

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT de Génie civil

N° :



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par :

SIDI CHEIKHELMAMI

HEWOUBIBE CHEIKHTIJANI

INTITULÉ :

**DETERMINATION DE LA LARGEUR EFFECTIVE
D'UNE DALLE EN PORTE-À-FAUX SOUS
L'EFFET DE CHARGE CONCENTRÉE**

Soutenu devant le jury composé de :

Dr : Messaaoud TITOUUM

Université de M'Sila

Président

Mr : Rahmani Abdallahi Yacne

Université de M'Sila

Examineur

Dr : Kheireddine Bouguerra

Université de M'Sila

Encadreur

Année universitaire : 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DÉDICACES

C'est grâce à **ALLAH** seul que j'ai pu achever ce travail.

On dédie ce modeste travail à qui les mots ne peuvent pas donner leur droit.

À ceux qui ne peuvent pas compter leurs vertus *A NOS CHERS PARENTS* pour nous avoir encouragés et épaulés moralement et financièrement.

Sans eux nous ne serions jamais arrivés à ce stade de connaissance et de savoir.

À notre encadreur **Mr KHEIREDDINE BOUGUERRA** qui a dirigé notre travail.

À tous les enseignements qui nous ont aidés de proche ou de loin pour avoir le diplôme de Master génie civil.

À ma mère, Pour son aide précieuse, surtout dans cette période éprouvante.

À nos grandes familles **SIDI** et **HOUËIBIBE**.

À nos meilleurs amis chacun en son nom, et à tous ceux qu'on aime.

À tous ceux qui nous ont encouragés pendant les moments les plus difficiles.

REMERCIEMENT :

Tout d'abord, tous nos louanges à ALLAH, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nos chaleureux remerciements pour notre cher encadreur :

Dr : KHEIREDDINE BOUGUERRA pour le temps qu'il nous a accordé, de sa confiance et de son aide scientifique, ainsi que ses précieux conseils.

Nous remercions également tous nos enseignants durant tout notre cursus.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

On voudrait aussi remercier nos amis et collègues pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.

RÉSUMÉ

L'objectif ultime de projet de fin d'études est la détermination de la largeur effective d'une dalle en porte-à-faux sous l'effet d'une charge concentrée.

Le travail consistait à faire une recherche bibliographique sur le sujet puis une application numérique à l'aide du logiciel d'élément finis ADINA 900 Nœuds.

Trois modèles ont été conçus sur le logiciel pour déterminer l'effet de l'application d'une charge concentrée sur une dalle en porte-à-faux dont les dimensions suivantes : 10 m de long dans le sens de l'encastrement, 3 m de portée et 0.35 m d'épaisseur.

Les charges ont été appliquées à 1m, 2m, puis 3m de l'encastrement.

Comme résultat, il a été conclu, pour la détermination de la largeur effective au niveau de l'encastrement d'une dalle en porte-à-faux, de multiplier la distance entre l'application de la charge concentrée et cet encastrement par un coefficient de 2.

Table de Matière

Table de Matière	i
LISTE DES FIGURES	iv
LISTE DES TABLEAUX	vi
LISTE DES SYMBOLES	i
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
I - Généralités	4
I.1 Introduction :.....	5
I.2 Structure en béton :	5
I.2.1 Les bâtiments :.....	5
I.2.1.1 Les bâtiments résidentiels :.....	5
I.2.1.2 Les bâtiments industriels :	6
I.2.2 Les structures métalliques :	6
I.2.3 Les ponts :	7
I.3 Les portiques :	7
I.3.1 Les poteaux :	7
I.3.1.1 Définition et Rôles :.....	7
I.3.1.2 Sollicitations internes :	8
I.3.1.3 Longueur de flambement :.....	9
I.3.2 Les poutres :	10
I.3.2.1 Définition et Rôles :.....	10
I.3.2.2 Sollicitations internes : Éléments de réduction :.....	10
I.3.2.3 Les Dalles :	11
I.3.2.3.1 Définition :	11
I.3.2.3.2 Les types des dalles :.....	11

I.3.2.3.3 Les balcons :	13
I.4 Les charges :	14
I.4.1 Les charges verticales :	14
I.4.1.1 Les charges reparties :	14
I.4.1.2 Charges concentrés :	15
I.4.2 Les charges horizontales ou obliques :	15
 II Recherche bibliographique.....	 16
II.1 Introduction :	17
II.2 Les définitions des codes :	17
II.2.1 AASHTO LRFD :	17
II.2.2 EUROCODES :	17
II.2.3 CAN/CSA-S6 :	18
II.3 Calcul de largeur effective :	18
II.3.1 AASHTO LRFD :	18
II.3.2 EUROCODE :	20
II.3.3 La largeur effective d'une semelle :	21
II.3.3.1 Largeurs effectives des semelles aux fins de la flexion :	22
II.3.3.2 Nervures longitudinales :	22
II.3.3.3 Variation transversale de la section longitudinale :	23
II.3.3.4 Largeur effective des semelles tendues :	24
II.3.4 Handbook of structural engineering :	25
II.3.4.1 Moments transversaux dans le porte-à-faux :	26
II.3.4.2 Moments maximaux du porte-à-faux, M_y , dus aux charges de roue non pondérées du camion CL-625 (CMD inclus), kN•m/m : [10]	27
II.3.4.3 Moment longitudinal local dans les dalles en porte-à-faux (armature principale parallèle à la circulation) :	28
II.3.4.4 Moments transversaux dans les dalles en porte-à-faux dus aux charges sur les dispositifs de retenue :	28
II.4 Les Actions et Les modes de rupture des dalles de roulement :	29
II.4.1 Les Actions :	29
II.4.2 Transmission des charges dans les dalles de roulement :	29
II.4.3 Modes de rupture d'une dalle de roulement :	32
II.4.4 Mécanisme de flexion :	33

II.4.5	Rupture à l'effort tranchant :	34
II.4.6	Surface d'application des charges concentrées :	36
II.4.7	Autres vérifications :	37
II.5	DEFINITION :	39
II.5.1	Poutre en T :	39
II.5.2	La largeur effective est la largeur réelle :	40
II.5.2.1	La largeur effective :	40
II.5.2.2	La largeur réelle :	40
III	- Application Numérique	41
III.1	Présentation du logiciel ADINA :	42
III.2	Modélisation du béton dans ADINA :	42
III.3	Fonctionnement d'ADINA :	44
III.3.1	Eléments solides bidimensionnels :	44
III.3.2	Eléments solides tridimensionnels :	45
III.3.3	Éléments de poutre :	45
III.4	Modélisation par ADINA :	48
III.4.1	Modèle du 1 ^{er} cas.....	50
III.4.2	Modèle du 2 ^{eme} cas :	51
III.4.3	Module 3 ^{eme} cas :	52
III.5	Discussion et analyse des résultats :	53
CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	54	

LISTE DES FIGURES

Figure I-1: bâtiments résidentiels	6
Figure I-2 : les pylônes	7
Figure I-3 : Efforts intérieure et déformation	9
Figure I-4 : Longueur de flambement	10
Figure I-5 : Dalle bidirectionnel	12
Figure I-6 : Dalle unidirectionnelle	12
Figure I-7 : les balcons	14
Figure II-1 : Modèle de largeur efficace, être, b_m , et b_s	19
Figure II-2 : Définition de l_0 pour le calcul de la largeur participante de la table de compression.	20
Figure II-3 : Paramètres de largeur participante de la table de compression	21
Figure II-4 : Disposition des armatures tendues dans la table de compression.....	21
Figure II-5 : b_e et b de diverses sections transversales	22
Figure II-6 : La largeur effective du platelage.	23
Figure II-7 : Modélisation d'une section transversale de diverses	24
Figure II-8 : poutre charger qui indique	25
Figure II-9 : la dalle en porte-à-faux	27
Figure II-10 : Notation relative aux moments du porte-à-faux (voir le tableau).....	28
Figure II-11 : Transmission de l'effort tranchant dans une dalle de roulement soumise à des Charges uniformément réparties	30
Figure II-12 : a, b, c d Transmission de l'effort tranchant dans une dalle de roulement soumise à une Charge concentrée	31
Figure II-13 : Transmission de l'effort tranchant dans une dalle de roulement soumise à une Charge concentrée.....	31
Figure II-14 : Modes de rupture déterminants dans les dalles de roulement des ponts Routier ...	33
Figure II-15 : Positions des charges concentrées pour la vérification à l'effort tranchant D'une Dalle de roulement (étude du porte-à-faux).	34
Figure II-16: Influence de l'appui direct dans la valeur de l'effort tranchant.....	35
Figure II-17: Diffusion d'une charge concentrée à travers le revêtement.....	36
Figure II-18: Champ de cisaillement dans la dalle de roulement d'un pont mixte avec Entretoises	38
Figure II-19: Champs de cisaillement dans les porte-à-faux des trois dalles de roulement.....	39

Figure II-20: poutre en T	40
Figure III-1 : Comportement contrainte-déformation du modèle de matériau béton.....	44
Figure III-2 : Quelques éléments solides ADINA 2D	45
Figure III-3 : Quelques éléments solides 3D ADINA	45
Figure III-4 : Éléments de poutres hermitiennes ADINA à 2 nœuds.....	46
Figure III-5 : Plaque (élément de coque) ADINA.....	47
Figure III-6 : Quelques éléments de coque ADINA	48
Figure III-7 : diagramme de comportement compression-déformation de béton	49
Figure III-8 : dimensionnement de dalle porte- à- faux	49
Figure III-9 : dalle en porte-à-faux soumis à une charge concentré appliqué à 1 m de l'encastrement	50
Figure III-10 : Distribution des contraintes à l'encastrement déformation de la dalle en porte-à- faux.....	50
Figure III-11 : dalle porte- à- faux soumis à une charge concentre	51
Figure III-12 : déformation d'une dalle porte- à- faux.....	51
Figure III-13 : dalle porte- à- faux soumis à une charge concentre	52
Figure III-14 : déformation d'une dalle porte- à- faux.....	52

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : les moments maximaux27

LISTE DES SYMBOLES

- bm :** Largeur effective de la partie de la bride en béton de chaque côté de l'entonne d'acier
- l :** Longueur d'une poutre ou d'une colonne
- l₀ :** Distance approximative entre les points de moment nul
- beff :** Largeur effective de la bride en béton d'une poutre composite
- bs :** Largeur effective réduite du raidisseur
- L :** Longueur de la semelle ou du pieu
- L' :** Longueur effective de la semelle ou du pieu
- bs :** Largeur de la semelle comprimée comprise entre les raidisseurs longitudinaux, mm
distance entre l'âme et le raidisseur longitudinal le plus près
- tr :** Epaisseur d'une nervure
- V_r :** Résistance pondérée au cisaillement d'un élément ou d'une membrure, N ; écart de
Cisaillement
- p :** Charge verticale par unité de longueur
- d :** Profondeur hors tout de l'élément, distance libre entre les brides du profilé en acier
- c :** bride en circulation du profilé en acier, facteur numérique
- be :** largeur effective de la partie de la bride en béton de chaque côté de l'entonneux
d'acier
- ds :** Profondeur du composant en acier de construction d'une section de colonne composite
- p :** Charge verticale par unité de longueur
- As :** Section transversale de l'acier de construction
- d :** diamètre d'un rivet, mm ; profondeur d'une membrure en bois, mm
- P :** facteur de charge affichée
- bw :** largeur de l'âme d'une section en T
- V_d :** valeur de calcul de l'effort tranchant
- V_{flex} :** valeur de la résistance à la flexion d'une dalle
- V_{flex,d} :** valeur de calcul de la résistance à la flexion d'une dalle
- a :** distance de l'axe d'une charge concentrée à l'encastrement d'une dalle
- d :** hauteur statique
- b :** largeur de la surface d'application des charges
- be :** largeur efficace de la surface d'application des charges

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité « STRUCTURE » à l'Université MOHAMED BOUDIAF – M'SILA, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE), Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique.

Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur ou un futur chercheur dans son travail quotidien.

Le choisi pour préparer notre PFE est sous le thème : « détermination de la largeur effective d'une dalle en porte-à-faux sous l'effet de charge concentrée ».

Afin de réaliser ce travail, le logiciel d'éléments finis ADINA 900 nœuds a été utilisé pour faire plusieurs modèles qui traitent différentes distances de l'application d'une charge concentrée par rapport à l'encastrement du porte-à-faux.

Par conséquent, la charge a été appliquée à 1, 2 puis 3 m de l'encastrement d'une dalle ayant 10 m de long (côté encasturé). 3 m de portée et 0.35 m d'épaisseur.

La zone de concentration des efforts internes au niveau de l'encastrement a été déterminée dans chaque cas.

Dans ce projet de fin d'études, nous avons appliqué et performé les connaissances que nous avons acquises le long de notre formation surtout en ce qui concerne les règles de construction en béton actuellement en vigueur. Nous avons également eu la chance d'apprendre l'utilisation de nouveaux outils informatiques à l'instar du logiciel d'éléments finis ADINA.

Ce mémoire contient trois chapitres après l'introduction générale :

Chapitre I : Généralité ;

Ce chapitre traite les structures en béton armé, notamment les dalles et les différentes charges à supporter par ces éléments structuraux. Également, les différentes formes de charges (continues, ponctuelles, uniformément répartie) y sont abordées.

Chapitre II : Recherche bibliographique sur le calcul de la largeur effective ;

Une recherche bibliographique sur la largeur effective pour une charge concentrée ou répartie appliquée sur une console, sur une dalle unidirectionnelle et une dalle bidirectionnelle est élaborée dans ce chapitre. Cette recherche bibliographique a pour de mettre en évidence ce qui déjà donné comme formule empirique ou définition de la largeur effective dans certains codes et normes de calcul de structures dans le monde de tel que : Eurocode, CSA/S6, BS, ASHTOO.

✚ Chapitre III : Application numérique ;

Ce chapitre présente une définition du logiciel d'éléments finis ADINA utilisé pour faire le travail numérique. Le mode fonctionnement pour de ce logiciel pour les éléments 3-D (solide) est présenté également.

Les résultats de la modélisation de la dalle en porte-à-faux avec les trois positions de l'application de la charge concentrée sont présentés et discutés.

✚ Conclusion et recommandations ;

Dans ce chapitre, un résumé du travail numérique est présenté ainsi que les principaux résultats. Certaines recommandations sont faites et données dans ce chapitre à l'issue de ce travail.

I – Généralités

I.1 Introduction :

Actuellement les structures en béton armé à ossatures poteaux poutres (portiques), s'appliquent largement dans les constructions d'immeubles complexes.

Par conséquent ; les systèmes de structures en portique rationnel se considère un des principaux problèmes dans l'augmentation de l'efficacité primordiale de la construction et qui une atteinte par l'utilisation des méthodes de calcul perfectionnées plus au moins exactes, étudiant les résistances et déformations des propriétés de matériaux, utilisés Acier-Béton et dans l'ensemble le fonctionnement global de la structure.

Une structure hyperstatique en béton armé atteint sa capacité portante ultime lorsque l'une de ses sections au moins se rompt. Il y a lieu de souligner la différence entre la notion de ruine dans les structures en béton et dans celles en acier.

Dans une structure en béton la ruine est directement liée à la rupture des différentes sections critiques, dans une structure en acier elle ne se manifeste que par les déformations excessives des pièces et de l'ensemble. [1]

I.2 Structure en béton :

Les éléments de structure en béton se présentent sous diverses formes allant de la colonne à la poutre au voile ou à la dalle coulée sur place en passant par des hourdis préfabriqués.

Les avantages de ces éléments sont nombreux : longue durée de vie, potentialité de recyclage, performance acoustique, grande portée possible, coût, etc.

Leur énergie grise est par contre importante et la possibilité de démontage presque nulle. [2]

I.2.1 Les bâtiments :

I.2.1.1 Les bâtiments résidentiels :

Caractéristiques qui définissent la structure d'une habitation, par exemple, les caractéristiques d'une maison individuelle non attenante, d'une maison jumelée, d'une maison en rangée, d'un appartement ou d'un plain-pied dans un duplex.

Type de construction et/ou caractéristiques du logement (maison individuelle non attenante, appartement dans une tour d'habitation, maison en rangée, habitation mobile, etc.). [2]



Figure I-1: bâtiments résidentiels

I.2.1.2 Les bâtiments industriels :

Un bâtiment industriel peut avoir plusieurs fonctions, et répond avant tout à des besoins.

A chaque exigence correspond une construction unique. Un bâtiment industriel peut servir à des fins de stockage de biens ou de matériaux, d'élevage d'animaux ou de stockage de plantation, selon sa construction et/ou son aménagement.

Concrètement, cela signifie qu'il peut avoir plusieurs fonctions et servir d'abri, d'atelier, de garage, de lieux de dépôt ou encore de bureaux.

Il n'y a en effet pas une utilité mais plusieurs, répondant aux besoins de l'acheteur, qui peut décider des matériaux utilisés, ainsi que des dimensions, que ce soit en hauteur ou en largeur.

Alliant solidité, sécurité et confort, un bâtiment industriel est avant tout une construction faite pour durer dans le temps grâce à des matériaux de qualité.

En termes de matériaux, c'est essentiellement de l'acier galvanisé qui est utilisé, transformé en profilés résistants.

I.2.2 Les structures métalliques :

Structures métalliques C'est un type de structure employant des matériaux métalliques, elle a fait son apparition au milieu du XVIII e siècle contribuant ainsi à une nouvelle forme d'architecture, en utilisant des barres exemple : les pylônes. [3]



Figure I-2 : les pylônes

I.2.3 Les ponts :

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. [4]

Selon le cas, on distingue :

- pont-route.
- pont-rail.
- pont-canal.

I.3 Les portiques :

Les portiques sont constitués de poteaux, de poutres et de dalles

I.3.1 Les poteaux :

I.3.1.1 Définition et Rôles :

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations.

Aussi, le Rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes et aux vents et peuvent

aussi être dénommés Piles ou Piliers pour le cas des ponts, colonnes pour le cas de la construction métallique.

Les poteaux sont analysés et calculés à l'état limite ultime. [5]

En effet, ces poteaux sont généralement sollicités en flexion composée résultant de l'action combinée d'un effort normal (N) et d'un moment fléchissant (M).

Le traitement de la flexion composée des poteaux courts et l'analyse d'une section usuelle en béton armé pour la détermination des armatures peut se faire analytiquement ou graphiquement.

On peut trouver trois sortes de poteau BA : [5]

- Poteau isolé.
- Poteau incorporé dans l'épaisseur d'un mur d'agglos.
- En extrémité d'un mu

I.3.1.2 Sollicitations internes :

Éléments de réduction (N, V, M et T) :

Les poteaux sont majoritairement appelés à reprendre des efforts de compression transmis verticalement des étages supérieurs au sol à travers les fondations.

L'élément de réduction correspondant à cet effort est l'Effort Normal de Compression Noté **N**.

Les autres types de sollicitations internes agissant sur les poteaux, on trouve les éléments de réduction ci-après :

L'effort tranchant noté **V**, le Moment de Flexion noté **M** et l'effort de Torsion Noté **T**.

Dans le cas d'une descente de charge (chargement vertical), c'est l'effort Normal de compression N qui conditionne en grande partie le pré dimensionnement des poteaux, or, dans le cas d'un calcul tenant compte des efforts Horizontaux dus principalement aux séismes et au vent il ne sera plus possible de négliger les efforts internes en l'occurrence L'effort tranchant **et** le Moment de Flexion dans le pré dimensionnement . [5]

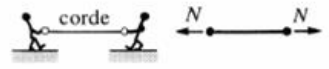
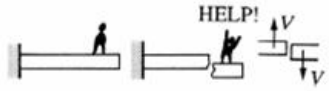

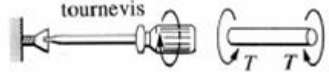



Effort intérieur	Illustration et modélisation	Déformation produite
N		allongement (traction) raccourcissement (compression)
V		déformation transversale ou glissement 
T		torsion ou déformation en hélice 
M		courbure 

Figure I-3 : Efforts intérieure et déformation

I.3.1.3 Longueur de flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité élastique se traduisant par le fléchissement d'un poteau (apparition d'un moment de flexion parasite) même ce poteau est soumis exclusivement à un effort normale centré.

La longueur de flambement d'un poteau est évaluée en fonction de la longueur libre, l_0 et des liaisons effectives.

Dans les bâtiments ordinaires, la longueur l_0 est mesurée entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs ou entre la face supérieure de la fondation et celle du plancher qui en est le plus proche.

Sur la figure suivante est illustré le cas du flambement d'une colonne en acier soumise à un effort normal de compression.

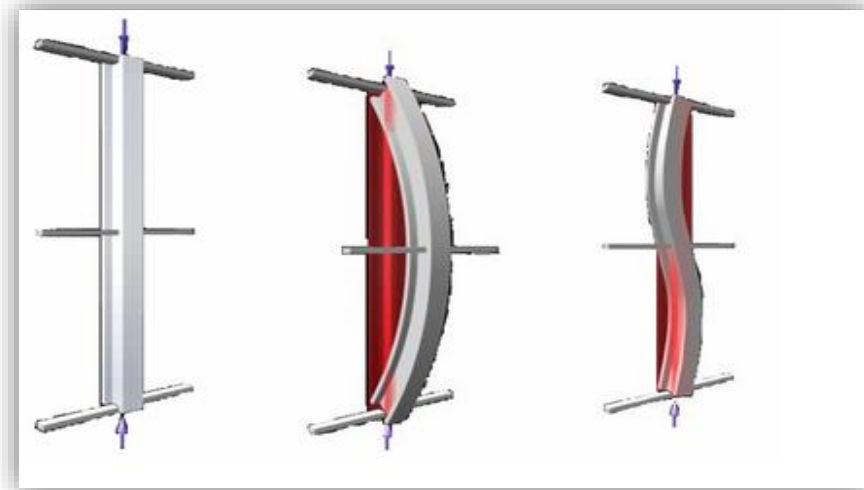


Figure I-4 : Longueur de flambement

I.3.2 Les poutres :

I.3.2.1 Définition et Rôles :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux, Appelées aussi, Pannes, Frames.

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont essentiellement des charges verticales (poids propre, et surcharges d'exploitation, ou de neige).

A noter que ces surcharges sont supposées uniformément réparties mais parfois ces mêmes charges peuvent être ponctuelles.

Ainsi, les planchers recevant les charges (permanentes, et d'exploitation), en s'appuyant sur les poutres transmettent à ces dernières par réaction d'appui ces mêmes charges, qui seront transmises aux éléments porteurs verticaux toujours par le même principe d'action réaction. [5]

I.3.2.2 Sollicitations internes : Éléments de réduction :

Sous l'action des charges uniformément distribuées par unité de longueur, il se développe en toute sections de la poutre de plancher un ensemble d'efforts internes qui se réduisent à :

- Moment de flexion M :
 - flexion simple, **sans** effort Normal N de compression.
 - flexion composée **avec** effort Normal N de compression.
- Effort tranchant T

I.3.2.3 Les Dalles :

I.3.2.3.1 Définition :

La dalle est une structure plane et horizontale dont l'épaisseur est petite que la largeur et la longueur. [4]

Il existe deux types des dalles :

- ✓ Dalle unidirectionnelle.
- ✓ Dalle bidirectionnelle.

I.3.2.3.2 Les types des dalles :

Dalle bidirectionnelle :

Dalle dont les éléments résistants sont des nervures de béton armé réalisées et disposés dans les deux directions, formant un réseau orthogonal.

Les dalles bidirectionnelles répondent à deux typologies précises :

- Alvéolaires ou nervure.

Les dalles bidirectionnelles sont des éléments structuraux beaucoup plus utilisés.

Celles-ci sont simples, rapides à construire, économiques et minimisent la hauteur des structures. Ce type de dalle est cependant sujet à une rupture par poinçonnement, un aspect important dans la conception de ce type de dalle.

Toutefois, aucune équation n'est présentée dans la norme CAN/CSA S806-02 (CSA 2002) afin de déterminer la résistance au poinçonnement des dalles bidirectionnelles armées de PRF.

De plus, des essais ont démontré que les différences mécaniques entre les armatures en polymères renforcés de fibres de verre (PRFV) et d'acier sont suffisamment importantes pour réduire de façon significative la résistance au poinçonnement des dalles bidirectionnelles armées de PRF (Ospina et coll. 2003).

Ainsi, les équations développées pour les dalles de béton armé d'acier ne peuvent être utilisées de façon sécuritaire afin de déterminer la résistance au poinçonnement des dalles armées de PRFV.

De ce fait, la conception et la construction de dalles bidirectionnelles armées de PRF, ayant une durée de vie supérieure, sont complexes et limitées.

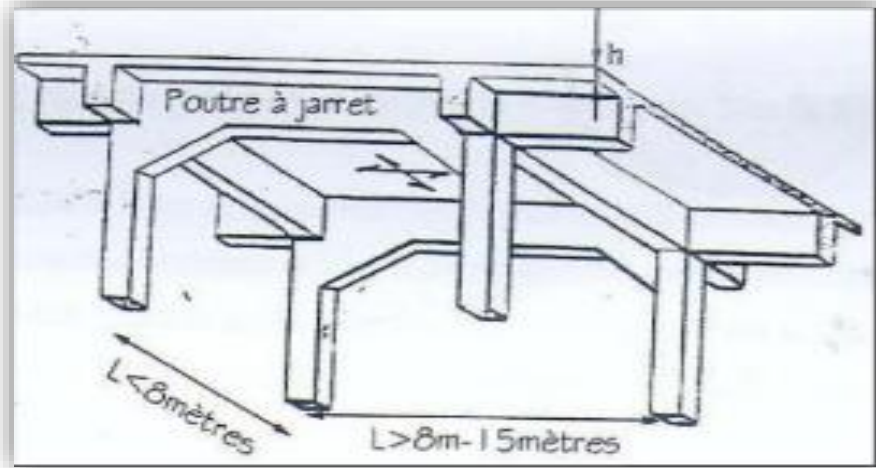


Figure I-5 : Dalle bidirectionnel

✚ Dalle unidirectionnelle :

Une dalle unidirectionnelle est une dalle qui porte les charges dans une direction principale. Cela peut être une dalle appuyée sur deux côtés uniquement ou une dalle appuyée sur ces quatre côtés dont la plus grande portée L_y fait au moins deux fois la petite portée L_x . Le dimensionnement d'une dalle unidirectionnelle implique des armatures principalement dans la direction porteuse.



Figure I-6 : Dalle unidirectionnelle

I.3.2.3.3 *Les balcons :*

a) *Définition*

Un balcon est une construction extérieure située en hauteur permettant aux personnes de sortir, c'est un prolongement de la façade d'une habitation, Il est généralement construit dans le même matériau que l'habitation qui le soutient, ce qui n'est pas toujours le cas d'une terrasse.

Cependant les balcons prennent des formes et des styles aussi divers que sont les courants architecturaux.

La taille d'un balcon et d'une terrasse n'est pas définie, Elle s'adapte aux contraintes et aux désirs de leurs constructeurs.

❖ **Revêtement de sol pour un balcon :**

Le carrelage extérieur :

Le carrelage offre l'avantage d'être facile à entretenir et permet, avec sa diversité de couleurs et de formes, des créations design et innovantes.

Les caillebotis :

Ces dalles de bois sont très faciles à poser et apportent une touche nature à votre extérieur.

Construites avec du bois exotique ou du bois composite, les caillebotis sont imputrescibles et ont une très longue durée de vie.

Les lames de terrasse en bois :

Pourquoi ne pas construire une petite terrasse sur son balcon ?

Les lames de terrasse en bois naturel (bois européen ou exotique) ou en bois composite se prêtent parfaitement à l'endroit.

Tout comme les caillebotis, les lames de bois terrasse sont faciles à poser et ont une longue durée de vie. Ces lames se poseront sur des plots terrasse qui n'ont pas besoin d'être fixés au sol.



Figure I-7 : les balcons

I.4 Les charges :

I.4.1 Les charges verticales :

Il existe deux types de charges sont :

I.4.1.1 Les charges réparties :

Sont les charges distribuer sur une surface de panneau ex (poids propre d'un plancher)

Ou distribuer sur la longueur d'un élément linéaire ex (poids propre d'une poutre).

Les charges permanentes sont celles qui sont toujours présentes sur l'ouvrage et, bien souvent, correspondent au poids propre de l'ouvrage.

Par exemple un pont suspendu est un ensemble de charges permanentes composées de poutres d'acier, de câbles et d'asphalte qui supporte son poids propre. [6]

Pour un bâtiment, les charges permanentes incluent le poids du béton, des revêtements de sol, de la toiture, des balcons et tous autres éléments fixes et les étages supérieurs sont une charge permanente pour un étage inférieur.

En fait, c'est l'ossature d'un ouvrage qui reprend tous les efforts qui lui sont soumis et qui lui garantit sa géométrie globale quel que soit l'effort.

En fonction, des charges à supporter on donne des dimensions plus ou moins grandes aux éléments de l'ossature de l'ouvrage. la charge permanente, notées « G », comprend le poids propre des porteurs, et les poids des éléments incorporés tel que : plafond, sol, enduits et revêtement.

Les charges permanentes (notées G dans la réglementation) comprennent toutes les charges inamovibles qui de par leur nature, sont appliquées de manière définitive sur le plancher

Considéré les principales sont :

- le poids mort du plancher.
- le poids des cloisons et murs prenant appuis sur le plancher.
- Les chapes complémentaires.
- Les chauffages par le sol.
- Les revêtements de sol.

I.4.1.2 Charges concentrés :

Les charges concentrées comprenant les comme les poids des personnes, des meubles..., notées **Q**, et les charges climatiques comme le poids de la neige notée **S**.

Actions variables (symbole général Q).

Q₁ : charge d'exploitation.

Charges notée **Q_B** sur un plancher.

Remarque :

Les actions accidentelles notée **F_A**, concernent les séismes, les chocs de véhicules, les chutes de blocs.

I.4.2 Les charges horizontales ou obliques :

Les deux types de charges sont les mêmes :

- **Les charges réparties** comprenant les charges climatiques comme le vent noté **W** comme la poussée des terres, notée **P_t**,
- **Les charges concentrées** comprenant les séismes, ou à d'autres actions accidentelles. [7]

II - Recherche bibliographique

II.1 Introduction :

Dans ce chapitre on étudie les largeurs effectives qui sont données généralement par des formules empiriques et dans les différents codes, livres et manuel de calcul :

II.2 Les définitions des codes :

II.2.1 AASHTO LRFD :

Le conseil d'administration de L'American Association of State Highway Official (AASHO) est composé du Ministère des Transports de chaque État des États-Unis, ainsi que de celui de Porto Rico et de celui du District de Columbia.

Le département américain des Transports, certaines villes américaines, les comtés et les opérateurs de péage routier, la plupart des provinces canadiennes ainsi que les routes du Département de Hong Kong, le ministère des Travaux publics turc et l'Association des routes nigérianes et des organismes des transports ont des droits de vote en tant que membres associés. L'AASHTO a été fondée le 12 décembre 1914, Son nom a été changé en American Association of State Highway and Transportation Officiels (AASHTO) le 13 novembre 1973.

Ce changement de nom reflète un élargissement du champ d'action de l'organisme pour couvrir tous les modes de transport, même si la plupart de ses activités sont toujours principalement consacrées aux autoroutes. [8]

Alors que l'AASHTO n'est pas un organisme gouvernemental, il possède des pouvoirs quasi-gouvernementaux dans le sens que les organismes qui soutiennent ses membres appliquent la plupart des décisions prises par l'AASHTO.

Certaines publications AASHTO remarquables sont :

- AASHTO LRFD Bridge Design Spécifications. Ce manuel est le manuel de base pour la conception des ponts que tous les départements des Transports utilisent à travers les États-Unis. [8]

II.2.2 EUROCODES :

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

Ils visent à harmoniser les techniques de construction en Europe, et à faciliter le libre accès des entreprises (travaux publics, bureaux d'études techniques) aux marchés des autres États membres. Les deux premières Parties d'Eurocode concernent les « Bases de calcul des structures » et les « Actions sur les structures (générales et bâtiments) ».

Ces deux normes sont les premières d'un ensemble de 60 normes qui portent sur les actions, les ouvrages en béton, constructions en acier, ouvrages mixtes acier-béton, structures en bois, en maçonnerie, aluminium, ainsi que les règles de conception des ouvrages de géotechnique et les règles de conception parasismiques. [9]

II.2.3 CAN/CSA-S6 :

Le Code canadien de conception des ponts routiers CAN/CSA-S6 s'applique à la conception, à l'évaluation et à la conception de la remise en état structurale des ponts routiers fixes et mobiles est établi des niveaux de sécurité et de fiabilité uniformes dans toutes les administrations au Canada.

Ce code est basé sur les principes de conception des états limites et définit les charges de conception, les combinaisons de charges et les facteurs de charge, les critères de conception résistant aux tremblements de terre et les critères de conception détaillés pour les différents matériaux. Ce Code a été rédigé pour être applicable dans toutes les provinces et tous les territoires canadiens. [10]

II.3 Calcul de largeur effective :

Dans cette section, le calcul de la largeur effective selon les différentes références citées dans ce travail est résumé dans ce qui suit :

II.3.1 AASHTO LRFD :

Largeur effective est la largeur réduite d'une plaque ou d'une dalle de béton qui, avec une distribution de contrainte uniforme supposée. Elle produit le même effet sur le comportement d'un élément de structure que la largeur réelle de la plaque avec sa distribution de contraintes non uniformes spécifiques.

L'analyse d'une dalle sur toute sa portée requière normalement une analyse affinée afin de déterminer les efforts et sollicitations internes dans la dalle en béton.

Pour L'AASHTO les hypothèses suivantes s'appliquent :

- Dans tous les cas, la largeur effective de la semelle ne doit pas être considérée comme supérieure à la largeur physique.
- Les effets d'une charge asymétrique sur la largeur effective de la semelle peuvent être ignorés.
- La valeur de b_s doit être déterminée en utilisant la plus grande des longueurs de portée effectives adjacentes au support.

- Si b_m est inférieur à b_s dans une travée, le modèle de la largeur effective dans la travée peut être déterminé par la ligne de raccordement des largeurs efficaces b_s aux points de support adjacents. [8]

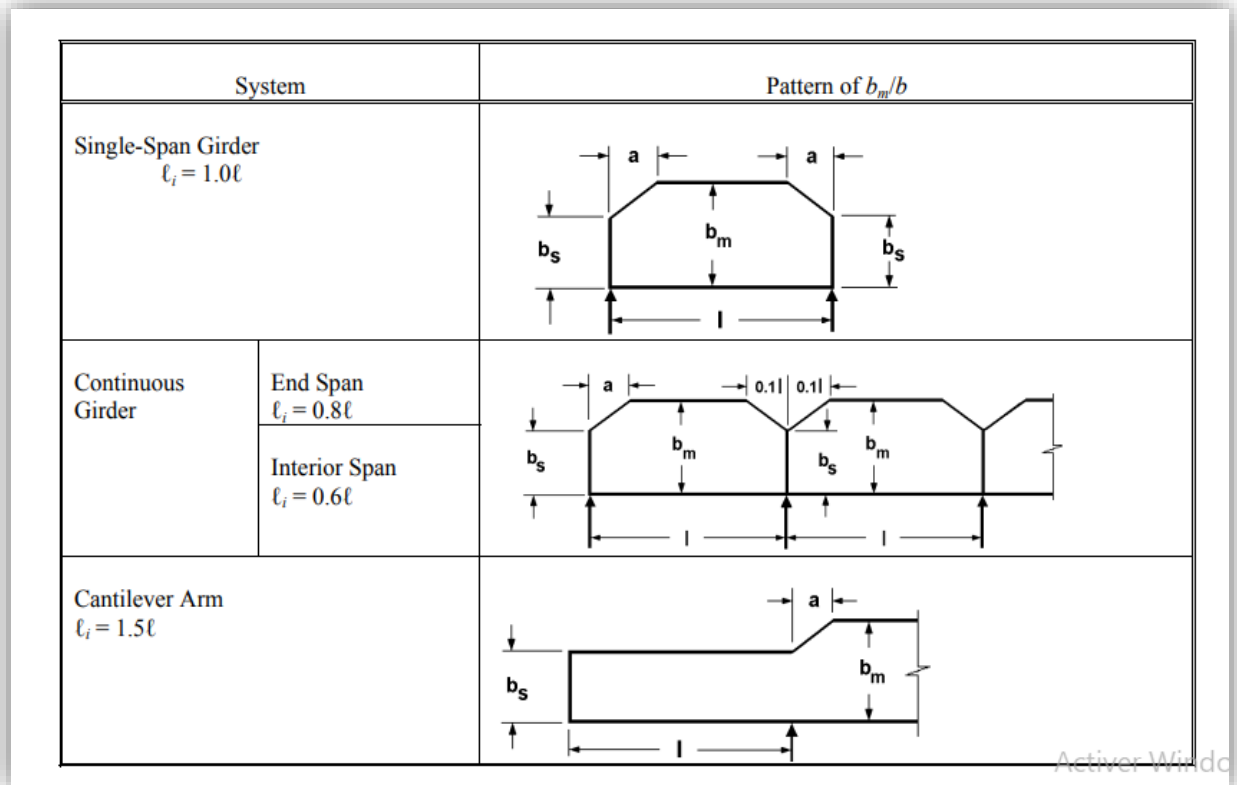


Figure II-1 : Modèle de largeur efficace, être, b_m , et b_s

- b_e : largeur effective de la semelle correspondant à la position particulière de la section d'intérêt dans la travée comme spécifié dans la figure au-dessus
- b_m : largeur effective de la semelle pour les parties intérieures d'une travée telle que déterminée à partir de la figure au-dessus en cas particulier de b_e .
- b_s : largeur effective de la semelle au support intérieur ou pour le bras en porte-à-faux, comme déterminé à partir de la figure au-dessus ; un cas particulier de b_e .

❖ **Arêtes longitudinales :**

On suppose que les poutres de rive supportent une ligne de roues et, le cas échéant, une partie tributaire de la charge de conception sur la voie.

Lorsque les ponts s'étendent principalement dans le sens de la circulation, la largeur effective d'une bande, avec ou sans poutre de rive, peut être prise comme la somme de la distance entre le bord du pont et la face intérieure de la barrière.

❖ Arêtes transversales :

On suppose que les poutres de bord transversales supportent un essieu du camion de conception dans une ou plusieurs voies de conception, positionnées de manière à produire des effets de charge maximaux.

Plusieurs facteurs de présence et la tolérance de charge dynamique doivent s'appliquer.

La largeur effective d'une bande, avec ou sans poutre de rive, peut être prise comme la somme de la distance entre le bord transversal du tablier et la ligne médiane de la première ligne de support du tablier, généralement prise comme âme de poutre, plus la moitié de la largeur de la bande [8]

II.3.2 EUROCODE :

Le calcul de la largeur effective des faisceaux pour tous les états limites. Pour les faisceaux en T, la largeur effective des brides, sur laquelle on peut supposer des conditions uniformes de stress, dépend des dimensions du réseau et de la du type de chargement, de la travée, des conditions de soutien et du renforcement transversal. [9]

La largeur effective de la bride doit être basée sur la distance l_0 entre les points de zéro moment.

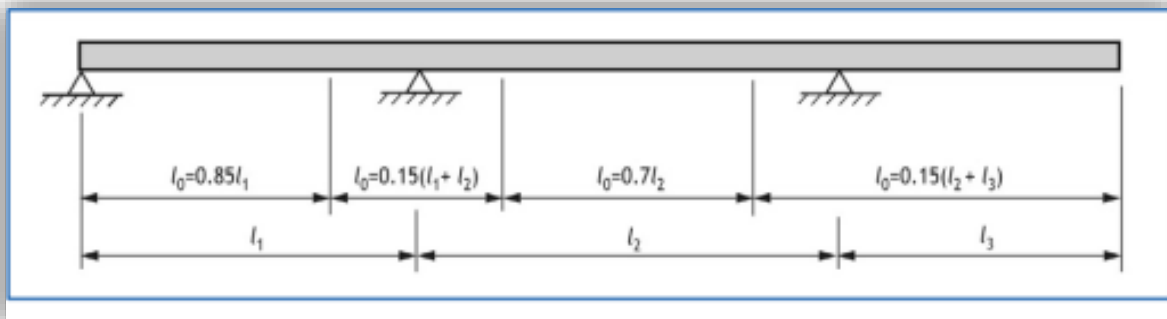


Figure II-2 : Définition de l_0 pour le calcul de la largeur participante de la table de compression.

Selon EC2 la longueur du porte-à-faux doit être inférieure à la moitié de la travée adjacente et le rapport entre 0.667 et 1.5 Largeur efficace : largeur de la dalle (ou table) participant à la résistance de la poutre dépend de :

- la nature de la poutre (travées indépendantes ou continue).
- du mode d'application des charges (réparties ou concentrées).
- des dimensions de la section.

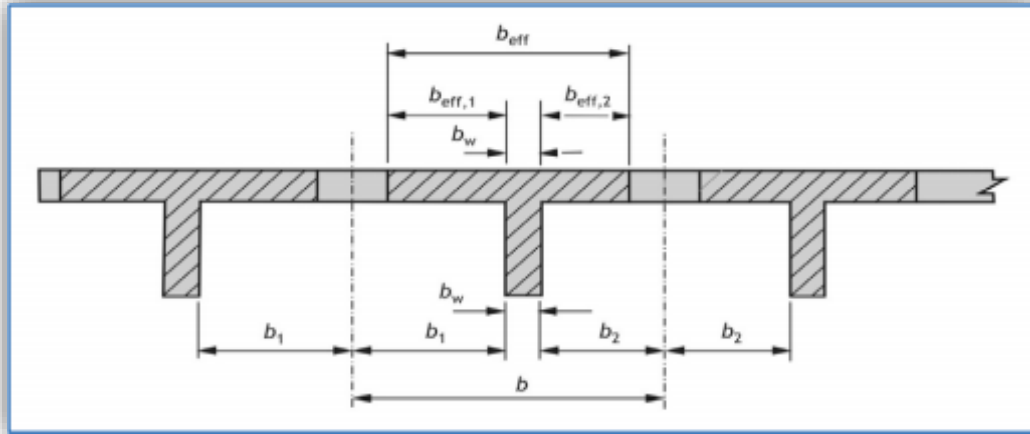


Figure II-3 : Paramètres de largeur participante de la table de compression

La position de l'axe neutre doit être déterminée, puis la section des armatures peut être calculée selon que l'axe neutre se situe dans la membrure ou dans l'âme. Aux appuis, les armatures tendues conçues pour résister aux moments fléchissant négatifs doivent être réparties sur toute la largeur de la membrure utile, comme illustré à la Figure au-dessus.

Disposition des armatures tendues dans la table de compression :

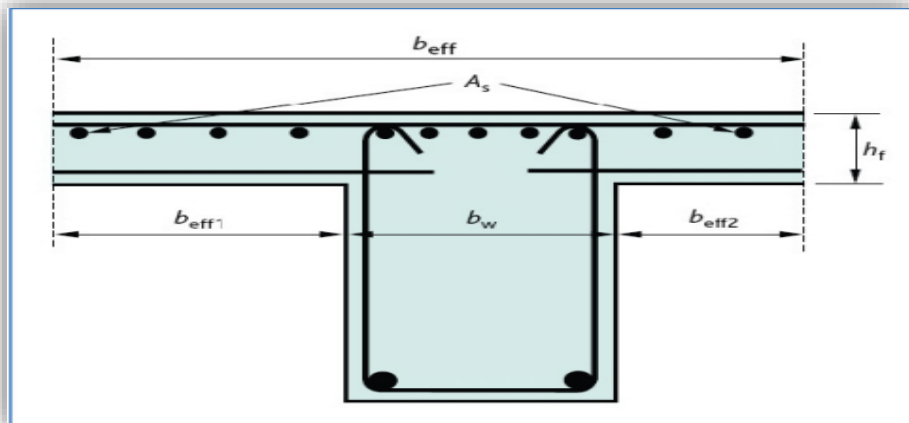


Figure II-4 : Disposition des armatures tendues dans la table de compression

II.3.3 La largeur effective d'une semelle :

❖ **Largeur effective :**

Largeur réduite d'une semelle ou d'un platelage qui permet le dimensionnement d'une membrure en employant l'hypothèse d'une contrainte uniforme. [10]

II.3.3.1 Largeurs effectives des semelles aux fins de la flexion :

❖ **Dalle en béton sur poutres :**

Au moment du calcul des résistances à la flexion et des contraintes de flexion dans les ponts à dalle sur poutres et à poutres-caissons dotés d'une dalle en béton, une section transversale réduite doit être utilisée. [10]

La section transversale réduite doit comprendre un porte-à-faux gauche, une partie centrale et un porte-à-faux droit. Le porte-à-faux, b_e , doit être déterminé comme suit :

$$\frac{b_e}{b} = 1 - \left[1 - \frac{L}{15b}\right]^3 \quad \text{Pour } L/b \leq 15$$

$$\frac{b_e}{b} = 1 \quad \text{pour } L/b > 15$$

Où

b_e : dimension indiquée à la figure dessous pour divers types de section transversale de ponts.

b : dimension indiquée à la Figure dessous pour divers types de section transversale de ponts

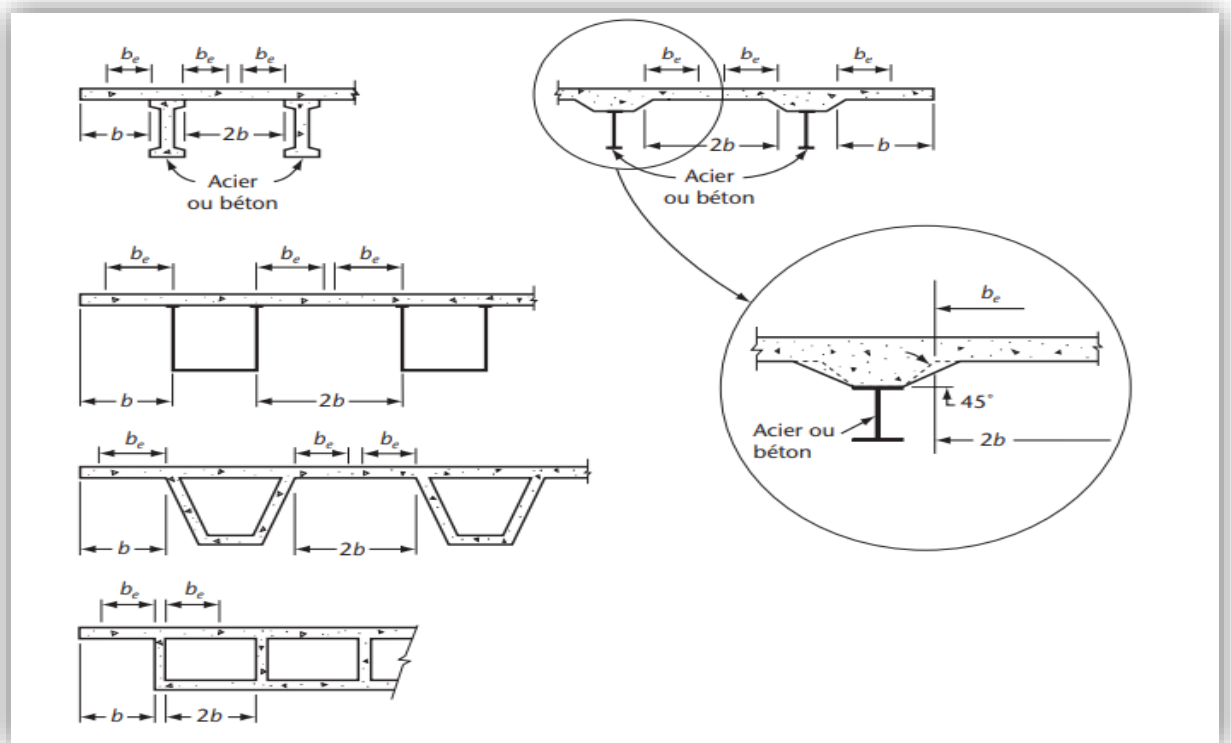


Figure II-5 : b_e et b de diverses sections transversales

II.3.3.2 Nervures longitudinales :

La largeur effective du platelage jouant le rôle de semelle supérieure d'un raidisseur longitudinal ou d'une nervure doit être établie à l'aide du tableau, Largeur effective du platelage pour une nervure longitudinale.

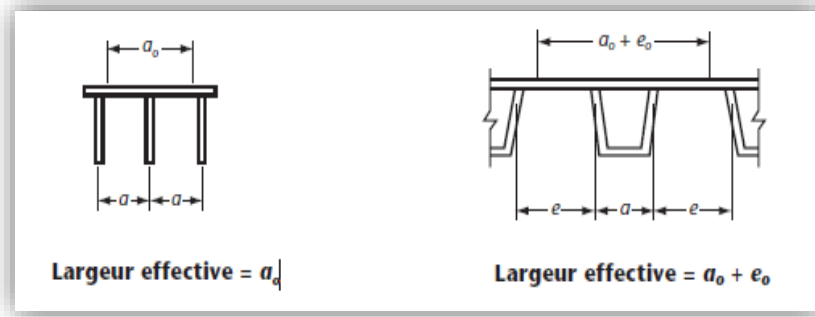


Figure II-6 : La largeur effective du platelage.

- Propriétés d'une section de nervure aux fins du calcul de la rigidité du tablier et des flexionnels dus à la charge permanente :

$$a_0 = a \quad ; \quad a_0 + e_0 = a + e$$

- Propriétés d'une section de nervure aux fins du calcul des effets flexionnels dus aux charges de roue.

$$a_0 = 1.1a \quad ; \quad a_0 + e_0 = 1,3(a + e)$$

Largeur effective du pont obtenue en réduisant la largeur totale, B, pour tenir compte des effets des rives amincies, le cas échéant, tel que le prescrit l'article A3.1 [10]

II.3.3.3 Variation transversale de la section longitudinale :

Une dalle amincie à proximité de ses rives libres sur une distance d'au plus de 2,5 mètres peut être considérée comme d'épaisseur constante pourvu que, à la conception, sa largeur totale soit réduite de sorte qu'elle présente la même aire de section transversale que dans la figure ci-dessous

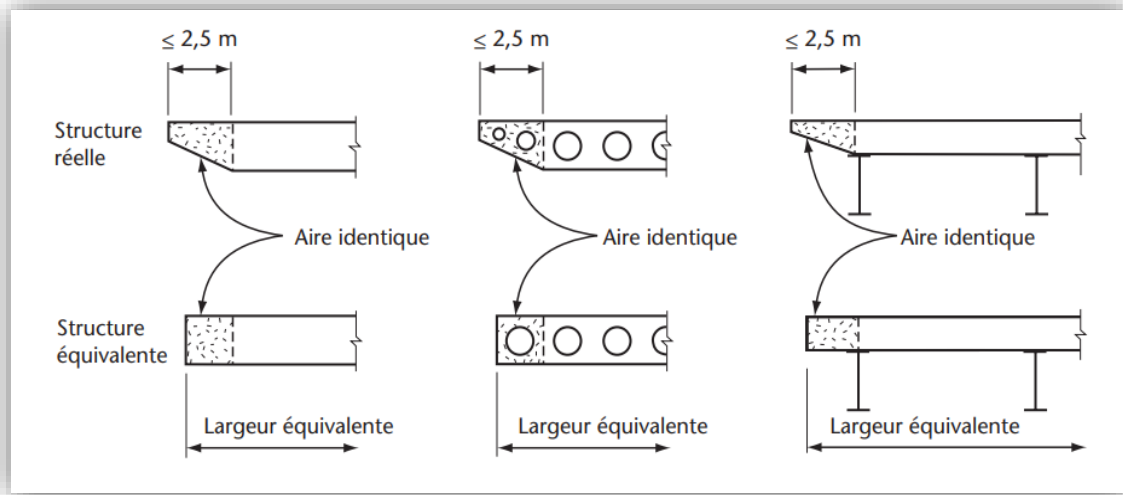


Figure II-7 : Modélisation d'une section transversale de diverses

II.3.3.4 Largeur effective des semelles tendues :

La largeur effective des semelles inférieures tendues ne doit pas dépasser un cinquième de la portée dans le cas des ouvrages à travée simple, ni un cinquième de la distance entre les points d'inflexion sous charge permanente dans le cas des ouvrages continus.

La largeur effective de la plaque de pont, a_o , agissant avec une nervure est définie comme la largeur de la bande qui aura la même contraction, lorsqu'elle est uniformément comprimée par des forces de cisaillement longitudinales, que la plaque réelle à la jonction de la nervure.

La largeur effective dépend du type et de la distribution du chargement, de la longueur de la travée, et l'espacement des côtes.

L'assomption de la largeur effective égale à l'espacement réel des côtes est permise pour les calculs de la rigidité relative par la méthode Pelikan-Esslinger et les effets flexiriaux de la charge uniformément répartie.

La largeur effective de la plaque de pont pour les effets flexuraux dus aux charges des roues est basée sur des charges inégales sur les côtes.

Les valeurs stipulées sont basées sur des calculs plus précis.

Si les côtes sont étroitement espacées et que le chargement des côtes adjacentes varie considérablement, comme dans le cas d'un pont orthotrope, le calcul exact de la largeur effective devient plutôt impliqué. Toutefois à des fins pratiques, il suffit d'utiliser les méthodes approximatives présentées dans cette section.

Depuis l'effet de petites variations de la largeur effective, a_o , sur l'ampleur des moments obtenus à partir du calcul de la plaque orthotrope et les contraintes dans la fibre inférieure des côtes sont insignifiants (Wolchuk, 1963). [10]

II.3.4 Handbook of structural engineering :

Somme des largeurs effectives $b_{eff,i}$ de chaque côté de la toile de faisceau, déterminée par l'expression suivante :

$$b_{eff,i} = \frac{l_o}{8}$$

Où : l_o est la travée du faisceau.

Les valeurs de $b_{eff,i}$ devraient être inférieures à la moitié de la distance entre lignes centrales des poutres adjacentes ou la distance au bord libre de la dalle, comme indique dans la figure ci-dessous

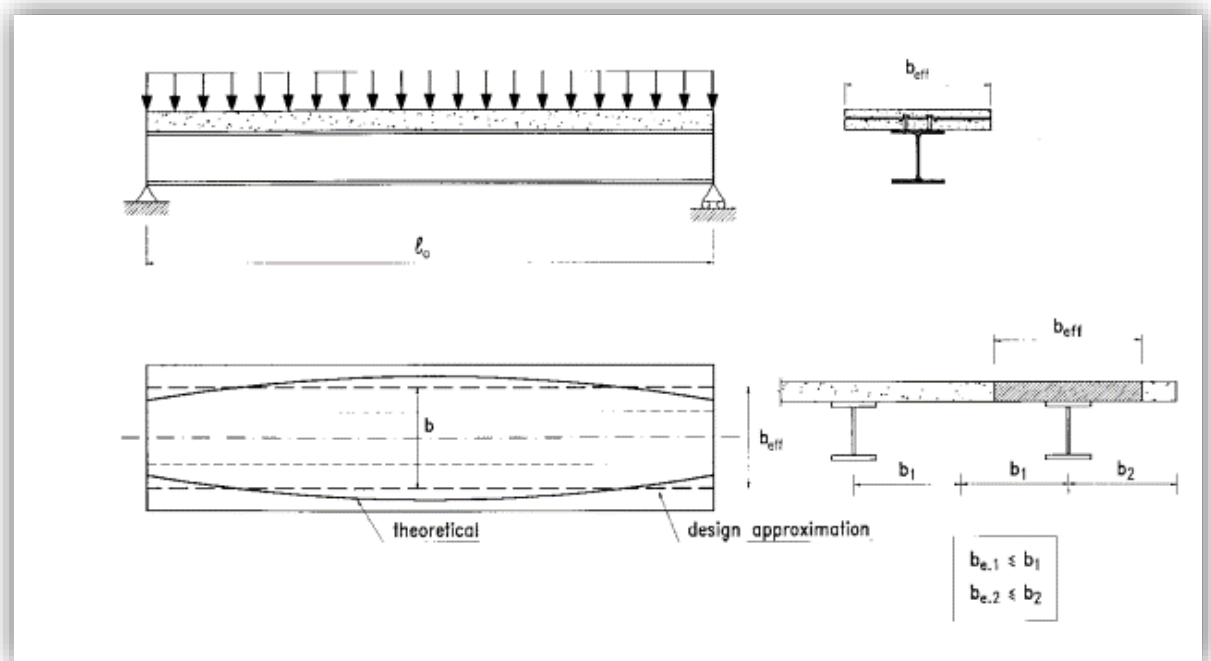


Figure II-8 : poutre chargée qui indique

En outre, l'hypothèse, dans la conception d'analyses globales, d'une valeur constante pour la largeur efficace b_{eff} conduit à des résultats satisfaisants et précis.

Ces résultats sont reflétés par les codes de conception récents.

En particulier, les spécifications Eurocode4 et AISC supposent, dans l'analyse des faisceaux simplement soutenus, une largeur effective constante. La largeur effective dépend du type de moment (accapement ou affaissement) et s'étend (externe, interne, porte-à-faux).

La valeur de b_{eff} dans le moment d'accaparement permet de déterminer la zone efficace de renforcement de l'acier à considérer dans les calculs de conception. [11]

II.3.4.1 Moments transversaux dans le porte-à-faux :

L'intensité du moment transversal M_y imputable à une charge concentrée P dans une dalle en porte-à-faux d'épaisseur constante ou variant linéairement doit être calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$M_y = \frac{2PA}{\pi[1 + [\frac{Ax}{C - Y}]]}$$

Où :

A : coefficient tiré de la figure.

C : distance transversale entre la charge et la rive supportée de la dalle en porte-à-faux et x et y sont les coordonnées définies à la figure et y est inférieur à C .

L'intensité pertinente du moment de calcul doit être déterminée en multipliant M_y par $(1 + CMD)$. En ce qui a trait à l'intensité du moment de calcul attribuable aux charges d'essieu verticales du camion CL-625, on peut établir et superposer les effets des charges individuelles ou, encore, on peut obtenir sans calcul, directement du tableau.

L'intensité du moment de calcul imputable au camion CL-625 à l'égard des porte-à-faux raidis ou non, le cas échéant (le tableau comprend déjà le facteur $[1 + CMD]$).

La rigidité de la rive est assurée par un dispositif de retenue continu en béton.

Il faut que les dispositifs de retenue soient armés longitudinalement et de façon continue et aient une rigidité d'au moins celle donnée par les dispositifs de type New Jersey.

Dans le cas des parties de la dalle en porte-à-faux à une distance S_p d'une rive libre de la dalle, on doit présumer que l'intensité du moment transversal est de $2M_y$ à moins de procéder à une analyse plus rigoureuse.

S_p est la distance transversale mesurée entre la rive libre du porte-à-faux et la rive supportée. La rive supportée peut être déterminée à l'aide de la figure dessous pour différents types d'ossature.

[10]

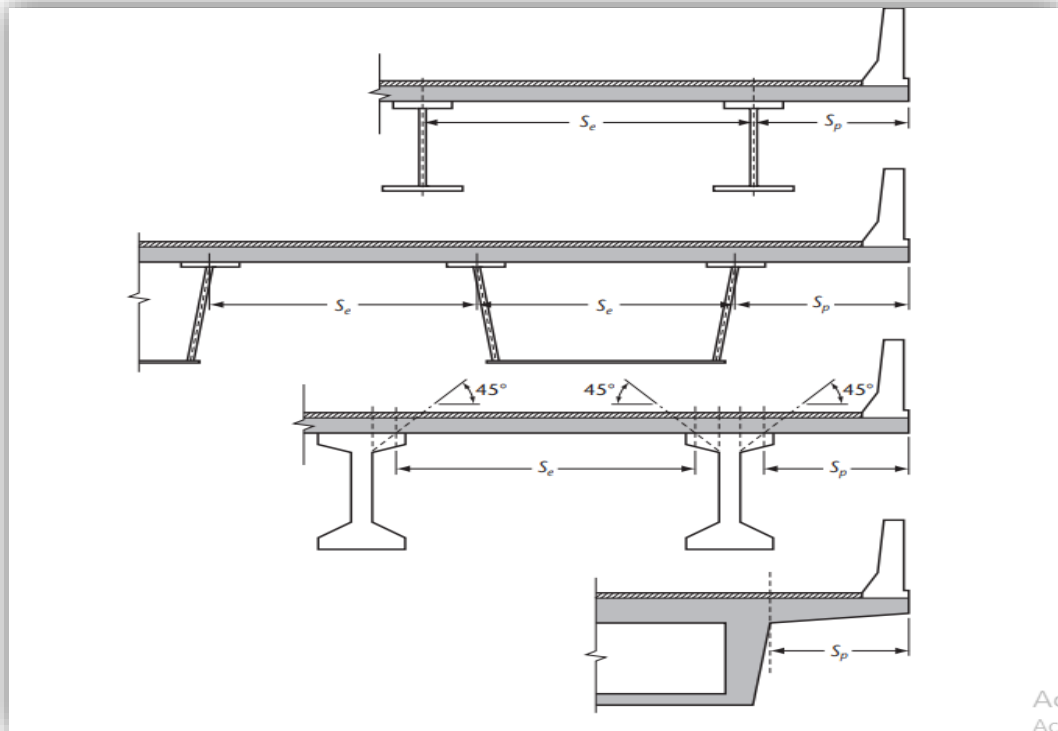


Figure II-9 : la dalle en porte-à-faux

II.3.4.2 Moments maximaux du porte-à-faux, M_y , dus aux charges de roue non pondérées du camion CL-625 (CMD inclus), $kN \cdot m/m$: [10]

S_p, m	Rive non raidie			Rive raidie		
	Max. M_y en $kN \cdot m/m$			Max. M_y en $kN \cdot m/m$		
	$r_t = 1,00$	$r_t = 0,75$	$r_t = 0,5$	$r_t = 1,00$	$r_t = 0,75$	$r_t = 0,5$
1,00	41	43	44	37	41	45
1,50	43	47	51	34	37	41
2,00	53	57	60	35	39	43
2,50	60	65	70	37	40	43
3,00	92	99	107	70	74	77

Tableau 1 : les moments maximaux

Note :

- 1) Valeurs obtenues pour $y = 0, C = S_p - 0,75$.
- 2) $r_t = t_1/t_2$.

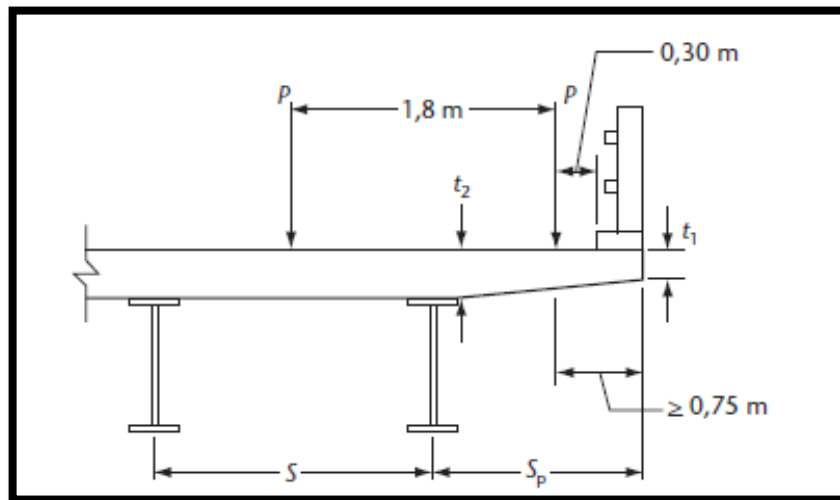


Figure II-10 : Notation relative aux moments du porte-à-faux (voir le tableau)

II.3.4.3 Moment longitudinal local dans les dalles en porte-à-faux (armature principale parallèle à la circulation) :

Pour les travées longitudinales en porte-à-faux ne dépassant pas 3 m de longueur, l'intensité maximale du moment longitudinal local M_x en $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ doit être calculée comme suit :

$$M_x = PC/F$$

Où

- P charge de roue (87,5kN) du camion CL-W
- C distances longitudinales de P de la ligne d'appui transversale, m
- $F = 0,35C + 1,00$ (sans toutefois dépasser 2,10 m)

Le moment de calcul pertinent doit être obtenu en multipliant M_x par $(1 + \text{CMD})$ Pour les travées longitudinales en porte-à-faux de plus de 3 m, on doit employer les méthodes de l'article 5.7.1.2.1, la longueur de travée L étant prise comme le double de la longueur du porte-à-faux, La surcharge à utiliser doit être conforme à l'article 3.8.4.3 c). [10]

II.3.4.4 Moments transversaux dans les dalles en porte-à-faux dus aux charges sur les dispositifs de retenue :

Pour déterminer le moment transversal dans les dalles en porte-à-faux résultant des charges sur les dispositifs de retenue spécifiées à l'article 3.8.8.1 et appliquées conformément à l'article 12.4.3.5 [10]

La méthode d'analyse doit être :

- ✚ Une méthode raffinée conformément à l'article 5.9
- Où :
- ✚ Une méthode fondée sur la théorie des lignes de rupture.

II.4 Les Actions et Les modes de rupture des dalles de roulement :

II.4.1 Les Actions :

Différentes actions doivent être considérées pour le dimensionnement d'une dalle de Roulement, notamment :

- ✚ Actions permanentes : poids propre de la dalle, du revêtement ainsi que des bordures et glissières.
- ✚ Actions dues au trafic modélisées par des charges concentrées et des charges Distribuées.

Pour le dimensionnement de la dalle de roulement d'un nouvel ouvrage d'art, les Différentes valeurs des actions peuvent être obtenues à partir de la SIA 2612003.

Par contre, Pour la vérification de la résistance des dalles de roulement des ponts routiers existants, les Actions du trafic peuvent être actualisées, avec des réductions des coefficients α_{qi} et α_{Qi} Selon Mestre et Hirt2006.

En général, dans les ponts routiers, les charges concentrées sont déterminantes pour le dimensionnement de la dalle de roulement à la flexion transversale ainsi qu'au Cisaillement.

La position déterminante de ces charges pour différents modes de rupture sera étudiée dans les sections suivantes. [12]

II.4.2 Transmission des charges dans les dalles de roulement :

Les charges permanentes de la dalle ainsi que la charge uniformément répartie du trafic (Disposée dans des voies de circulation fictives) sont transmises jusqu'aux âmes du pont Par flexion transversale de la dalle de roulement.

L'effort tranchant dû à ces charges est par Conséquent transmis uniquement dans la direction transversale, voir figure ci-dessous

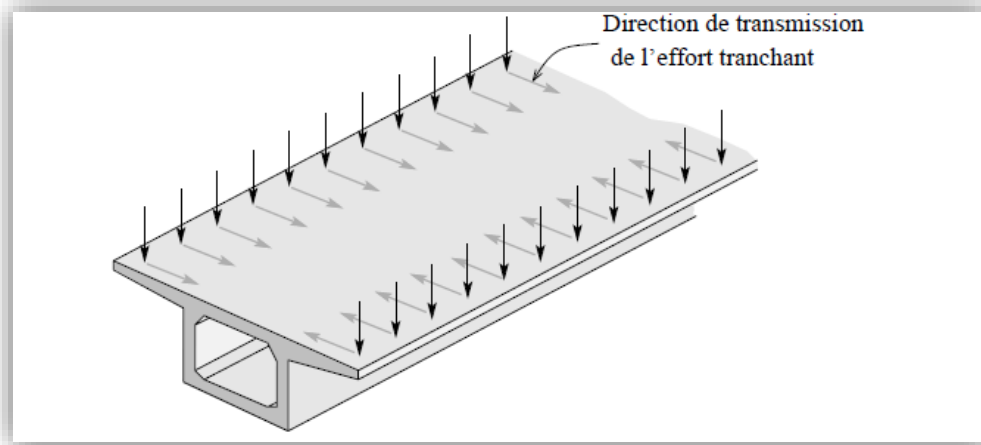


Figure II-11 : Transmission de l'effort tranchant dans une dalle de roulement soumise à des Charges uniformément réparties

La transmission des charges concentrées du trafic est par contre plus complexe La dalle Développe, en plus des moments de flexion transversale, des moments longitudinaux et des Moments de torsion. [12]

Par conséquent, la transmission de l'effort tranchant n'est plus Nécessairement dans le sens transversal du pont.

Ceci est montré à la figure ci-dessus où les directions principales de l'effort tranchant dans le porte-à-faux d'une dalle de roulement Soumise à une charge concentrée sont dessinées (épaisseur du trait proportionnelle à la Valeur de l'effort tranchant).

Comme le montre la figure **a, b, c d**, l'effort tranchant est transmis de façon radiale à proximité de la charge.

Ceci est analogue aux planchers-dalles à proximité des colonnes où des ruptures au poinçonnement peuvent devenir critiques.

Proche des âmes, par Contre, l'effort tranchant est transmis dans des directions presque parallèles entre elles et Orientées plutôt dans le sens transversal du pont.

Ceci est similaire à la transmission des Charges distribuées (Voir figure ci-dessus) où la résistance à l'effort tranchant peut devenir Déterminante.

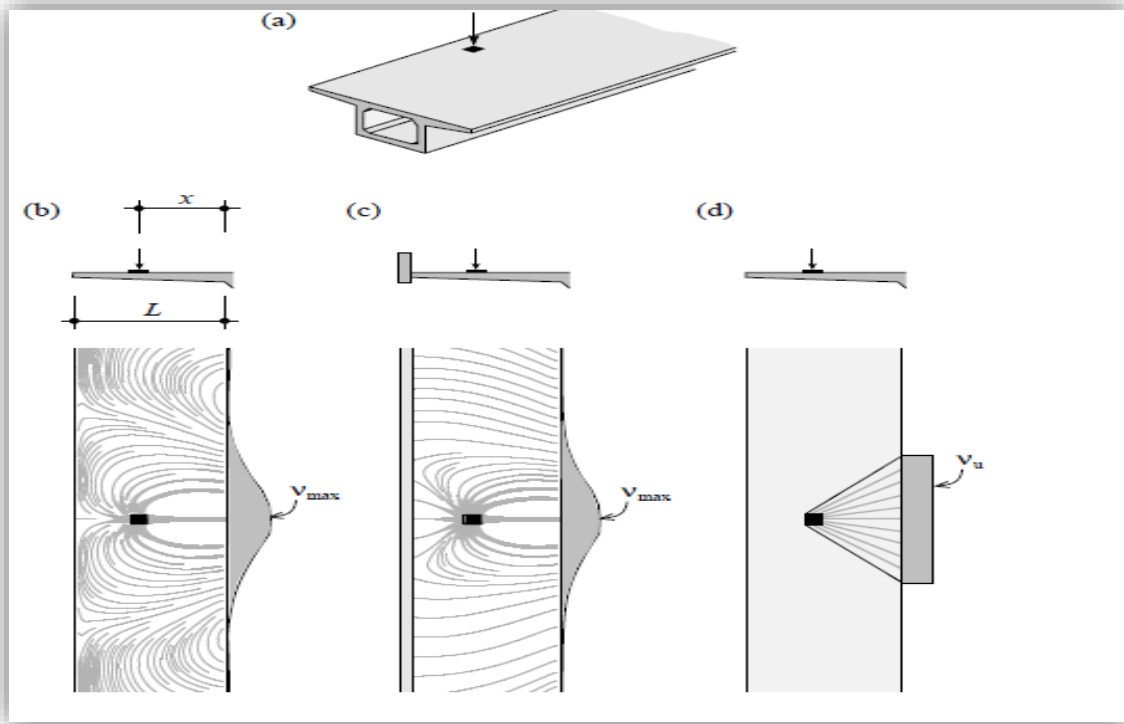


Figure II-12 : a, b, c d Transmission de l'effort tranchant dans une dalle de roulement soumise à une Charge concentrée

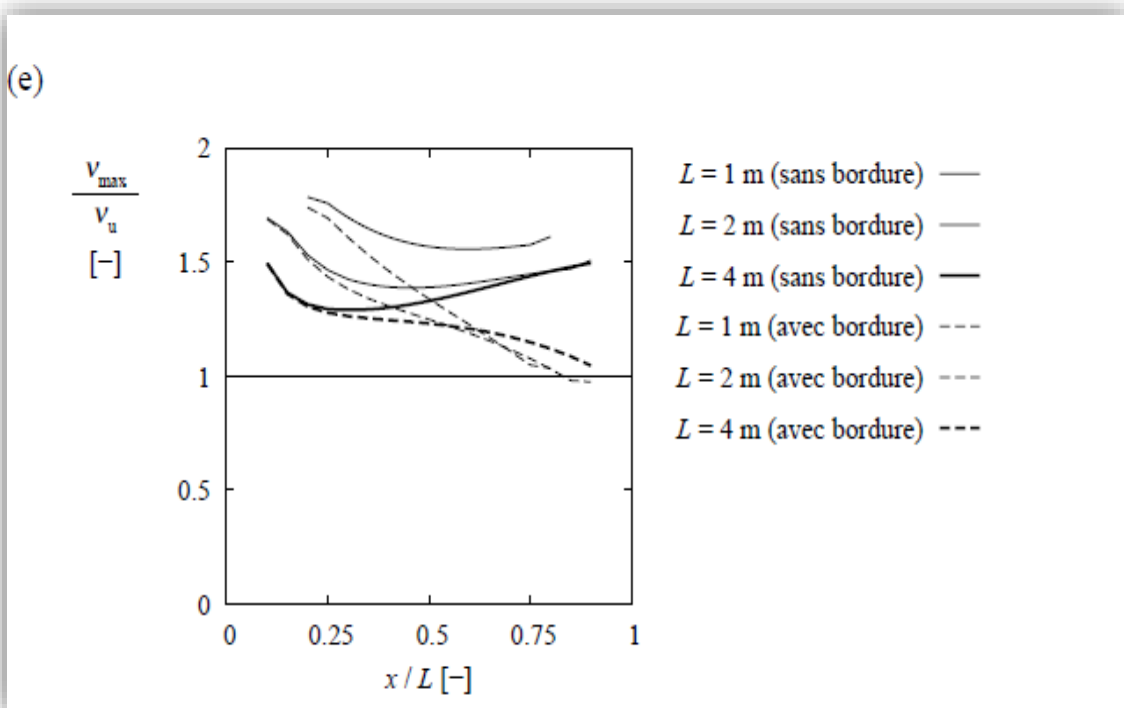


Figure II-13 : Transmission de l'effort tranchant dans une dalle de roulement soumise à une Charge concentrée

(a) charge appliquée ; (b) directions principales de L'effort tranchant pour un porte-à-faux sans bordure ; (c) idem avec bordure (0.9×0.3 m) ; (d) transmission dans une hypothèse de diffusion de la charge à 45° ; et (e) comparaison des efforts tranchants pour les cas (b, c) et (d).

Dans le cas de charges concentrées, la transmission de l'effort tranchant est aussi fortement Influencée par les conditions de bord de la dalle. Par exemple, la figure c montre les Directions principales de l'effort tranchant pour la même dalle que celle de la figure b Mais avec une bordure en béton armé.

Dans ce cas, la bordure permet une meilleure Répartition de l'effort tranchant le long de l'encastrement de la dalle avec une diminution de La valeur maximale de l'effort tranchant (v_{max}). Ceci est dû au fait qu'une partie de l'effort Tranchant est transmise à la bordure, qui grâce à sa rigidité permet une répartition de cet Effort sur une longueur plus importante.

La figure **d** montre que la considération d'un angle de diffusion de la charge Concentrée égal à 45° ne mène pas à des estimations prudentes de l'effort tranchant au droit De l'encastrement.

Cette considération a souvent été admise pour les porte-à-faux des dalles De roulement car elle donne des estimations raisonnables de la valeur maximale du moment De flexion pour une charge appliquée au bord d'un porte-à-faux.

Par contre, comme la Figure ci-dessus la montre, la valeur maximale de l'effort tranchant à l'encastrement (valeur Déterminante pour le dimensionnement selon ce qui sera expliqué dans le chapitre suivant) Est clairement sous-estimée en admettant une diffusion à 45° .

Cette conclusion est valable Pour les différentes positions de charge ainsi que pour des porte à faux sans et avec Bordure. [12]

II.4.3 Modes de rupture d'une dalle de roulement :

Sur la base des points précédents, les modes de rupture à vérifier pour les ponts routiers Sont en principe :

- ✚ 1) le mécanisme de flexion (figure a)
- ✚ 2) le poinçonnement local autour des charges concentrées (figure b)
- ✚ 3) la rupture par effort tranchant dans la région de la dalle de roulement à proximité des Âmes (figure c).

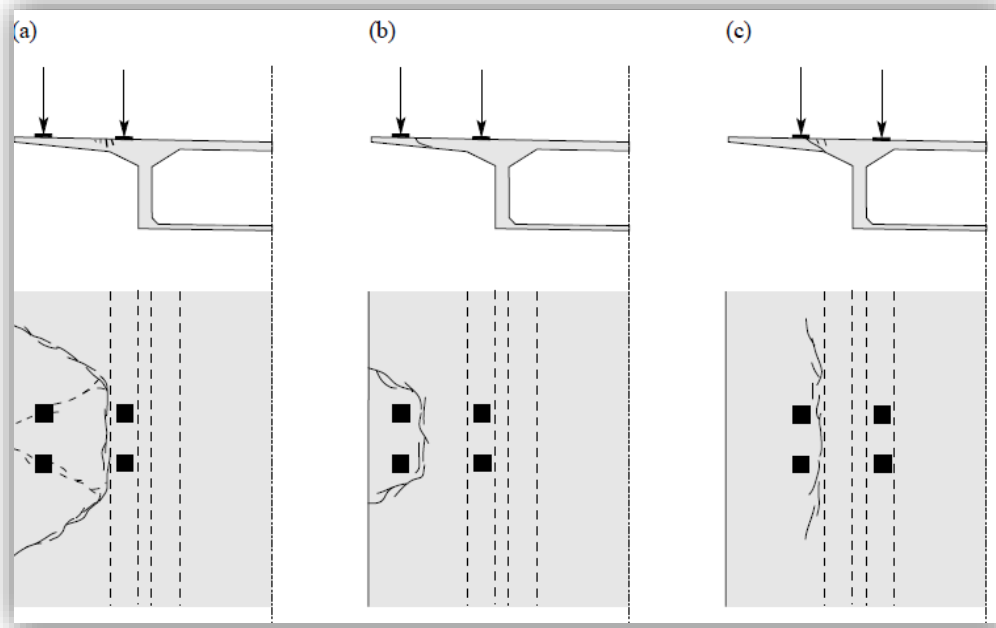


Figure II-14 : Modes de rupture déterminants dans les dalles de roulement des ponts Routier

- ✚ (a) flexion ;
- ✚ (b) poinçonnement ;
- ✚ (c) effort tranchant.

En plus de ces trois modes, des ruptures par des phénomènes de fatigue sont aussi Envisageables, ce problème a déjà été étudié par d'autres chercheurs (Schläfli1999) et ne Sera pas traité dans le cadre de ce rapport. [12]

II.4.4 Mécanisme de flexion :

Dans les dalles avec faibles taux d'armature, l'écoulement des armatures de flexion peut se Développer le long de certaines lignes (appelées « lignes de rupture ») permettant le Développement d'un mécanisme de flexion.

La charge maximale que la dalle peut Supporter dans ce cas est par conséquent contrôlée par sa résistance à la flexion.

La charge nécessaire pour le développement d'un mécanisme plastique (V_{flex}) dépend de la Géométrie de la dalle (dalle en porte-à-faux ou dalle entre âmes du pont), des armatures de La dalle ainsi que de la configuration des charges appliquées (modèle de charge, position des essieux).

En général, un calcul non-linéaire de la dalle (aux éléments finis par exemple) Peut être effectué pour la détermination de la valeur de V_{flex} .

Toutefois, une estimation avec La méthode des lignes de rupture est normalement suffisamment précise. [12]

II.4.5 Rupture à l'effort tranchant :

Pour la vérification à l'effort tranchant, l'interaction entre les efforts de flexion et la Résistance au cisaillement de la dalle selon SIA 262²⁰⁰³ rend nécessaire l'étude de Différentes positions des charges concentrées afin d'obtenir la combinaison déterminante.

En général il suffit de vérifier l'effort tranchant maximal avec le moment de flexion concomitant (voir figure b) ainsi que le moment de flexion maximal avec l'effort Tranchant concomitant (voir figure à).

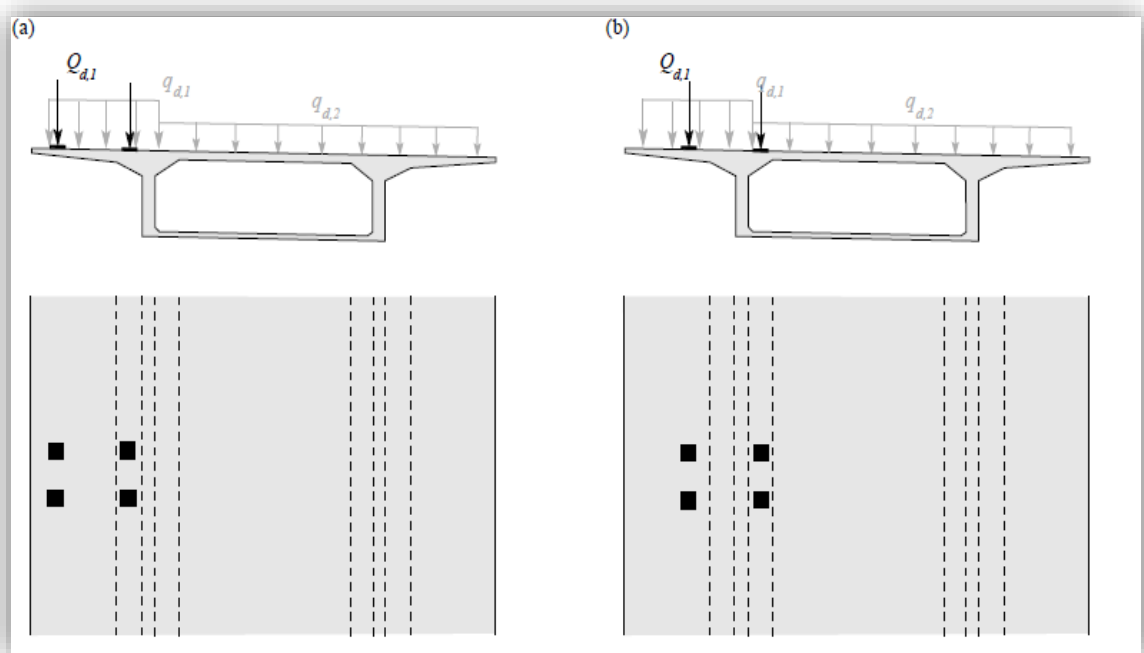


Figure II-15 : Positions des charges concentrées pour la vérification à l'effort tranchant D'une Dalle de roulement (étude du porte-à-faux).

- ✚ (a) configuration pour Obtenir le moment de flexion maximal avec l'effort tranchant maximal concomitant ;
- ✚ (b) configuration pour obtenir l'effort tranchant maximal Avec le moment de Flexion maximal concomitant.

Lorsque des charges concentrées se situent à une distance a plus petite que $2d$ du bord de l'appui, la SIA 262²⁰⁰³ (4.3.3.2.9) permet de réduire d'un facteur $a/2d$ la valeur de calcul De l'effort tranchant à considérer.

Cette réduction tient compte de l'appui direct d'une Partie de la charge.

L'effet de cette réduction est montré dans la figure pour le cas d'une Porte-à-faux.

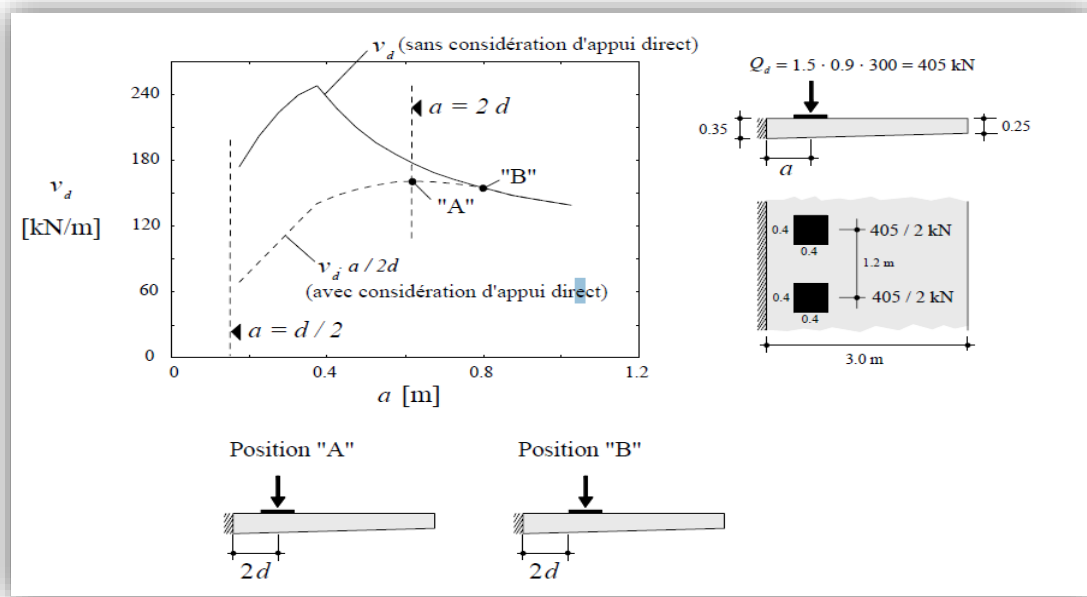


Figure II-16: Influence de l'appui direct dans la valeur de l'effort tranchant

Dans cette figure précédente, la courbe supérieure (ligne continue) exprime l'effort tranchant par unité de longueurs obtenues par un calcul élastique-linéaire en fonction de la position de l'essieu (Paramètre a de la figure).

La courbe inférieure (ligne titillée) exprime cette même valeur Mais en tenant compte de la réduction due à l'appui direct pour les charges situées à une Distance $a < 2d$.

La figure montre que la considération de l'appui direct permet de réduire Significativement la valeur de l'effort tranchant pour les charges à proximité de L'encastrement.

Selon cette figure, la valeur maximale de l'effort tranchant se trouve dans la position A (Axe de la charge à $2d$ de l'encastrement), étant la valeur entre les positions A et B (bord de La surface d'application de charge à $2d$ de l'encastrement) assez constante.

Compte tenu Que le moment de flexion transversal à l'encastrement est plus grand pour la position B et Que la résistance à l'effort tranchant dépend de ce paramètre (comme il sera expliqué dans

Le chapitre suivant), l'axe de l'essieu peut être placé dans la position B pour un Dimensionnement pratique.

C'est l'approche suivie dans les annexes de ce rapport, cependant, pour une analyse plus raffinée, la résistance dans les différentes positions entre A et B devrait être étudiée. [12]

II.4.6 Surface d'application des charges concentrées :

La taille de la surface d'application des charges concentrées est définie dans les normes SIA 261²⁰⁰³ et SIA 261/12003 pour les différents modèles de charges.

Ces surfaces Correspondent aux charges appliquées sur le revêtement, qui suivent une diffusion à travers Celui-ci jusqu'à la surface en béton de la dalle de roulement, voir figure, dessous

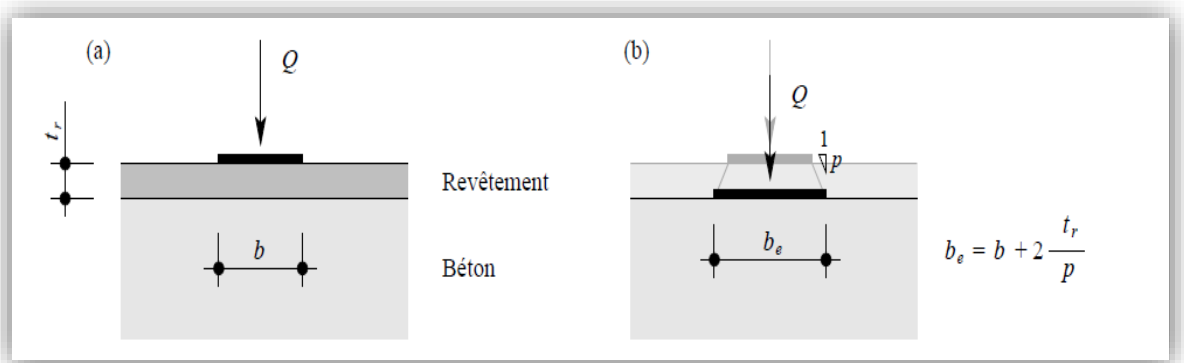


Figure II-17: Diffusion d'une charge concentrée à travers le revêtement

(a) charge Appliquée sur le revêtement et dimension de la surface d'appui.

(b) charge Appliquée sur la surface en béton et dimension de la surface d'appui en réalité.

La taille de la surface d'application des charges sur la structure porteuse peut être augmentée en fonction de l'épaisseur du revêtement et de l'angle de diffusion des charges, Voir figure précédent.

Les normes SIA actuelles ne définissent pas la valeur de l'angle de Diffusion à prendre.

Néanmoins, dans l'ancienne norme SIA 162¹⁹⁶⁸, l'angle de diffusion Était caractérisé par une pente $p = 2$ dans le revêtement. L'EC-1²⁰⁰² propose la valeur $p = 1$.

Il faut remarquer que ces deux normes considèrent aussi la diffusion des charges à l'intérieur du béton jusqu'au feuillet moyen de la dalle de roulement.

Cette diffusion dans le béton n'est par contre pas applicable aux modèles théoriques de poinçonnement et d'effort tranchant de la norme SIA 262²⁰⁰³ et ne doit pas être prise en compte.

Des deux valeurs précédentes de l'angle de diffusion, celle de la SIA 1621968 ($p = 2$) est Plus prudente, et elle est conseillée sauf si des résultats d'études particulières sont à Disposition. [12]

II.4.7 Autres vérifications :

Les vérifications décrites précédemment sont normalement déterminantes pour les dalles de Roulement des ponts bipoutres ou des caissons en béton précontraint.

Pour d'autres types de Ponts, il peut être nécessaire d'effectuer des vérifications ou études supplémentaires.

Dans Ces cas, une identification très efficace des zones sensibles à l'effort tranchant peut-être Effectuée au moyen des champs de cisaillement.

A titre d'exemple, la figure montre les champs de cisaillement d'une dalle en béton Armé d'un pont mixte muni d'entretoises espacées de 6 mètres (voir figure a).

On peut Remarquer qu'une partie importante des charges concentrées est transmise par la dalle aux Entretoises (figure b).

Par conséquent, la résistance à l'effort tranchant à proximité des Entretoises doit également être vérifiée (avec des configurations de charge spécifiques pour Cette région, voir figure précédent).

Des situations similaires résultent aussi pour les ponts en Béton au Voisinage des entretoises (par exemple sur piles).

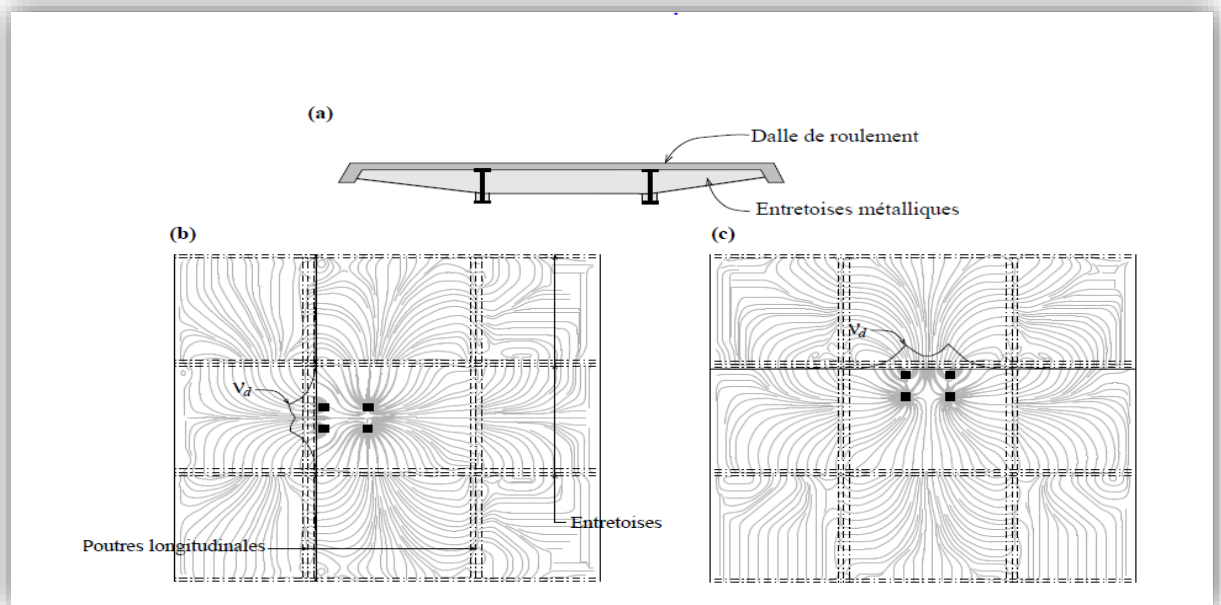


Figure II-18: Champ de cisaillement dans la dalle de roulement d'un pont mixte avec Entretoises

(a) section du pont.

(b, c) champs de cisaillement et répartition De l'effort tranchant au voisinage des poutres longitudinales et des entretoises Dans les porte-à-faux des dalles avec Bordures rigides la zone de la dalle à proximité de la Bordure peut aussi devenir critique à l'effort tranchant.

Ceci est montré à la figure, où Les directions principales de l'effort tranchant sont présentées pour trois dalles, une sans Bordure (figure a) et deux avec bordures de rigidités différentes (figure b, c). La Figure montre que si la bordure devient plus rigide, elle reprend une partie plus importante de la charge.

De ce fait, des concentrations significatives d'effort tranchant peuvent se développer localement dans la dalle à proximité de la bordure, avec le risque de pouvoir devenir critiques vis-à-vis de la résistance de la dalle à l'effort tranchant. [12]

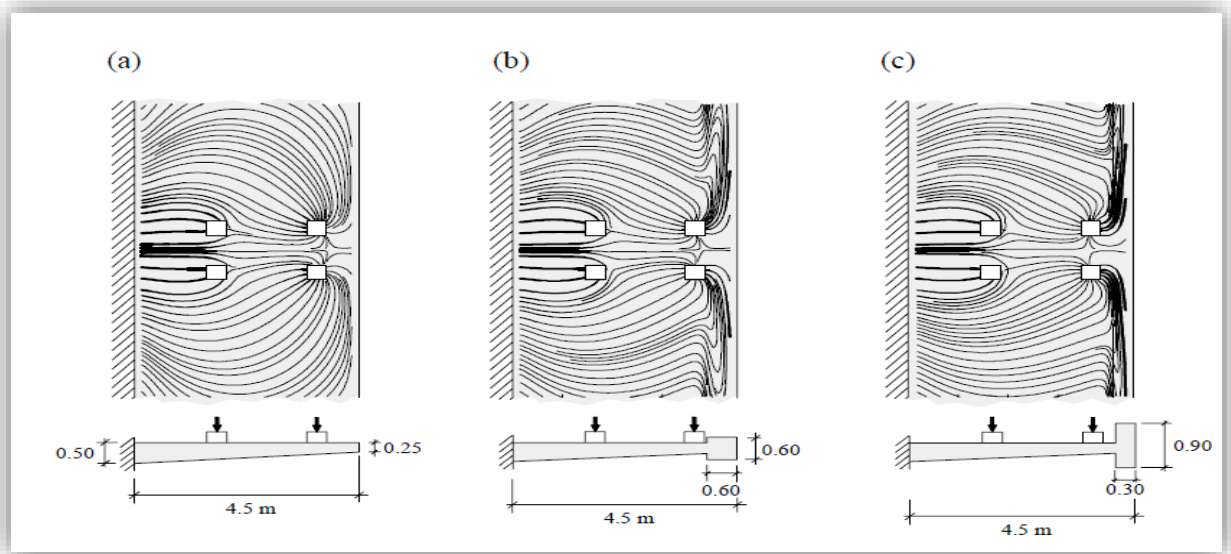


Figure II-19: Champs de cisailement dans les porte-à-faux des trois dalles de roulement

- ✚ (a) sans bordure.
- ✚ (b) avec bordure 0.60×0.60.
- ✚ (c) avec bordure 0.30×0.90.

II.5 DEFINITION :

II.5.1 Poutre en T :

Les poutres en retombée ou en T sont souvent utilisées dans les structures en béton armé.

Contrairement aux représentations et calculs anciens où, par exemple, une poutre en retombée était considérée comme un appui fixe et la réaction d'appui déterminée était appliquée à la structure filaire partielle avec une section de poutre en T, le logiciel de calcul aux éléments finis RFEM vous permet de considérer la structure comme un tout et donc d'obtenir des résultats plus précis. Les poutres T ont une largeur efficace, l'ES, qui compression dans un large faisceau de bride ou solives dans un système de dalle. [13]

Largeur participante d'une poutre en T :

$$b_{eff} = \sum_{k=0}^n b_{eff, i} + b_{w \leq b} .$$

Avec :

$$b_{eff, i} = 0.2b_i + 0.1l_o \leq 0.2l_o . \quad b_{eff, i} \leq b_i$$

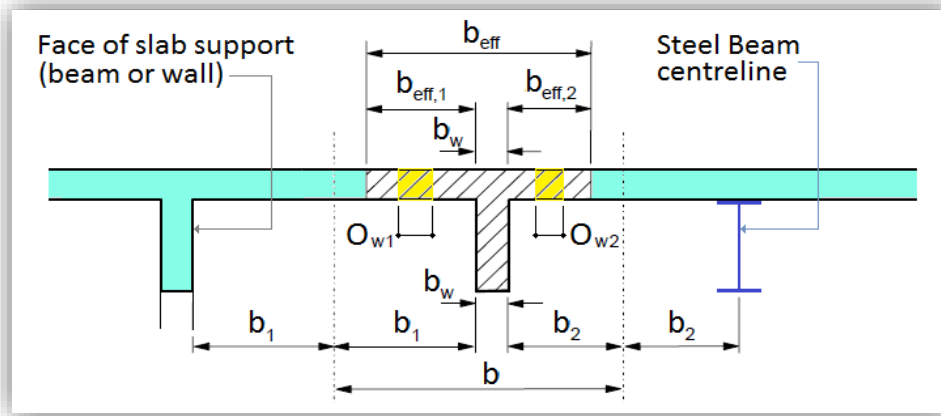


Figure II-20: poutre en T

b_{eff} : largeur effective

$\left[\frac{L}{4}, s \right]$ = min ($L/4, s$), pour un faisceau intérieur

$\left[\frac{L}{8} + \text{distance entre l'axe du faisceau et le bord de la dalle}, \frac{s}{2} + \text{du Faisceau Ligne centrale au bord de la dalle} \right]$ Pour un faisceau extérieur

Organigramme pour déterminer la résistance en flexion des en T. [13]

II.5.2 La largeur effective est la largeur réelle :

II.5.2.1 La largeur effective :

La largeur pour le calcul de la résistance, La définition d'une telle « largeur effective » peut être considérée comme le tout premier problème dans l'analyse des membres composites dans les valeurs de $b_{eff, i}$ doivent être inférieures à la moitié de la distance entre le centre est les lignes des poutres adjacentes ou la distance au bord libre de la dalle. [10]

II.5.2.2 La largeur réelle :

Largeur pour le calcul des charges.

III - Application Numérique

III.1 Présentation du logiciel ADINA :

ADINA est un logiciel de simulation d'ingénierie commerciale qui est développé et distribué dans le monde entier par ADINA R et D, Inc.

La société a été fondée en 1986 par le Dr Klaus-Jürgen Bethe, et a son siège social à Watertown, Massachusetts, États-Unis.

ADINA est utilisé dans l'industrie et le milieu universitaire pour résoudre les problèmes Structurels, fluides, de transfert de chaleur et électromagnétiques.

ADINA peut également être Utilisé pour résoudre des problèmes multi physiques, y compris les interactions fluide-structure et les problèmes thermomécaniques.

Une partie du code d'analyse structurale non ligne elle d'ADINA est offerte sous le nom de module non lignera avancé NX Nastran, Sol 601/701.

ADINA 900 Nœuds C'est la version ouverte et éducationnelle du logiciel ADINA dont le nombre des nœuds est limité à 900 nœuds. [16]

III.2 Modélisation du béton dans ADINA :

Le béton est un matériau très important et présent tout autour de nous, dans les ponts en béton, Les barrages, les bâtiments, etc.

Il est donc important de pouvoir modéliser un matériau en béton de manière adéquate dans les analyses par éléments finis.

Cependant, le béton est un matériau des plus complexes à modéliser en analyse.

De nombreux Efforts de recherche ont été menés sur la compréhension du comportement du béton et de Nombreux articles ont été publiés sur la modélisation du béton pour des simulations numériques.

Soumis à de très faibles contraintes, le matériau se comporte linéairement, et élastiquement, Mais au-delà de certaines valeurs seuils, on observe une fissuration en traction, avec par la suit un adoucissement en tension, un écrasement en compression, et le tout de manière très non linéaire.

Ce comportement complexe du béton doit être représenté dans des analyses non Linéaires générales, par exemple pour des structures sous charge sismique, ou en conditions Accidentelles.

Pour capturer ce comportement à des fins d'analyse, une représentation microstructurale montre le plus de potentiel, mais une telle modélisation du béton n'est toujours pas possible pour les analyses structurelles à grande échelle.

D'où, En plus d'avoir un modèle qui représente le comportement du matériau de manière adéquate, les procédures d'éléments finis pour analyser les structures en béton doivent être fiables et efficaces.

Étant donné que la réponse de la solution peut être hautement non linéaire, les schémas itératifs utilisés dans les solutions dynamiques statiques et implicites doivent converger lors de la fissuration, de l'écrasement et de l'adoucissement d'un modèle d'éléments finis.

Il n'y a probablement pas de modèle de matériau concret unique actuellement disponible qui puisse être universellement appliqué, efficacement dans la pratique, pour modéliser n'importe quel matériau en béton et dans toutes les conditions de chargement (à savoir les conditions statiques, dynamiques lentes et dynamiques rapides).

La microstructure des matériaux en béton est trop complexe. Par conséquent, jusqu'à ce qu'un tel modèle soit disponible et que les Programmes d'éléments finis puissent l'utiliser efficacement dans des analyses pratiques à Grande échelle, il convient d'offrir un certain nombre de modèles concrets dans un environnement informatique.

Un modèle de matériau de béton puissant est disponible dans ADINA depuis de nombreuses Années et a été largement utilisé dans de nombreuses applications.

Cependant, comme mentionné, le béton étant un matériau complexe, d'autres modèles sont nécessaires.

En particulier, des modèles simples qui capturent cependant les caractéristiques majeures du comportement du béton pour certaines analyses sont très souhaitables.

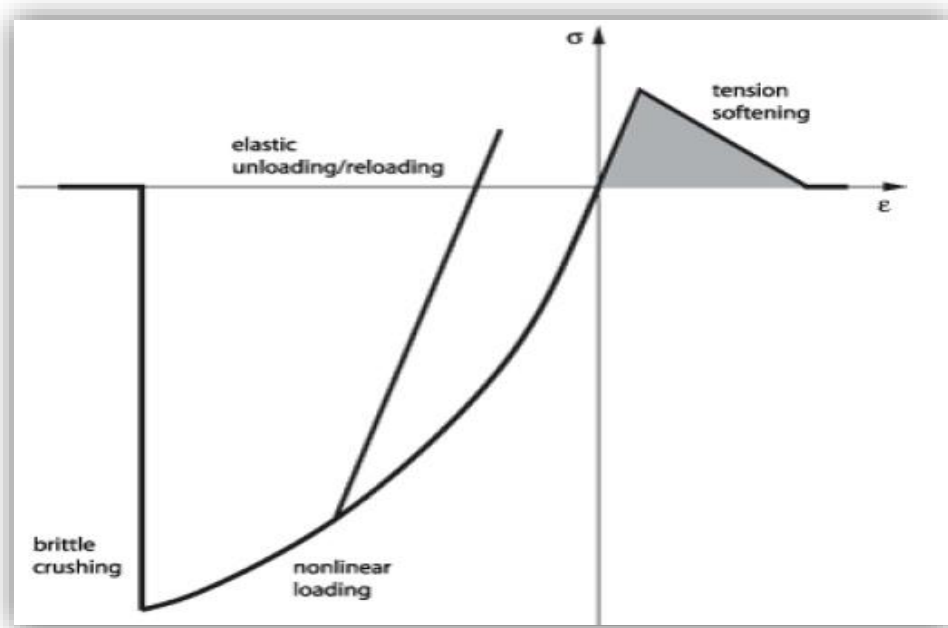
Le modèle de béton ADINA supplémentaire maintenant disponible est un tel modèle, en effet, un seul paramètre de matériau doit être entré- la résistance à la compression unie axiale. [14]

Le modèle est basé sur les travaux décrits dans les références [14] et [17].

Les principales Caractéristiques du modèle sont données par des données expérimentales qui suggèrent :

- ✚ Le comportement du matériau en compression est non linéaire jusqu'à un point limite suivi d'un comportement fragile post-pic, qui se caractérise par une perte complète et immédiate de la capacité de charge après que la résistance ultime est atteinte. [17]
- ✚ Le matériau ne peut pas être considéré comme un continuum au-delà de son niveau de charge de pointe [17]
- ✚ Les processus de microfissuration définissent le comportement en compression du béton Jusqu'à la rupture tandis que la macro craquage décrit les processus de fracture se produisant Lors de la rupture.

- ✚ La rupture peut être capturée dans l'espace de contrainte via une surface de rupture Tridimensionnelle [17]
- ✚ Toutes les constantes de matériau peuvent être liées à la résistance à la compression uni axiale d'une éprouvette cylindrique Compte tenu des résultats des tests et des travaux analytiques, le modèle de béton supplémentaire ADINA est basé sur. [17]
- ✚ Une loi de contrainte-déformation non linéaire expérimentalement basée sur le comportement en compression et en traction comme le montre la figure 4.1, [17]



FigureIII-1 : Comportement contrainte-déformation du modèle de matériau béton

III.3 Fonctionnement d'ADINA :

Le continuum et les éléments structurels suivants sont disponibles dans ADINA pour la modélisation du béton armé :

III.3.1 Éléments solides bidimensionnels :

Ces éléments finis iso paramétriques basés sur le déplacement peuvent être formulés comme suit : Contrainte plane, déformation plane, axisymétrique, déformation plane généralisée et contrainte plane 3D (membrane).

Certains éléments solides 2D typiques peuvent être vus dans la figure ci-dessous [15]

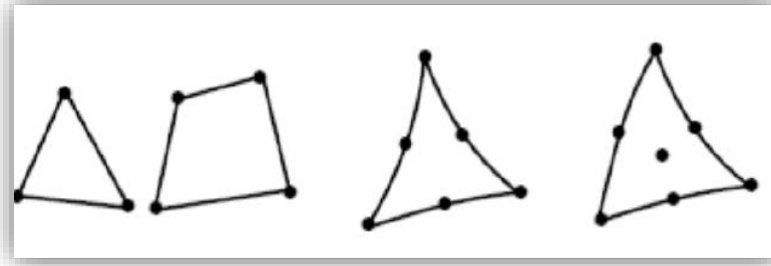


Figure III-2 : Quelques éléments solides ADINA 2D

III.3.2 Éléments solides tridimensionnels :

L'analyse 3D générale peut être effectuée à l'aide d'une variété d'éléments finis 3D iso paramétriques basés sur le déplacement allant de quatre à 27 nœuds.

L'élément à 8 nœuds à la fonction de mode incompatible.

De plus, des éléments dégénérés sont formés en attribuant le même nœud global aux nœuds d'éléments locaux situés le long du même côté ou sur la même face. [15]

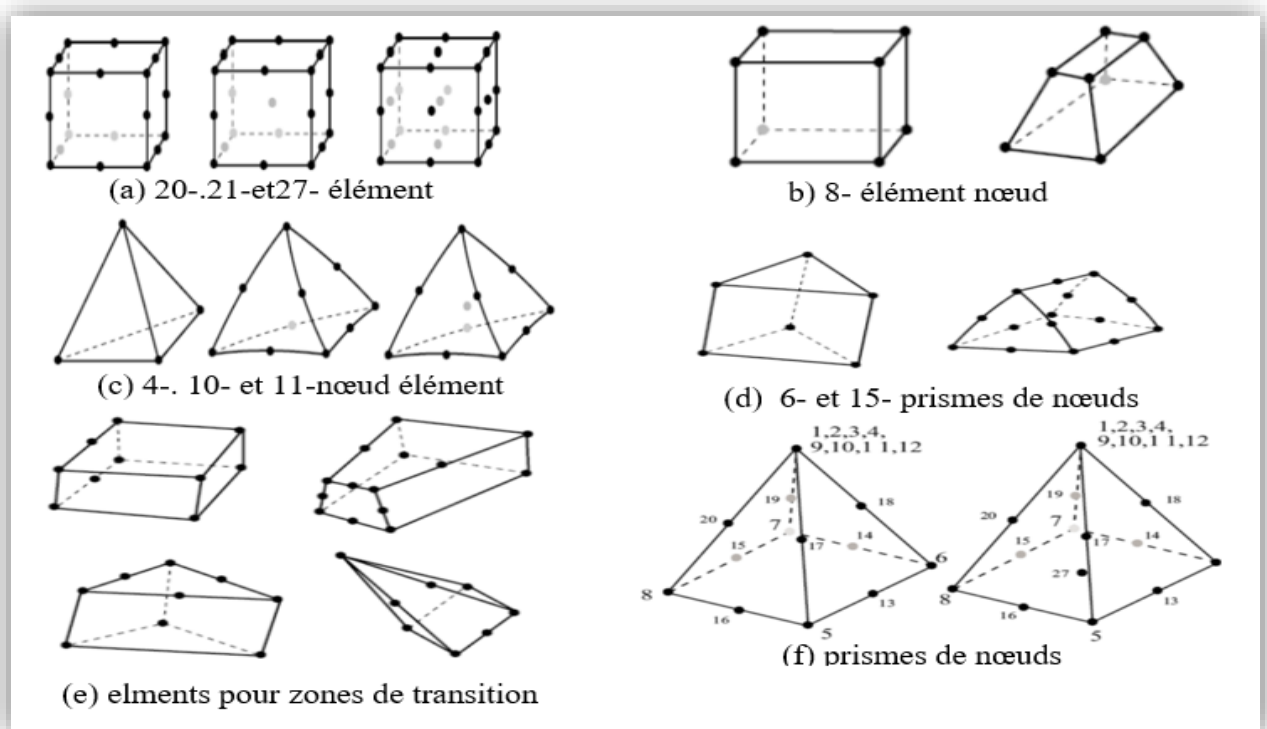


Figure III-3 : Quelques éléments solides 3D ADINA

III.3.3 Éléments de poutre :

Les éléments de poutre disponibles sont des éléments hermitiens à 2 nœuds qui peuvent modéliser les déplacements transversaux, longitudinaux et de torsion.

La formulation de ces éléments est basée sur la théorie des poutres de Bernoulli-Euler, bien que la déformation par cisaillement puisse être modélisée si nécessaire.

La géométrie et les déplacements sont visibles sur la figure ci-dessous.

Les éléments de poutre disponibles sont Linéaires les déplacements, les rotations et les déformations sont infiniment petites.

Élément de poutre élastique à grand déplacement de grands déplacements et rotations peuvent se produire, cependant les déformations sont faibles ; Élément de poutre élasto-plastique non linéaire modélise les non-linéarités des matériaux et élément de poutre moment-courbure le comportement est défini par les relations entre le moment de flexion et la courbure et entre le moment de torsion et l'angle de torsion. [14]

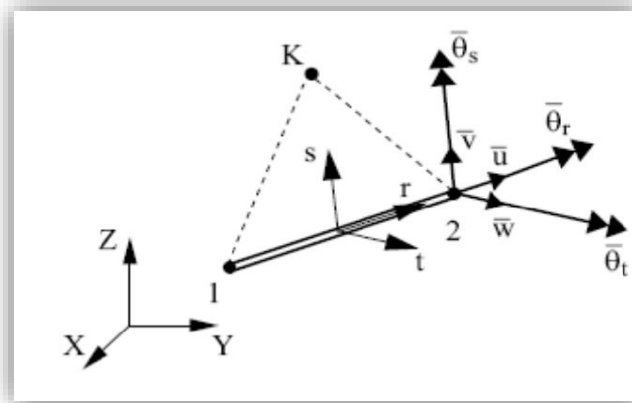


Figure III-4 : Éléments de poutres hermitiennes ADINA à 2 nœuds

De plus, des éléments iso-poutres et des éléments de coque axisymétriques sont disponibles et peuvent être utilisés comme poutre 2D à contrainte plane, poutre 2D à déformation plane, coque axisymétrique et formes générales de poutre 3-D.

La formulation d'élément de coque axisymétrique est essentiellement un élément de poutre 2D qui comprend des composants de contrainte déformation de cercle axisymétriques. [14]

✚ Éléments de plaque :

Les plaques minces et les coques peuvent être modélisées avec l'élément triangulaire plat à 3 nœuds, six degrés de liberté par nœud, illustré à la figure ci-dessous. L'élément comprend la flexion (Kirchhoff discrète) et la contrainte membrane.

Le Déformation de cisaillement ne peut pas être modélisée [14]

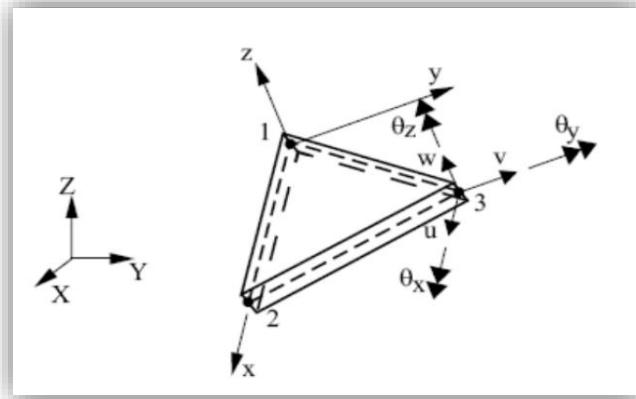


Figure III-5 : Plaque (élément de coque) ADINA

✚ Éléments de coque :

Cet élément de coque iso paramétrique de 4 à 32 nœuds est traité comme un élément de continuum 3D qui comprend la théorie des poutres de Timoshenko et les hypothèses de la théorie des plaques de Reissner / Mindlin « Particules de matériau qui se trouvent à l'origine sur une ligne droite 'normale' à la surface médiane de la structure reste sur cette droite pendant les déformations » et que « la normale à la surface médiane de la structure est nulle ». La figure ci-contre montre certains des éléments de coque disponibles. De plus, des éléments de coque composites peuvent être formulés de telle sorte que chaque couche puisse avoir un modèle de matériau différent. [14]

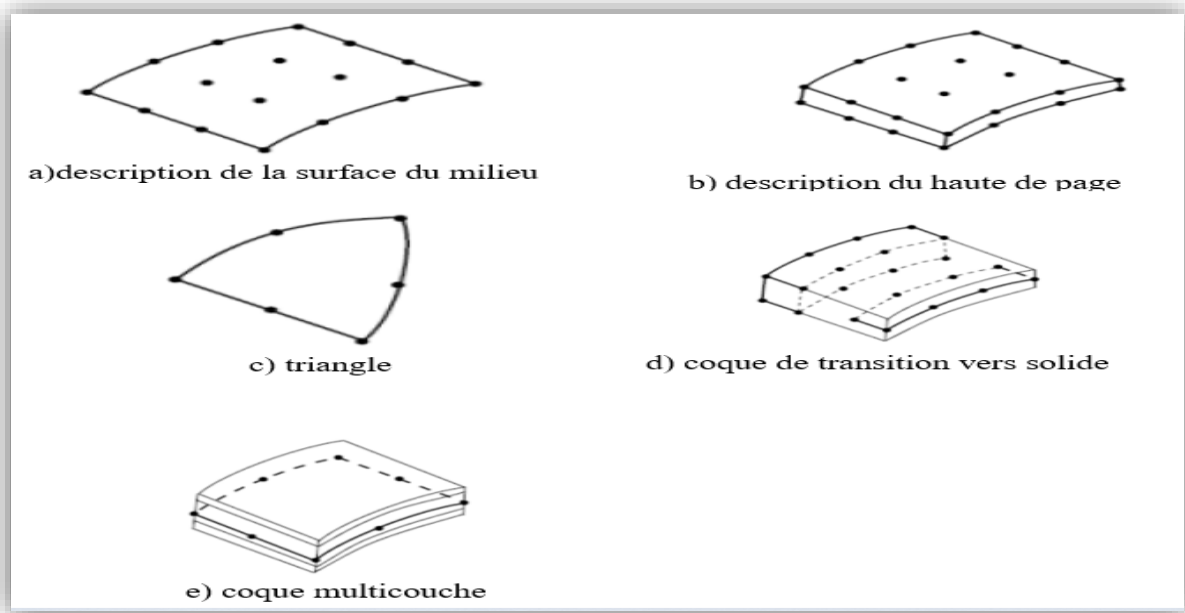


Figure III-6 : Quelques éléments de coque ADINA

III.4 Modélisation par ADINA :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, comme application numérique, nous avons modélisé une dalle ayant 10 m de long 3 m de largeur et 0.35 m d'épaisseur.

Afin de pouvoir l'étudier comme un porte-à-faux, l'encastrement a été appliqué sur sa longueur. Ce porte-à-faux n'est pas raidi à son extrémité libre Le béton utilisé dans le modèle est de 35 MPa de résistance en compression, comme montré dans la Figure

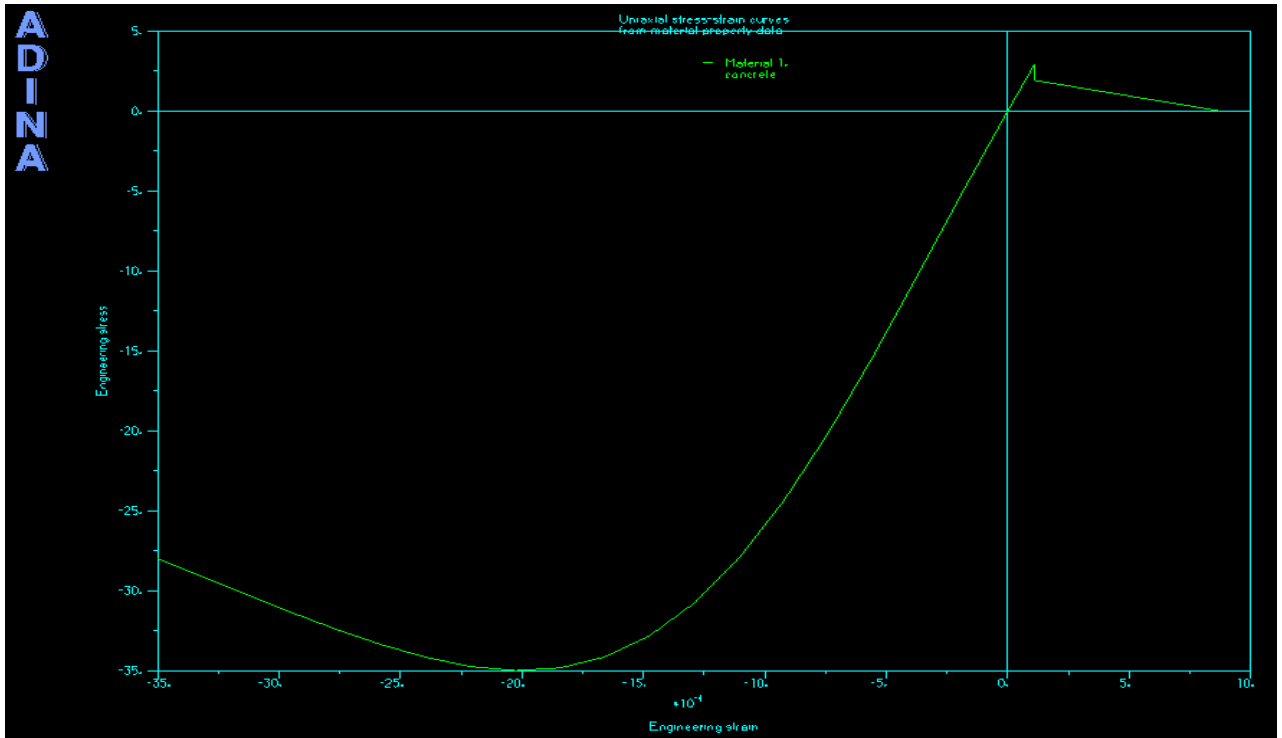


Figure III-7 : diagramme de comportement compression-déformation de béton

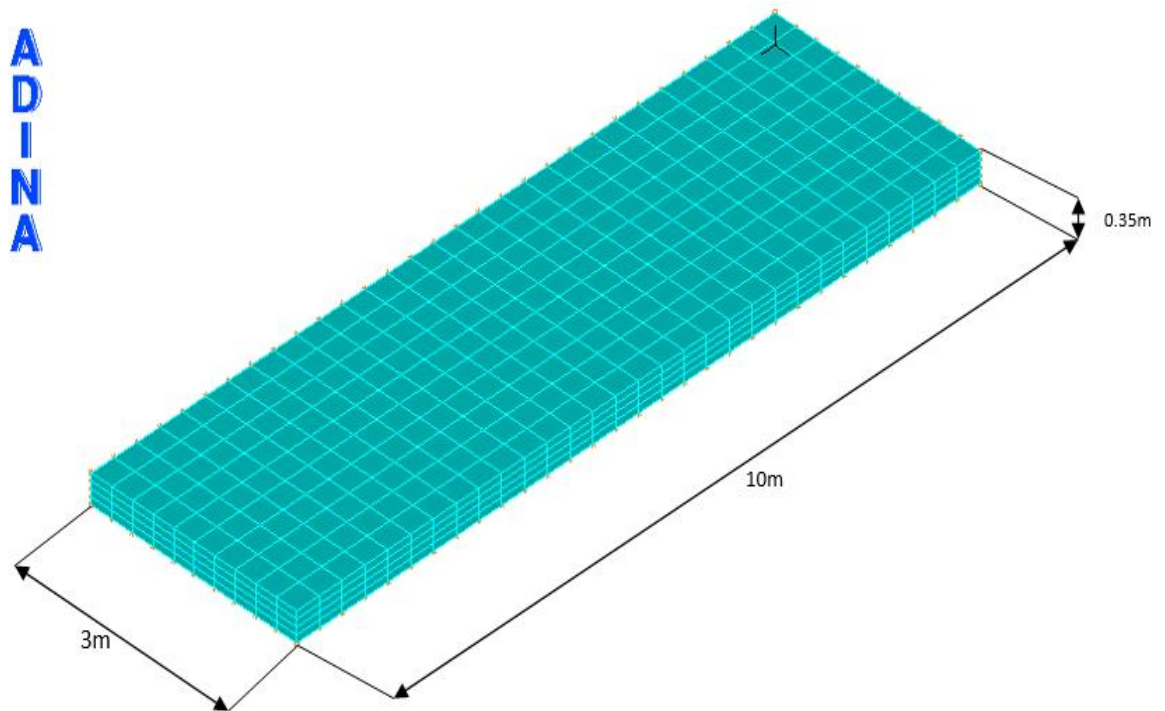


Figure III-8 : dimensionnement de dalle porte-à-faux

III.4.1 Modèle du 1^{er} cas

Dans ce premier cas, la charge ponctuelle est appliquée à 1 m de l'encastrement du porte-à-faux

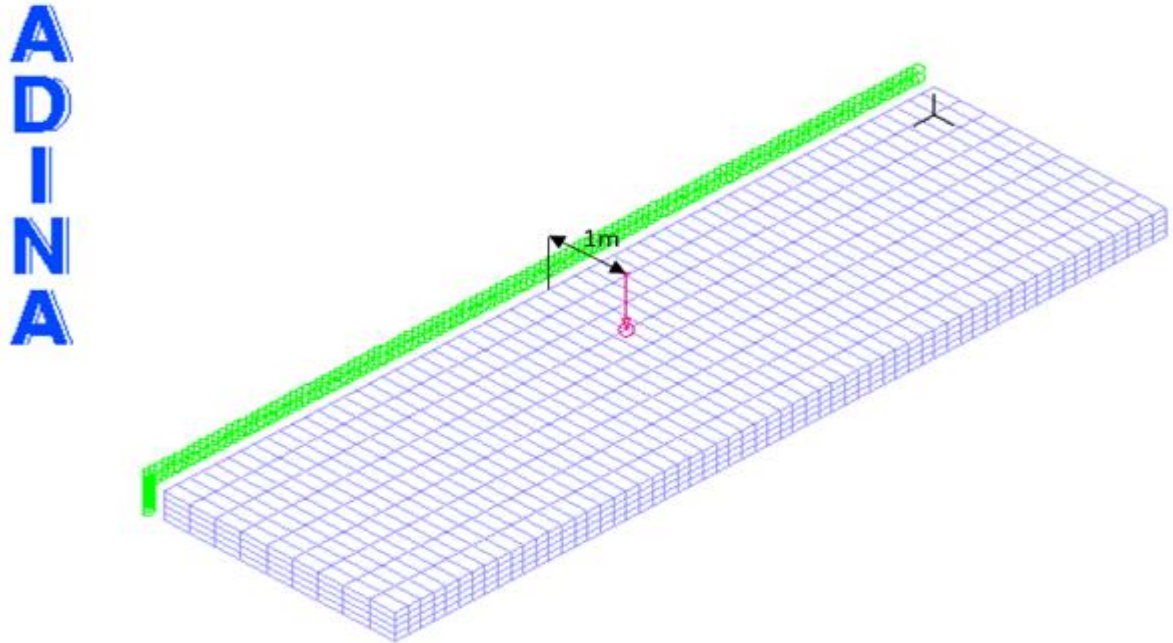


Figure III-9 : dalle en porte-à-faux soumis à une charge concentré appliqué à 1 m de l'encastrement

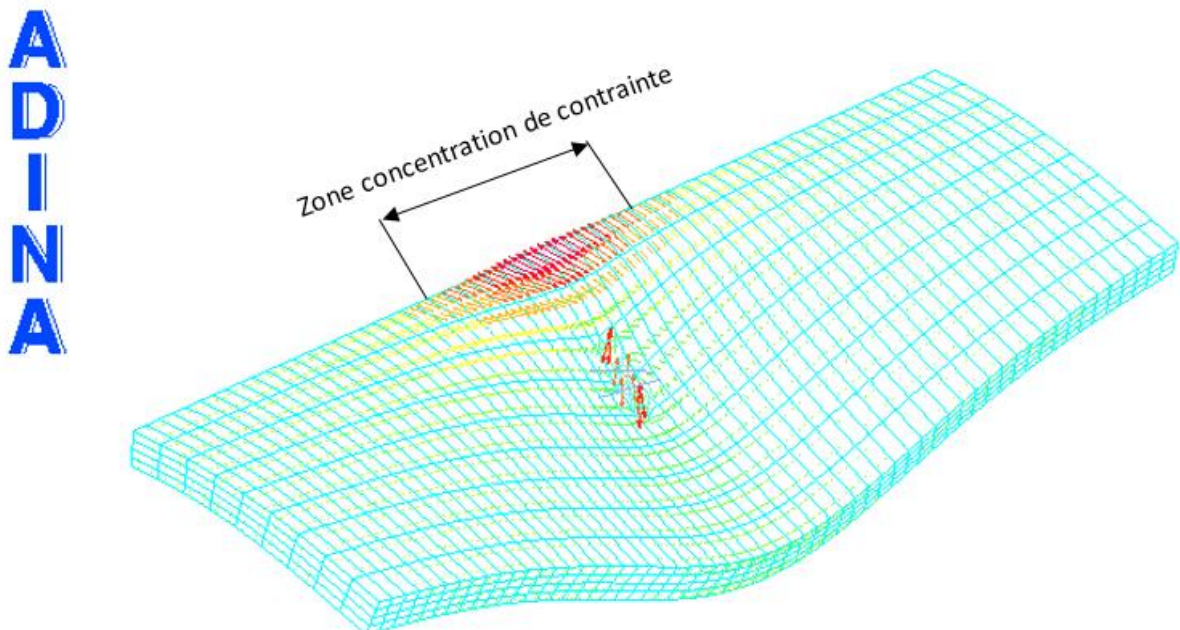


Figure III-10 : Distribution des contraintes à l'encastrement déformation de la dalle en porte-à-faux

Selon la Figure, l'application de la charge à 1 m de l'encastrement à un effet sur une largeur égale à 1.9m. Par conséquent, on peut déduire que la largeur effective pour ce cas est de 2m.

III.4.2 Modelé du 2eme cas :

Dans ce deuxième cas, la charge ponctuelle est appliquée à 2 m de l'encastrement du porte-à-faux

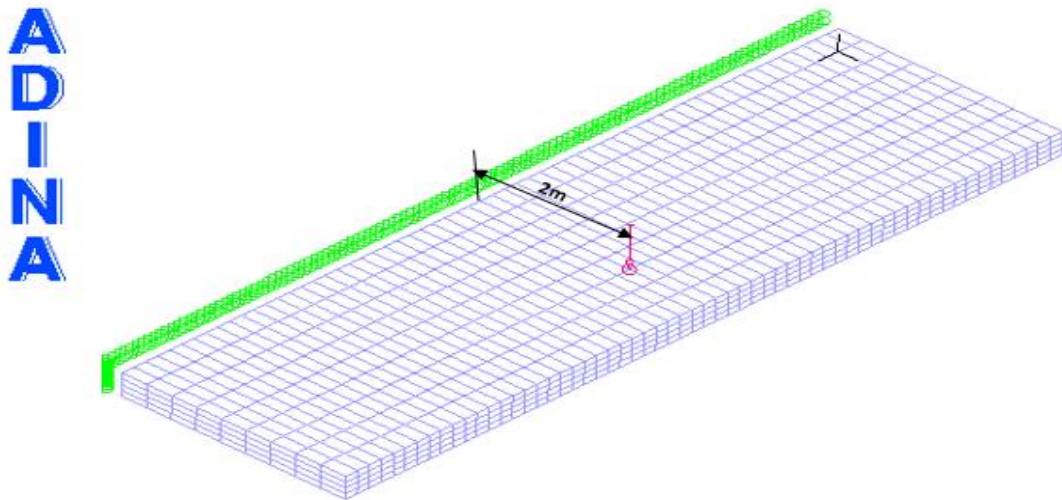


Figure III-11 : dalle porte- à- faux soumis à une charge concentre

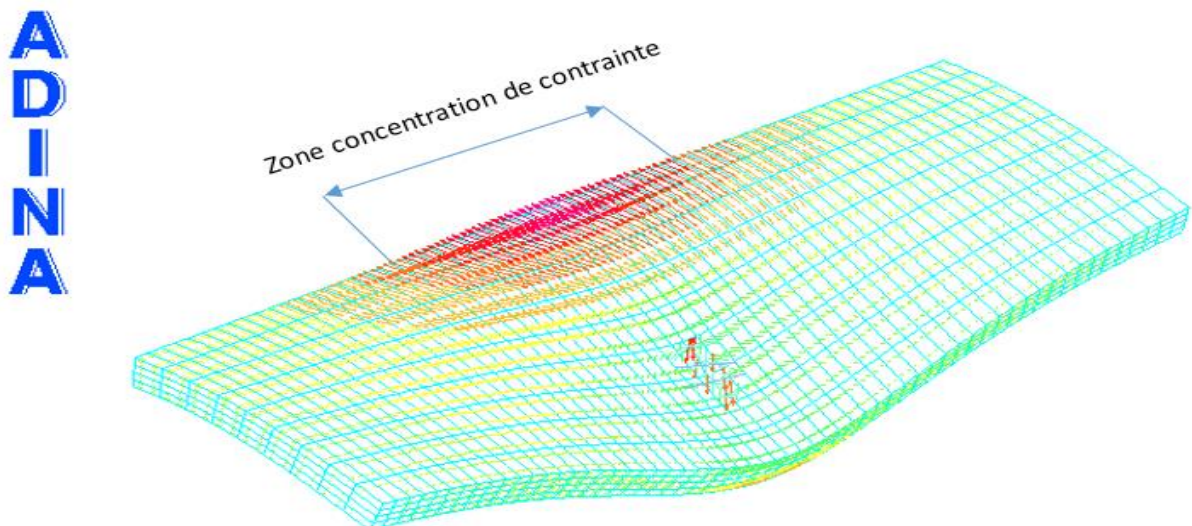


Figure III-12 : déformation d'une dalle porte- à- faux

Selon la Figure, l'application de la charge à 2 m de l'encastrement à un effet sur une largeur égale à 4.1m. Par conséquent, on peut déduire que la largeur effective pour ce cas est de 4m.

III.4.3 Module 3eme cas :

Dans ce troisième cas, la charge ponctuelle est appliquée à 3 m de l'encastrement du porte-à-faux

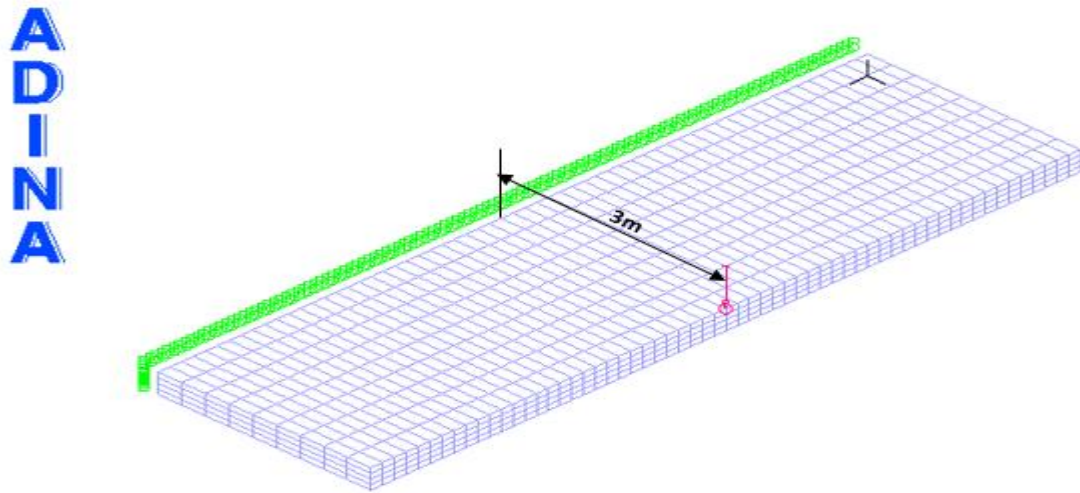


Figure III-13 : dalle porte- à- faux soumis à une charge concentre

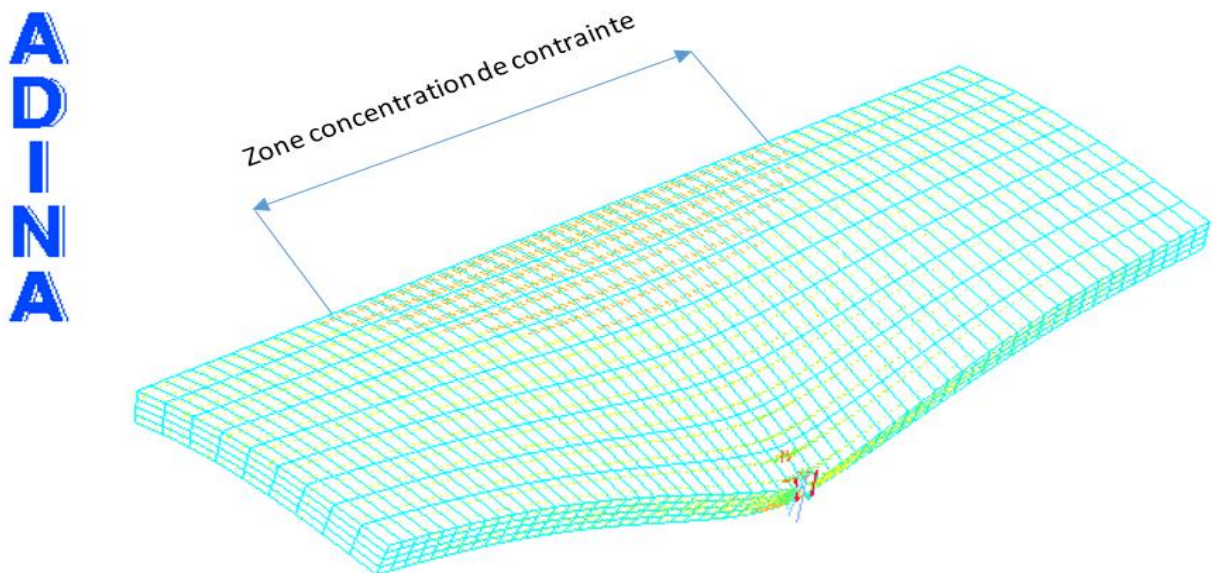


Figure III-14 : déformation d'une dalle porte- à- faux

Selon la Figure, l'application de la charge à 3 m de l'encastrement à un effet sur une largeur égale à 6.6m. Par conséquent, on peut déduire que la largeur effective pour ce cas est de 6 m.

III.5 Discussion et analyse des résultats :

Selon les trois cas étudiés, on constate que le largueur qui englobe environ 80% des efforts internes au niveau de l'encastrement dû à une charge constante appliquée sur le porte-à-faux augmente avec l'éloignement de la position d'application de cette charge. La largeur est de 2m, 4m et 6m quand la charge est appliquée à 1 m, 2 m et 3 m successivement de l'encastrement.

Par conséquent, pour calculer la largeur effective au niveau de l'encastrement d'un porte-à-faux non raidie à son extrémité libre, on peut directement multiplier la distance entre la position d'application de la charge concentrée et l'encastrement par 2.

La valeur de de multiplication de 2 donnée déduite précédemment, signifie que la distribution des efforts internes (moment, effort tranchant et réaction) à l'encastrement se fait selon un angle égale **45** degrés de part et d'autre de l'axe perpendiculaire à cet encastrement qui passe par le point d'application de la charge.

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre formation universitaire, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans le calcul de la largeur effective.

La recherches bibliographiques nous a permis de bien cerner la notion de la largeur effective d'une dalle en béton et ce selon les différents codes et manuels de calcul de structures à travers le monde. Le travail numérique réalisé à l'aide du logiciel d'éléments finis ADINA 900 neouds pour simuler le comportement d'une dalle en béton en porte-à-faux, nous a permis d'avoir des résultats fiables comparables à des résultats issus de travail expérimental. Par conséquent, La modélisation par éléments finis représente une alternatives au travail dans les laboratoires qui est généralement long, couteux et parfois non sécuritaire.

Pour déterminer numérique la largeur effective d'une dalle en porte-à-faux, nous avons modélisé une dalle en béton, non raidié à son extrémité libre, ayant 10 m de long, 3 m de largeur et 0.35 m d'épaisseur. Dans ce modèle, différents cas d'application d'une charge ponctuelle soumise à une distance de 1m, 2m et 3m de son encastrement.

Les modèles par éléments finis, nous ont permis de déduire qu'il faut multiplier par un coefficient de 2 la distance entre l'endroit de l'application de la charge et l'encastrement pour déterminer la largeur effective à cet encastrement.

Ce coefficient de multiplication coïncidé avec les valeurs données dans le code canadien CAN/CSA-S6.

Le sujet de la largeur effective abordé et étudié dans le cadre de ce projet de fin d'étude, est un sujet très important par le fait qu'il n'existe pas de règles générales reconnues mondialement pour faire un calcul rapide de la largeur effective.

Il faut rappeler qu'une détermination exacte de cette largeur permis un gain économique important. De plus, ceci permis à un concepteur de structure en béton de déterminer d'une manière efficace et sécuritaire.

Finalement, l'étude de la largeur effective ne peut être complète s'on ne s'intéresse pas aux différents paramètres qui affectent cette largeur.

Parmi ces paramètres, on peut noter le taux d'armature dans les lits inférieurs et supérieurs, l'épaisseur de la dalle, les différentes conditions aux limites la résistance du béton.

Ces paramètres peuvent être étudiés dans le cadre d'un sujet de doctorat

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- [1] TOUZOUT, Mohamed Amine (2017) La conception optimale des structures en coques. Doctoral thesis, Universities Mohamed Khider - Biskra.
<http://thesis.univ-biskra.dz>
- [2] <https://www.statcan.gc.ca/fra/debut>
- [3] Universitaire Abdou bekr belkaib de Tlemcen faculté de technologie département Architecture mémoire master en architecture
<https://www.frisomat.fr/quest-ce-quun-batiment-industriel>
- [4] livre projet et construction des ponts
- [5] <http://coursexosup.blogspot.com>
- [6] <http://www.diccionariodelaconstruccion.com>
- [7] www.univ-chelf.dz
- [8] AASHTO LRFD Bridge Customary U.S. Unités • 2012
American Association of State highway and Transportation Official.
- [9] EUROCODES Centre Génie Civil INSA - Université Paul Sabatier - Toulouse –
France 135, Avenue de Ranguel 31077 Toulouse Cedex 4 France
- [10] CAN/CSA-S6-06 Norme nationale du Canada Association canadienne de
Normalisation
- [11] Handbook of structural engineering Boca Raton: CRC Press LLC, 1999Ed.
Chen Wai-Fah
- [12] Article 2 (Fernandez) Design and vérification of bridge Deck slabs for highway
bridges Septembre 2009 Projet de recherche AGB 2002/028 sur demande du
Groupe de travail Recherche en matière de ponts (AGB)
- [13] <https://www.dlubal.com/>
- [14] KJ Bathe, J. Walczak, A. Welch et N. Mistry, "Analyse non linéaire des
Structures en béton », Ordinateurs et structures, 32 (3/4): 563-590, 1989.
- [15] MD Kosovo et KV Spiliopoulos, "Modélisation de la fermeture de fissures pour
L'analyse par éléments finis du béton structural", Ordinateurs et structures, 69 :
383 398, 1998
- [16] Guide Théorie et Modélisation Volume 1 : Solides et Structures ADINA.
ADINAR & D, Inc. 4. Octobre 2005
- [17] Manuel de l'utilisateur ABAQUS Analyses. ABAQUS version 6.6. ABAQUS,
Inc. 2006.
- [18] MD Kotsovos et MNPavlović, Béton structurel : analyse par éléments finis pour
la Conception

Bibliographie