée dans l'étude ci-dessus et le coefficient d'ajustement est indiqué dans l'équation (Annexe C-8).

$$\varphi(\alpha, t_0) = \beta(\alpha) \cdot \gamma(\alpha, t_0) \quad (\text{Annexe C-8})$$

Dans cette formule, $\gamma(\alpha, t_0)$ est le coefficient d'ajustement de la résistance du béton et $\beta(\alpha)$ est le coefficient d'ajustement lié à la teneur en cendres volantes. La formule empirique de calcul du coefficient d'ajustement obtenu à partir des résultats d'essais est présentée en (Annexe C-2).

$$\gamma(\alpha, t_0) = \frac{1}{[1.451 - 1.689 \times t_0^{-0.360} \times (1 + \alpha)^{0.416}]^{0.5}}$$

$$\beta(\alpha) = 1 - 1.0273\alpha^{0.4218} \quad (\text{Annexe C-9})$$

Les valeurs données dans le tableau C.3.1 sont calculées selon la formule (Annexe C-9)

Annexe D

Formules de calcul des effets thermiques

D.0.1 ~ D.0.2 Le gradient thermique dû à la différence de température est non-linéaire bien que la déformation de la section transversale de la poutre respecte l'hypothèse de la conservation des sections planes. Les contraintes longitudinales qui s'opposent aux déformations des fibres longitudinales de la poutre sous l'action du gradient thermique sont dénommées auto-contraintes. Comme illustré dans la figure D-1, b) est la courbe du gradient thermique (dans le cas où il n'y a pas d'auto-contrainte, la déformation libre de la section suit la courbe du gradient thermique), c) est la déformation finale de la section transversale, et d) est l'écart entre la déformation libre et la déformation finale, soit la déformation d'auto-contrainte.

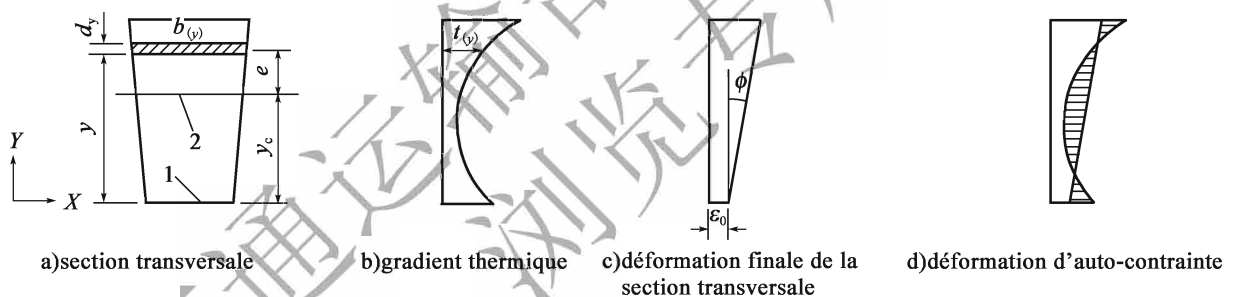


Figure D-1 Modèle de calcul du gradient thermique

1- axe de base; 2- axe passant par le centre de gravité

La déformation libre de la section (dans le cas sans contrainte entre fibres longitudinales) $\epsilon_{t(y)}$ suit la courbe du gradient thermique, soit :

$$\epsilon_{t(y)} = \alpha_c t_{(y)} \quad (\text{Annexe D-1})$$

En raison des contraintes entre fibres longitudinales, la déformation de la section de poutre respecte l'hypothèse de la conservation des sections planes et la déformation finale de la section transversale de poutre $\epsilon_{f(y)}$ est linéaire le long de la hauteur de la poutre, soit :

$$\epsilon_{f(y)} = \epsilon_0 + \phi y \quad (\text{Annexe D-2})$$

Avec

ϵ_0 —Déformation au niveau de l'axe de base $y = 0$

ϕ —Rayon de courbure de la déformation de la section
 y —Ordonnée d'un point au-dessus de l'axe de base
 α_c —Coefficient de dilatation linéaire du béton

La surface hachurée (d) dans la figure D, représente l'écart entre la déformation libre et la déformation finale générée par les contraintes entre les fibres longitudinales. Sa valeur est la suivante :

$$\varepsilon_{\sigma(y)} = \varepsilon_{t(y)} - \varepsilon_{f(y)} = \alpha_c t_{(y)} - (\varepsilon_0 + \phi_y) \quad (\text{Annexe D-3})$$

La contrainte correspondant à la surface hachurée (auto-contrainte) est la suivante

$$\sigma_{s(y)} = E_c \varepsilon_{\sigma(y)} = E_c [\alpha_c t_{(y)} - (\varepsilon_0 + \phi_y)] \quad (\text{Annexe D-4})$$

Les efforts normaux et les moments fléchissants sur la section transversale sont les suivants

$$\begin{aligned} N &= E_c \int_h \varepsilon_{\sigma(y)} b_{(y)} dy = E_c \int_h (\alpha_c t_{(y)} - \varepsilon_0 - \phi_y) b_{(y)} dy \\ &= E_c \left[\alpha_c \int_h t_{(y)} b_{(y)} dy - \varepsilon_0 \int_h b_{(y)} dy - \phi \int_h y b_{(y)} dy \right] \end{aligned} \quad (\text{Annexe D-5})$$

$$\begin{aligned} M &= E_c \int_h \varepsilon_{\sigma(y)} b_{(y)} (y - y_c) dy = E_c \int_h (\alpha_c t_{(y)} - \varepsilon_0 - \phi_y) b_{(y)} (y - y_c) dy \\ &= E_c \left[\alpha_c \int_h t_{(y)} b_{(y)} (y - y_c) dy - \varepsilon_0 \int_h b_{(y)} (y - y_c) dy - \phi \int_h b_{(y)} (y - y_c) y dy \right] \end{aligned} \quad (\text{Annexe D-6})$$

Avec

E_c —Module d'élasticité du béton

$b_{(y)}$ —Largeur de la section transversale de la poutre au niveau de l'ordonnée y

Pour toutes les sections, les efforts normaux internes et les moments fléchissants internes sont égaux à zéro, soit $N=0, M=0$.

Les formules (Annexe D-5) et (Annexe D-6) peuvent être transformées comme suit

$$\varepsilon_0 \int_h b_{(y)} dy + \phi \int_h y b_{(y)} dy = \alpha_c \int_h t_{(y)} b_{(y)} dy \quad (\text{Annexe D-7})$$

$$\varepsilon_0 \int_h b_{(y)} (y - y_c) dy + \phi \int_h b_{(y)} (y - y_c) y dy = \alpha_c \int_h t_{(y)} b_{(y)} (y - y_c) dy \quad (\text{Annexe D-8})$$

Dans les formules (Annexe D-7) et (Annexe D-8) :

$$\int_h b_{(y)} dy = A \quad (\text{Annexe D-9})$$

$$\int_h y b_{(y)} dy = Ay_c \quad (\text{Annexe D-10})$$

$$\int_h b_{(y)} (y - y_c) y dy = \int_h b_{(y)} y^2 dy - \int_h b_{(y)} y y_c dy = I_b - \int_h b_{(y)} y y_c dy = I_g \quad (\text{Annexe D-11})$$

$$\int_h b_{(y)} (y - y_c) dy = 0$$

(Le moment statique par rapport à l'axe du centre de gravité est égal à zéro)

Avec

A —Aire de la section transversale

I_b —Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe de base (Figure A)

I_g —Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe qui passe par le centre de gravité (Figure A)

En introduisant les équations (Annexe D-9) ~ (Annexe D-11) dans les équations (Annexe D-7) et (Annexe D-8)

$$\varepsilon_0 A + \varphi A y_c = a_c \int_h t_{(y)} b_{(y)} dy \quad (\text{Annexe D-12})$$

$$\varphi I_g = a_c \int_h t_{(y)} b_{(y)} (y - y_c) dy \quad (\text{Annexe D-13})$$

A partir des équations (Annexe D-12) et (Annexe D-13), on obtient

$$\varepsilon_0 = \frac{a_c}{A} \int_h t_{(y)} b_{(y)} dy - \varphi y_c \quad (\text{Annexe D-14})$$

$$\varphi = \frac{a_c}{I_g} \int_h t_{(y)} b_{(y)} (y - y_c) dy \quad (\text{Annexe D-15})$$

En supposant que le gradient thermique sur une surface élémentaire A_y d'épaisseur i au niveau de l'ordonnée y est de t_y et en introduisant t_y en tant que constante dans les équations (Annexe D-14) et (Annexe D-15), l'équation suivante peut être obtenue en faisant l'intégration sur l'épaisseur i :

$\int_h b_{(y)} dy = \phi \int_h b_{(y)} dy = A_y, t_{(y)} = t_y, y - y_c = e_y$ (excentricité de la surface élémentaire A_y par rapport au centre de gravité de la section)

$$\phi = \frac{a_c}{I_g} \int_h t_{(y)} b_{(y)} (y - y_c) dy = \frac{a_c}{I_g} \int_i t_y b_{(y)} (y - y_c) dy = \frac{a_c t_y A_y e_y}{I_g} \quad (\text{Annexe D-16})$$

$$\varepsilon_0 = \frac{a_c}{A} \int_h t_{(y)} b_{(y)} dy - \varphi y_c = \frac{a_c}{A} \int_i t_y b_{(y)} dy - \varphi y_c = \frac{a_c t_y A_y}{A} - \frac{a_c t_y A_y e_y y_c}{I_g} \quad (\text{Annexe D-17})$$

La contrainte $\sigma_{s(y)}$ en un point de la section peut être calculée par la formule (Annexe D-4)

$$\begin{aligned} \sigma_{s(y)} &= E_c [a_c t_{(y)} - (\varepsilon_0 + \phi y)] \\ &= E_c a_c t_y - \frac{E_c a_c t_y A_y}{A} + \frac{E_c a_c t_y A_y e_y y_c}{I_g} - \frac{E_c a_c t_y A_y e_y y}{I_g} \end{aligned} \quad (\text{Annexe D-18})$$

En supposant que :

$$N_{ii} = A_y t_y \alpha_c E_c, M_{ii} = -N_{ii} e_y = -A_y t_y \alpha_c E_c e_y$$

$$\sigma_{s(y)} = -\frac{N_{ii}}{A} + \frac{M_{ii}}{I_g} (y - y_c) + t_y \alpha_c E_c \quad (\text{Annexe D-19})$$

Cette formule permet de calculer la contrainte au niveau de tous points de la section, contrainte générée par l'effet thermique dans une surface élémentaire A_y . Dans le cas où la section est discrétisée en plusieurs surfaces élémentaires avec des gradients t_y différents, la contrainte peut être calculée selon les formules de l'annexe D en faisant la somme de celles générées sur toutes les surfaces élémentaires. Dans l'annexe D de la présente norme, N_t est équivalent à la somme des N_{ii} de la présente notice explicative, M_t^0 est équivalent à la somme des M_{ii} et y est équivalent à $(y - y_c)$ car les coordonnées des points dans l'annexe D sont calculées par rapport à l'axe du centre de gravité de la section.

La formule (Annexe D-19) s'applique aux gradients thermiques positifs. Cette formule doit être précédée d'un signe négatif dans le cas de gradients thermiques négatifs.

Pour les sections fissurées telles que celles des éléments en béton armé ou des éléments en béton précontraint de catégorie B, pour lesquelles les fissures sont admises, le gradient thermique de la partie fissurée sous l'axe neutre de la section peut être négligé dans le calcul des effets thermiques. Les contraintes dues aux gradients thermiques doivent être calculées en prenant en compte l'axe du centre de gravité de la section fissurée, l'aire de la section homogénéisée et le moment d'inertie de la section homogénéisée.

Annexe E

Formules simplifiées de calcul de la longueur de flambement des éléments soumis à la compression

La figure E-1 a) présente le modèle idéal d'un élément sollicité en compression excentrée dont les extrémités sont soumises à des contraintes générées par la rotation et la translation des appuis. Ces contraintes sont modélisées par des ressorts de rotation et de translation dont les rigidités sont respectivement de K_A , K_B et K_F comme illustré dans la figure E-1 b). Les relations entre le moment de flexion, l'angle de rotation et la translation de l'élément et ses rigidités K_A , K_B et K_F sont les suivantes :

$$K_A = \frac{M_A}{\theta_A} \quad (E-1)$$

$$K_B = \frac{M_B}{\theta_B} \quad (E-2)$$

$$K_F = \frac{M_A + M_B + N\Delta}{\Delta l} \quad (E-3)$$

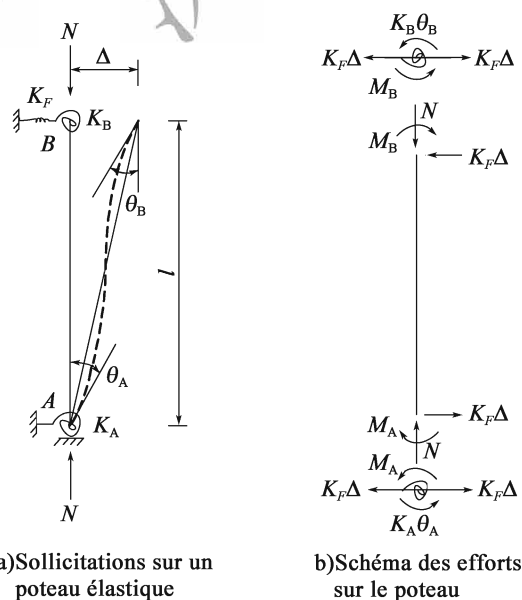


Figure E-1 Poteaux soumis à des contraintes élastiques

Dans les formules ci-dessus, N est l'effort axial appliqué aux éléments, Δ est le déplacement relatif entre les deux extrémités de l'élément, l est la longueur réelle de l'élément, M_A et M_B sont respectivement les moments fléchissants aux deux extrémités de l'élément. Les équations de calcul du déplacement et de l'angle de rotation de l'élément sont les suivantes :

$$M_A = \frac{EI}{l} \left[s_{ii} \theta_A + s_{ij} \theta_B - (s_{ii} + s_{ij}) \frac{\Delta}{l} \right] \quad (E-4)$$

$$M_B = \frac{EI}{l} \left[s_{ji} \theta_A + s_{jj} \theta_B - (s_{ji} + s_{jj}) \frac{\Delta}{l} \right] \quad (E-5)$$

Dans ces formules, s_{ii} , s_{ij} , s_{ji} et s_{jj} sont les termes de stabilisation et sont calculés selon les formules suivantes

$$s_{ii} = s_{jj} = \frac{\lambda l \sin \lambda l - (\lambda l)^2 \cos \lambda l}{2 - 2 \cos \lambda l - \lambda l \sin \lambda l} \quad (E-6)$$

$$s_{ij} = s_{ji} = \frac{(\lambda l)^2 - \lambda l \sin \lambda l}{2 - 2 \cos \lambda l - \lambda l \sin \lambda l} \quad (E-7)$$

Dans ces formules, $\lambda = \sqrt{\frac{N}{EI}}$.

En introduisant les équations (E-4) et (E-5) dans les équations (E-1) ~ (E-3), on obtient :

$$\begin{bmatrix} s_{ii} + k_A & s_{ij} & - (s_{ii} + s_{ij}) \\ s_{ij} & s_{ii} + k_B & - (s_{ii} + s_{ij}) \\ - (s_{ii} + s_{ij}) & - (s_{ii} + s_{ij}) & 2(s_{ii} + s_{ij}) - (kl)^2 + k_F \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ \frac{\Delta}{l} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (E-8)$$

Dans ces équations

$$k_A = \frac{K_A l}{EI}, k_B = \frac{K_B l}{EI}, k_F = \frac{K_F l^3}{EI}$$

L'équation (E-8) peut être exprimée sous forme matricielle par :

$$KD = 0 \quad (E-9)$$

Dans cette équation, K est la matrice de rigidité et D est la matrice de déplacement. Afin de résoudre cette équation matricielle, on considère que

$$\det |K| = 0 \quad (E-10)$$

soit

$$\begin{vmatrix} s_{ii} + k_A & s_{ij} & -(s_{ii} + s_{ij}) \\ s_{ij} & s_{ii} + k_B & -(s_{ii} + s_{ij}) \\ -(s_{ii} + s_{ij}) & -(s_{ii} + s_{ij}) & 2(s_{ii} + s_{ij}) - (kl)^2 + k_F \end{vmatrix} = 0 \quad (\text{E-11})$$

En réorganisant l'équation (E-11), on obtient

$$\begin{aligned} & [k_A + k_B + k_F - (\lambda l)^2] (s_{ii}^2 - s_{ij}^2) + \{ (k_A + k_B) [k_F - (\lambda l)^2] + 2k_A k_B \} s_{ii} \\ & + 2k_A k_B s_{ij} + k_A k_B [k_F - (\lambda l)^2] = 0 \end{aligned} \quad (\text{E-12})$$

soit

$$\begin{aligned} & \left[1 + \frac{k_F - (\lambda l)^2}{k_A + k_A} \right] (s_{ii}^2 - s_{ij}^2) + \left[k_F - (\lambda l)^2 + \frac{2k_A k_A}{k_A + k_A} \right] s_{ii} \\ & + \frac{2k_A k_B}{k_A + k_B} s_{ij} + \frac{k_A k_B}{k_A + k_B} [k_F - (\lambda l)^2] = 0 \end{aligned} \quad (\text{E-13})$$

En introduisant les équations (E-6) et (E-7) dans l'équation (E-13), on obtient :

$$\begin{aligned} & \left[1 + \frac{k_F - \left(\frac{\pi}{k}\right)^2}{k_A + k_B} \right] \left(\frac{\pi}{k}\right)^2 + \left[k_F - \left(\frac{\pi}{k}\right)^2 + \frac{2k_A k_B}{k_A + k_B} \right] \left(1 - \frac{\pi/k}{\tan(\pi/k)}\right) \\ & + \frac{2k_A k_B}{k_A + k_B} \left[\frac{\pi/k}{\sin(\pi/k)} - 1 \right] + \frac{k_A k_B}{k_A + k_B} \left[k_F - \left(\frac{\pi}{k}\right)^2 \right] \left[\frac{2 \tan(\pi/2k)}{\pi/k} - 1 \right] = 0 \end{aligned} \quad (\text{E-14})$$

Dans l'équation ci-dessus, $\lambda l = \sqrt{\frac{N}{EI}} l = \pi \sqrt{\frac{N}{N_e}} = \frac{\pi}{k}$ où k est le coefficient de la longueur effective de calcul de l'élément et $N_e = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$, $N = \frac{\pi^2 EI}{(kl)^2}$.

Pour un élément encasté sur une extrémité et retenu au niveau de l'autre extrémité par des ressorts élastiques de translation horizontale et par des ressorts élastiques de rotation, il est considéré que $k_A = \infty$ au niveau de l'encastrement de la base. L'équation (E-14) peut être simplifiée comme suit :

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\pi}{k}\right)^2 + \left[k_F - \left(\frac{\pi}{k}\right)^2 + 2k_B \right] \left(1 - \frac{\pi/k}{\tan(\pi/k)}\right) + 2k_B \left[\frac{\pi/k}{\sin(\pi/k)} - 1 \right] \\ & + k_B \left[k_F - \left(\frac{\pi}{k}\right)^2 \right] \left[\frac{2 \tan(\pi/2k)}{\pi/k} - 1 \right] = 0 \end{aligned} \quad (\text{E-15})$$

La valeur de k peut être obtenue par l'équation (E-15) :

$$k = 0.5 \exp \left[\frac{0.35}{1 + 0.6k_B} + \frac{0.7}{1 + 0.01k_F^2} + \frac{0.35}{(1 + 0.75k_B)(1 + 1.15k_F)} \right] \quad (\text{E-16})$$

Pour un élément encastré sur une extrémité et retenu au niveau de l'autre extrémité uniquement par des ressorts élastiques de translation horizontale, il est considéré que $k_B = 0$. En l'introduisant dans l'équation (E-15), on obtient :

$$\tan\left(\frac{\pi}{k}\right) = \frac{\pi}{k} - \frac{1}{k_F} \left(\frac{\pi}{k}\right)^3 \quad (E-17)$$

Par l'application numérique de l'équation (E-17), on obtient la formule suivante :

$$k = 2 - \frac{1.3k_F^{1.5}}{9.5 + k_F^{1.5}} \quad (E-18)$$

交通运输部信息公开
浏览专用

Annexe F

Calcul de la résistance à la compression des sections droites circulaires, des éléments sollicités en compression excentrée

Les équations ci-dessous sont obtenues en transformant les équations (5.3.8-1) et (5.3.8-2) sous forme de limite de résistance :

$$N_u = \alpha f_{cd} A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + (\alpha - \alpha_t) f_{sd} A_s \quad (\text{Annexe F-1})$$

$$N_u \eta e_0 = \frac{2}{3} f_{cd} A r \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + f_{sd} A_s r_s \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_t}{\pi} \quad (\text{Annexe F-2})$$

En divisant l'équation (Annexe F-2) par l'équation (Annexe F-1), on obtient

$$\eta \frac{e_0}{r} = \frac{\frac{2}{3} \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + \rho \frac{f_{sd}}{f_{cd}} \frac{r_s}{r} \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_t}{\pi}}{\alpha \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + (\alpha - \alpha_t) \rho \frac{f_{sd}}{f_{cd}}} \quad (\text{Annexe F-3})$$

A partir de (Annexe F-1), on obtient

$$n_u = \alpha \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + (\alpha - \alpha_t) \rho \frac{f_{sd}}{f_{cd}} \quad (\text{Annexe F-4})$$

Avec $n_u = \frac{N_u}{A f_{cd}}$

De façon générale, le rapport $\frac{r_s}{r}$ entre le rayon du cercle formé par les sections d'armatures longitudinales et le rayon de la section circulaire de l'élément est de 0.85 ~ 0.95. En considérant que $\frac{r_s}{r} = 0.9$ et en fixant les valeurs de $\eta \frac{e_0}{r}$ et de $\rho \frac{f_{sd}}{f_{cd}}$, la valeur du demi-angle de compression α peut être obtenue à partir de l'équation (Annexe F-3). En introduisant α dans l'équation (Annexe F-4), la valeur de n_u peut être obtenue.

Pour les bétons de classe comprise entre C30 ~ C50, $f_{cd} = 13.8 \sim 22.4$ MPa. La résistance de calcul minimale des armatures longitudinales utilisées est de 330MPa (HRB400, HRBF400, RRB400) et la résistance de calcul maximale est de 400MPa (HRB500). En supposant que le taux d'armatures longitudinales soit compris entre 0.5% ~ 4%, la valeur minimale de $\rho \frac{f_{sd}}{f_{cd}}$ est égale à $0.005 \times \frac{330}{22.4} = 0.074$ et la valeur maximale est égale à $0.04 \times \frac{400}{13.8} = 1.159$. En considérant que $\rho \frac{f_{sd}}{f_{cd}} = 0.06 \sim 1.20$ et que $\eta \frac{e_0}{r} = 0.05 \sim 10$, la valeur de n_u donnée au tableau F-1, peut être calculée selon les formules ci-dessus.

交通运输部信息公开
浏览专用

Annexe G

Méthode de calcul simplifiée pour les pertes de précontrainte due à la déformation des organes d'ancrage, à la rentrée d'ancrage et aux efforts de frottement

G.0.2 Le niveau de contrainte dans les armatures de précontrainte en tenant compte de la perte de tension due aux frottements positifs entre les torons et les gaines, est représenté par une ligne droite théorique caa' (voir la figure G). Le calcul montre que l'erreur de cette hypothèse est faible avant la fin de la mise en tension. Après la fin de la mise en tension, un retrait de $\sum \Delta l$ se produit dans les armatures de précontrainte tendues, et génère un frottement négatif dans le sens inverse au retrait. La perte de tension due au frottement négatif est maximale au niveau de l'ancrage actif et diminue le long du câble de précontrainte en s'éloignant de la section d'ancrage jusqu'à la longueur d'influence du frottement négatif l_f où la perte de tension due au frottement négatif est égale à zéro. Au-delà de l_f , les contraintes dans les armatures de précontrainte sont identiques à celles avant la fin de la mise en tension, et ne sont pas influencées par le retrait des armatures. En supposant que le coefficient du frottement négatif entre les armatures de précontrainte et les gaines, est identique à celui du frottement positif, les valeurs absolues des pentes des lignes ca et ea qui représentent la variation de tension dans les armatures de précontrainte avant et après la fin de la mise en tension sont identiques, mais les sens des efforts de frottement sont opposés. Par conséquent, la ligne eea' représente le niveau de contrainte dans les armatures de précontrainte après la fin de la mise en tension (voir la figure G).

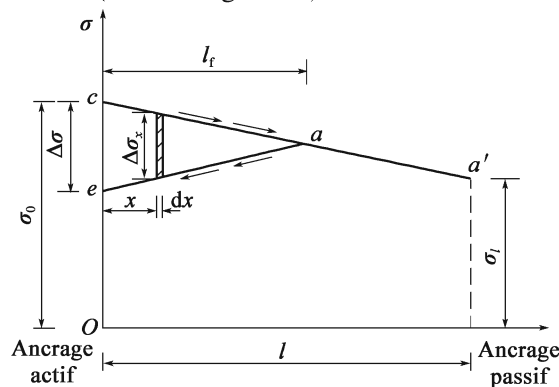


Figure G Illustration de la variation de contrainte dans les armatures de précontrainte avant et après mise en tension

Selon la figure G, les lignes *ca* et *ea* sont symétriques et la perte de tension au niveau de l'ancrage actif peut être calculée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma = 2\Delta\sigma_d l_f \quad (\text{Annexe G-1})$$

Avec

$\Delta\sigma_d$ —Perte de tension due au frottement sur la longueur unitaire de la gaine est égale à $(\sigma_0 - \sigma_t)/l$.

l_f —Longueur d'influence du retrait des armatures de précontrainte

Longueur d'influence du retrait des armatures de précontrainte (du frottement négatif) l_f calculée selon la valeur de retrait totale $\sum \Delta l$ par intégration (la surface du triangle *cae*) :

$$\sum \Delta l = \int_0^{l_f} \Delta \varepsilon dx = \int_0^{l_f} \frac{\Delta \sigma_x}{E_p} dx = \int_0^{l_f} \frac{2\Delta \sigma_d x}{E_p} dx = \frac{\Delta \sigma_d l_f^2}{E_p}$$

En déplaçant les termes, on obtient

$$l_f = \sqrt{\frac{\sum \Delta l \cdot E_p}{\Delta \sigma_d}} \quad (\text{Annexe G-2})$$

La formule (Annexe G-2) est valable dans le cas où l'élément est mis en tension d'un seul côté et où la longueur l_f ne dépasse pas la longueur totale de l'élément. Lorsque la perte de tension due au frottement positif est faible et que la pente de diminution de perte de tension est faible ou que le retrait des armatures de précontrainte est important, il est possible que la longueur l_f dépasse la longueur totale de l'élément. Dans ce cas, la perte de tension doit être calculée par itération en prenant en compte les déformations de retrait compatibles des armatures de précontrainte et des mors d'ancrage sur la longueur l .

Annexe J

Méthode de Calcul de la hauteur de la zone comprimée dans les sections fissurées en béton précontraint de catégorie B

La figure 7.1.4 présente le diagramme de contrainte dans la section fissurée d'un élément sollicité en compression excentrée N_{p0} , ce qui est équivalent à un élément en béton précontraint de catégorie B, sollicité à la flexion. En supposant que l'axe neutre de la section fissurée se situe dans les âmes, et à partir de l'équilibre des moments des efforts internes et externes par rapport au point d'application de l'effort de compression excentrée N_{p0} (soit $\sum M_{Np0} = 0$), on obtient l'équation suivante :

$$\begin{aligned} & \frac{\sigma_{cc}x}{2} \cdot b_f \left(e_{0N} - C + \frac{x}{3} \right) - \frac{1}{2} \left(\frac{x-h_f'}{x} \right) \sigma_{cc} (x-h_f') (b_f' - b) \left(e_{0N} - C + h_f' + \frac{x-h_f'}{3} \right) \\ & + A_p' \sigma_p' (e_{0N} - C + a_p') + A_s' \sigma_s' (e_{0N} - C + a_s') - A_p \sigma_p (e_{0N} - C + h_p) \\ & - A_s \sigma_s (e_{0N} - C + h_s) = 0 \end{aligned} \quad (\text{Annexe J-1})$$

A partir de la figure 7.1.4, les équations suivantes sont obtenues

$$\left. \begin{aligned} \sigma_p &= \alpha_{EP} \sigma_{cc} \frac{h_p - x}{x}, \sigma_s = \alpha_{ES} \sigma_{cc} \frac{h_s - x}{x} \\ \sigma_p' &= \alpha_{EP} \sigma_{cc} \frac{x - \alpha_p'}{x}, \sigma_s' = \alpha_{ES} \sigma_{cc} \frac{x - \alpha_s'}{x} \end{aligned} \right\} \quad (\text{Annexe J-2})$$

En supposant $e_{0N} - C = e_N, b_f' - b = b_0$

$$\begin{aligned} e_{0N} - C + h_p &= g_p, e_{0N} - C + h_s = g_s \\ e_{0N} - C + a_p' &= g_p', e_{0N} - C + a_s' = g_s' \end{aligned}$$

En introduisant l'équation (Annexe J-2) et les termes ci-dessus dans l'équation (Annexe J-1) et en combinant les termes, en fonction de la puissance de x , on obtient les formules (J.0.1-2), (J.0.1-3), (J.0.1-4) et (J.0.1-5) de l'Annexe J.