

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

Étude d'un pont cadre en béton armé à deux
cellules sur la liaison RN4-périphérique sud de
Chlef au pk=0+230,81

Proposé par :

S.A.E.T.I.

Encadré par:

Mr. SADOUNI Ahmed Amine

Présenté par :

Mr. AREZKI Mohand

Mr. BOUAKLINE Nabil

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

*Avant tout, on remercie le bon 'DIEU'
qui nous a donné le courage et la volonté d'aller jusqu'au
bout.*

*Ce mémoire doit beaucoup aux nombreuses personnes qui ont eu la
gentillesse de nous recevoir, de nous communiquer leurs
connaissances et de nous faire partager leur sensibilité, qu'ils
soient tous ici chaleureusement remerciés.*

*Nous exprimons notre grande reconnaissance à notre encadreur
Mr. SADOUNI AHMED AMINE pour sa générosité, ses
orientations bénéfiques et indispensables ;*

*Nous profitons de cette occasion pour exprimer notre profonde
gratitude et nos remerciements :*

*À tous les enseignants, de l'étape primaire à celle de
l'enseignement supérieur ;*

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à
l'élaboration de ce modeste travail, sans oublier les bibliothécaires
de l'ENSTP.*

DÉDICACE



Avant tout, je remercie 'DIEU' ﷻ
de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser
ce modeste travail ; que je dédie :

■ À la mémoire de ma cousine Dr. HODA et mon cher ami
DEMMOUCHE ABDENOUR, prient le Tout-Puissant de
les accueillir en son vaste paradis ;

■ À ceux que j'aime :

Ma mère et mon père ; ma grand-mère et mon grand-père sans eux
je n'aurai pas abouti à ce stade d'étude, que Dieu m'aide à les
honorer, les servir et les combler.

■ À ceux que j'aime et que j'adore :

Mes sœurs Zahra et Faroudja d'où je m'inspire le courage ;
Mes frères Mazighe, Walid, les deux jumeau Islam et Oussama.

■ À mes oncles et tantes, mes cousins et cousines et à toute la
famille BOUAKLINE.

■ À mon binôme Mohand et toute sa famille ;

■ À mon encadreur M. S. Ahmed Amine ;

■ À mon cher ami H. Yacine pour son aide précieuse ;

■ À tous mes amis, en particulier Salim, Rafik, Ferhat, Djilali,
Djamel, Omar, Sofiane, Douadi, Azzedin, Billal, Cherif,
Addelghani et les membres de C2

■ À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la
réalisation de ce mémoire.

■ Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

■ À vous...

Merci



Nabil



100%





DÉDICACE

*Avant tout, je remercie DIEU ﷻ
de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser
ce modeste travail ; que je dédie :*

*À la mémoire de mon Grand-père,
Prient le Tout-Puissant de l'accueillir en son vaste paradis ;*

*À Ma mère, mon père et ma grand-mère ;
Sans eux je n'aurai pas abouti à ce stade d'étude, que Dieu m'aide à
les honorer, les servir et les combler.*

*À mes chères sœurs Kamilia et Thilleli ;
Et mon adorable petit frère Arezki².*

*À mes oncles et tantes ; cousins et cousines
(Jugurtha, Krimo, Ramdane et Mehrez et...)
et a toute la famille AREZKI.*

*À mes très chers amis TPB particulièrement
Lyes IMINE Le Rebelle, Houcine, Tarik et Ahmed.*

À mes très chers amis de ENSTP ; Abd-Elghani ; Douadi ; Cherif...

*Et en particulier les membres
de C6 { Nabil ; Omar ; Sofiane ; Djamal et Billal }.
Sans oublier mon cher ami C.Tarik et les membres de C2 en général.*

&

Mon cher ami H. Yacine pour son aide précieuse.

À mon binôme Nabil et toute sa famille ;

À mon encadreur M. S. Ahmed Amine ;

*À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la
Réalisation de ce modeste mémoire.*

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.



لله الشكر

لله الشكر

SOMMAIRE

| | |
|--------------------------------------|----------|
| INTRODUCTION GENERALE : | 1 |
|--------------------------------------|----------|

Chapitre I : PRESENTATION DE PROJET.

| | |
|----------------------------------|----------|
| I.1) INTRODUCTION : | 2 |
|----------------------------------|----------|

| | |
|--|----------|
| I.2) Les données fonctionnelles : | 2 |
|--|----------|

| | |
|------------------------------|---|
| I.2.1) Tracé en plan : | 2 |
|------------------------------|---|

| | |
|-----------------------------|---|
| I.2.2) Profil en long:..... | 3 |
|-----------------------------|---|

| | |
|----------------------------------|---|
| I.2.3) Profils en travers: | 4 |
|----------------------------------|---|

| | |
|---|---|
| I.2.4) Hauteur libre et gabarit : | 5 |
|---|---|

| | |
|---|----------|
| I.3) Les données sismologiques : | 6 |
|---|----------|

| | |
|-------------------------|---|
| I.3.1) Objectif : | 6 |
|-------------------------|---|

| | |
|---|---|
| I.3.2) Classification des ponts : | 6 |
|---|---|

| | |
|---------------------------------|---|
| I.3.3) Actions sismiques :..... | 7 |
|---------------------------------|---|

Chapitre II : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.

| | |
|-------------------------------|----------|
| II.1) Le béton : | 9 |
|-------------------------------|----------|

| | |
|-------------------------------------|---|
| II.1.1) Résistance du béton : | 9 |
|-------------------------------------|---|

| | |
|---|---|
| II.1.2) Contraintes admissibles : | 9 |
|---|---|

| | |
|--|----|
| II.1.3) Déformation longitudinale du béton : | 10 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| II.1.4) Coefficient de poisson : | 10 |
|--|----|

| | |
|----------------------------|-----------|
| II.2) Aciers: | 11 |
|----------------------------|-----------|

| | |
|-------------------------------------|----|
| II.2.1) La limite élastique : | 11 |
|-------------------------------------|----|

| | |
|--|----|
| II.2.2) Module d'élasticité longitudinale de l'acier : | 11 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| II.2.3) Contrainte limite de traction : | 11 |
|---|----|

Chapitre III : CONCEPTION GENERALE.

| | |
|-----------------------------------|-----------|
| III.1)Introduction : | 12 |
|-----------------------------------|-----------|

| | |
|---|-----------|
| III.2)Variante N°01 : pont cadre en béton armé à deux cellules | 12 |
|---|-----------|

| | |
|--|-----------|
| III.3)Variante N°2 : pont aérien a poutres précontraintes | 13 |
|--|-----------|

| | |
|----------------------------------|----|
| III.4)Comparaison : | 14 |
| III.5)Choix de l'ouvrage : | 14 |

Chapitre IV : PREDIMENSIONNEMENT.

| | |
|--|----|
| IV.1)Introduction | 15 |
| IV.2)Epaisseur de la traverse supérieure | 15 |
| IV.3)Epaisseur du piédroit et de la traverse inferieur | 15 |
| IV.4)Goussets | 17 |

Chapitre V : CHARGES ET SURCHARGES.

| | |
|---|----|
| V.1) INTRODUCTION :..... | 19 |
| V.2) Charges exercées sur la dalle (traverse supérieure) :..... | 19 |
| V.2.1) Charges permanentes :..... | 19 |
| V.2.2) Surcharges ferroviaires :..... | 20 |
| A) Modèles des charges ferroviaires :..... | 20 |
| B) Chargements verticaux : | 21 |
| C) Transmission des charges aux structures :..... | 22 |
| D) Effets dynamiques : | 23 |
| E) Les forces horizontales : | 27 |
| V.2) Charges exercer sur le radier : | 28 |
| V.2.1) Définition des caractéristiques du radie : | 28 |
| V.2.2) Charges permanentes :..... | 28 |
| V.2.3) Surcharges d'exploitation :..... | 29 |

Chapitre VI : CALCUL DE SOLLICITATIONS.

| | |
|---|----|
| VI.1)CALCUL MANUEL : | 34 |
| VI.1.1)Description de l'ouvrage :..... | 34 |
| VI.1.2)Schéma statique de l'ouvrage :..... | 34 |
| VI.1.3)Méthode de calcul :..... | 35 |
| VI.1.4)Calcul des sollicitations : | 35 |
| A) Charges permanentes : | 35 |
| B) Charges ferroviaires : (chargement de la traverse supérieure) :..... | 38 |

| | |
|---|-----------|
| C) Charges routières : (chargement de la traverse inférieure) | 47 |
| VI.1.5) Récapitulatif des sollicitations : | 55 |
| VI.1.6) Combinaisons d'actions : | 56 |
| A) Combinaisons à l'ELU : | 56 |
| B) Combinaisons à l'ELS : | 56 |
| VI.2) CALCUL AUTOMATIQUE : | 57 |
| VI.2.1) Introduction : | 57 |
| VI.2.2) Description générale du programme Robot : | 57 |
| VI.2.3) Méthode de calcul : | 57 |
| VI.2.4) Modélisation de l'ouvrage : | 57 |
| A) Chargement : | 58 |
| B) Combinaisons de charge : | 62 |
| C) Résultats : | 63 |

Chapitre VII : FERRAILLAGE.

| | |
|--|-----------|
| VII.1) FERRAILLAGE MANUEL : | 67 |
| VII.1.1) Ferrailage de la traverse supérieure (Dalle) : | 67 |
| A) Nappe inférieure d'armatures : | 67 |
| B) Nappe supérieure d'armatures : | 68 |
| C) Choix des armatures : | 69 |
| D) Condition de non fragilité : | 69 |
| E) Vérification de contraintes à l'ELS: | 69 |
| F) Effort tranchant : | 71 |
| VII.1.2) Ferrailage de la traverse inférieure (radier) : | 72 |
| A) La section d'acier à l'ELU: | 72 |
| B) Vérification de contraintes à l'ELS: | 73 |
| C) Les sections retenues : | 74 |
| VII.1.3) Ferrailage des piédroits : | 75 |
| A) Ferrailage du piédroit latéral : | 75 |
| B) Ferrailage du piédroit intermédiaire : | 79 |
| VII.1.4) Ferrailage des détails : | 84 |

| | |
|---|-----------|
| A) Dalle de transition : | 84 |
| B) Corbeau : | 86 |
| VII.2) FERRAILLAGE AUTOMATIQUE : | 88 |
| VII.2.1) Ferrailage de la dalle : | 88 |
| A) Hypothèses: | 88 |
| B) Section: | 88 |
| C) Moments appliqués: | 88 |
| D) Résultats: | 88 |
| E) Expertise de Section en Flexion Simple | 89 |
| VII.2.2) Ferrailage de radier : | 91 |
| A) Hypothèses: | 91 |
| B) Section: | 91 |
| C) Moments appliqués: | 91 |
| D) Résultats: | 91 |
| E) Expertise de Section en Flexion Simple | 92 |
| VII.2.3) Ferrailage de piedroit latéral : | 94 |
| A) Hypothèses: | 94 |
| B) Section: | 94 |
| C) Efforts appliqués: | 94 |
| D) Résultats: | 94 |
| E) Expertise de Section en Flexion Composée | 95 |
| VII.2.4) Ferrailage de piedroit intermédiaire : | 97 |
| A) Hypothèses: | 97 |
| B) Section: | 97 |
| C) Efforts appliqués: | 97 |
| D) Résultats: | 97 |
| E) Expertise de Section en Flexion Composée | 98 |

Chapitre VIII : ANALYSE SISMIQUE.

| | |
|--|------------|
| VIII.1) Introduction : | 100 |
| VIII.2) Coefficients sismiques : | 100 |
| VIII.3) Combinaisons et vérifications : | 100 |

| | |
|--|------------|
| VIII.3.1)Combinaisons :..... | 100 |
| VIII.3.2)Vérifications :..... | 101 |
| VIII.4)Sollicitations dues au séisme : | 101 |
| VIII.4.1)Sollicitation verticale :..... | 101 |
| VIII.4.2)Sollicitations horizontales : | 102 |
| VIII.5)Modélisation de l'action du séisme : | 104 |
| VIII.6)Sollicitations :..... | 104 |
| VIII.6.1)Charges sismiques :..... | 105 |
| VIII.6.2)Combinaison : | 105 |
| VIII.6.3)Résultats :..... | 105 |

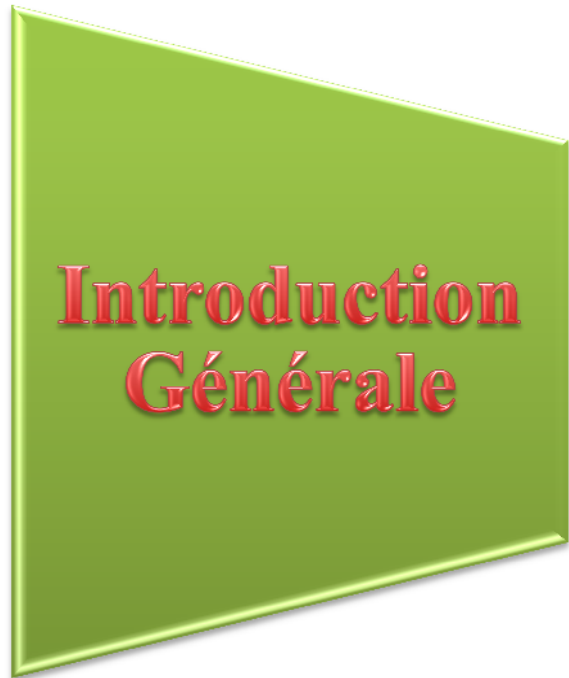
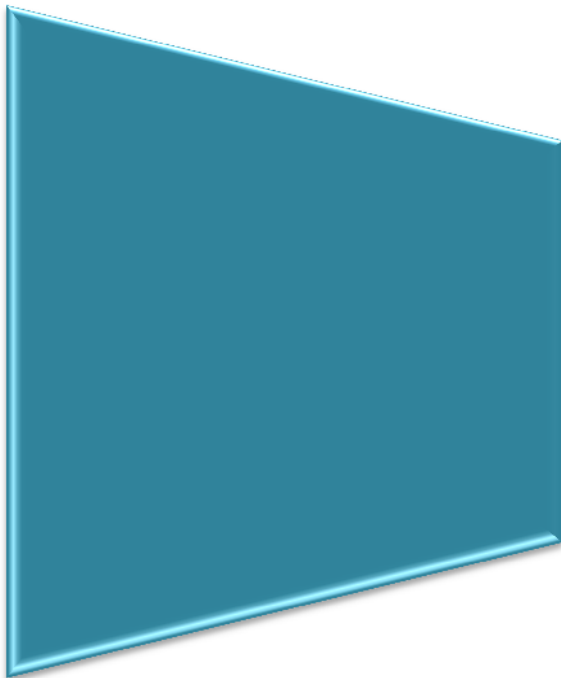
Chapitre IX : MURS EN AILE.

| | |
|---|------------|
| IX.1)Murs en aile : | 106 |
| IX.2)Jonction murs en aile-piédroit : | 107 |
| IX.3)Pré dimensionnement de mur en aile : | 108 |
| IX.5.1)Application : MS/01/04/05/08 (Hm = 4,15m) | 109 |
| IX.5.2)Application: MS/02/03/06/07 (Hm=6,7m) | 109 |
| IX.4)Etude de la stabilité externe (étude statique): | 110 |
| IX.5.3)Application : MS/01/04/05/08 (Hm = 4,15m) | 110 |
| IX.5.4)Application: MS/02/03/06/07 (Hm=6,7m) | 113 |
| IX.5)Etude de la stabilité sous un séisme : | 115 |
| IX.5.5)Application : MS/01/04/05/08 (Hm = 4,15m) | 116 |
| IX.5.6)Application: MS/02/03/06/07 (Hm=6,7m) | 119 |
| IX.6)Ferrailage de mur en aile : | 122 |
| IX.5.7)Ferrailage des Murs MS/01/04/05/08 :..... | 122 |
| IX.5.8)Ferrailage des Murs MS/02/03/06/03:..... | 125 |

Chapitre X : METHODOLOGIE D'EXECUTION.

| | |
|---|------------|
| X.1) Introduction :..... | 129 |
| X.2) Ouvrages mis en œuvre par “autoripage” ou par “autofonçage” : | 129 |
| X.2.1) L'autoripage :..... | 129 |

| | |
|---|------------|
| X.2.2) L'autofonçage : | 131 |
| X.3) Le ripage APS (air pad sliding system) : ripage sur cousins d'aire..... | 132 |
| X.3.1) Les phases de construction : | 132 |
| X.4) Camarteaux et tabliers auxiliaires : | 134 |
| X.4.1) Tabliers auxiliaires : | 134 |
| X.4.2) Camarteaux : | 134 |
| X.5) Méthode retenue :..... | 134 |
| CONCLUSION GENERALE : | 137 |
| Annexes :..... | 138 |
| Bibliographie :..... | 142 |



INTRODUCTION GÉNÉRALE

Notre civilisation a depuis toujours eu besoin de se déplacer, et devant les obstacles naturels, l'homme n'a trouvé d'autre essor que d'utiliser son génie pour fabriquer et concevoir des moyens qui l'aide dans sa quête de territoire et de ressources, ainsi les ponts ont été conçus pour la première fois afin de franchir des fleuves, des vallées, des pentes, qui empêchaient l'homme de subvenir à son but.

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Toutefois, cette définition est imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Par convention, nous appellerons pont tout ouvrage quel que soit sa dimension.

Dans ce travail nous avons développé les étapes de calcul d'un pont cadre qui permet le passage d'une voie routier en dessous d'une voie ferroviaire.

Chapitre I

Présentation De Projet

I.1) INTRODUCTION :

L'ouvrage objet de la présente étude est un pont cadre à deux cellules qui permet le franchissement de la liaison RN4-periphérique sud de Chlef en dessous de la ligne ferroviaire Alger-Oran au PK : 0+230,81.

I.2) Les données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles rassemblent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service et à terme compte tenu de phasage fonctionnel éventuel. Pour cela, il est nécessaire de définir les caractéristiques des voies portées et des voies ou obstacles franchis en conformité avec les règlements relatifs à chaque type de voie.

I.2.1) Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessiné sur un plan de situation est repéré par les coordonnées de ces points caractéristiques.

En plan, un ouvrage est caractérisé par son biais.

➤ *Le biais :*

Le biais géométrique ou plus simplement biais de l'ouvrage correspond à l'angle , habituellement exprimé en grades, formé entre l'axe longitudinal de l'ouvrage et les lignes d'appui. Cet angle peut varier d'un appui à un autre.

Compte tenu de cette définition, un ouvrage est considéré comme :

- droit lorsque l'angle de son biais géométrique est de 100 grades ;
- peu biais lorsque l'angle de biais géométrique est compris entre 70 et 100 grades ;
- de biais à très biais, pour un angle plus faible ;

Le pont cadre objet de notre thèse a un angle de biais géométrique de 91,60 grades ce qu'il fait de lui un ouvrage peu biais, il sera considéré comme un pont droit lors de calcul.

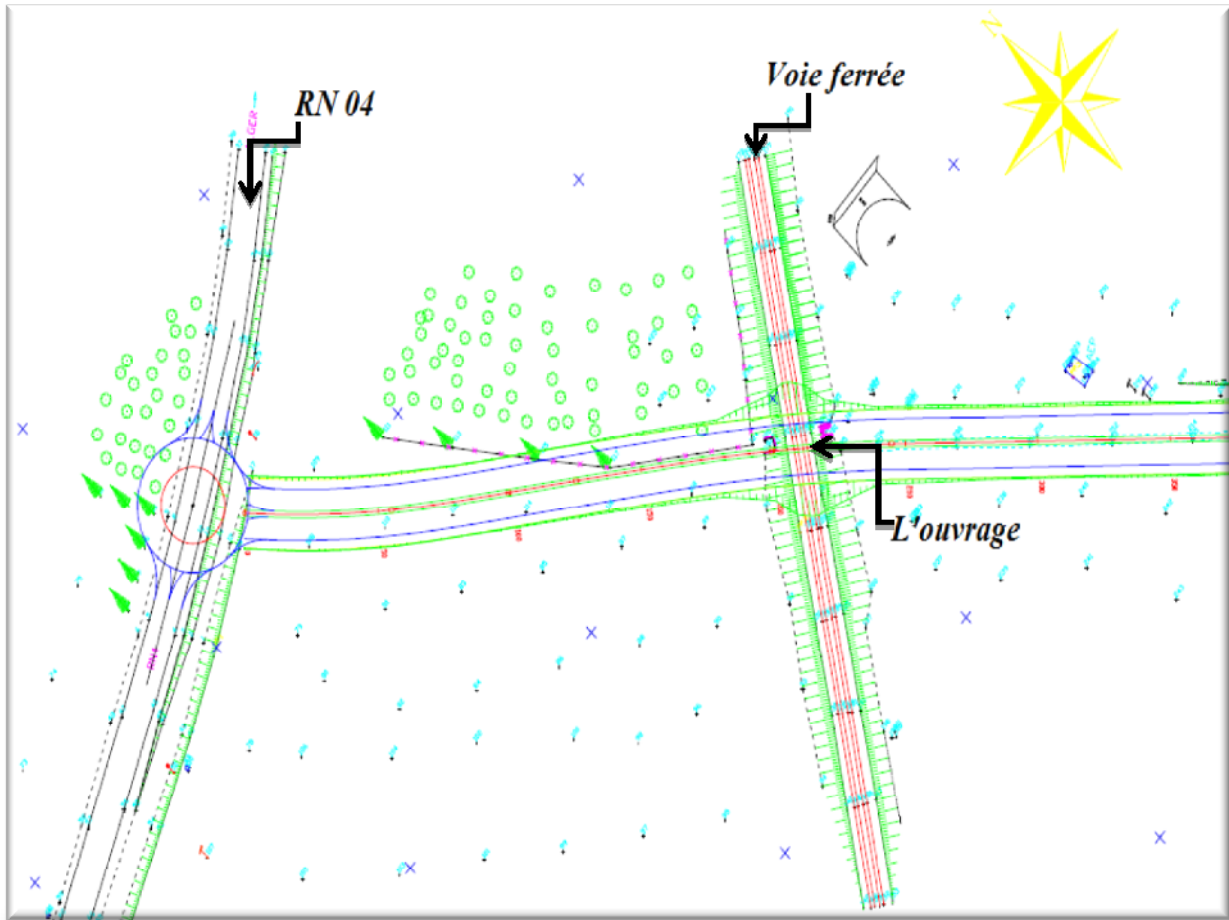


Fig. I.2.1 – Tracé en plan.

I.2.2) Profil en long:

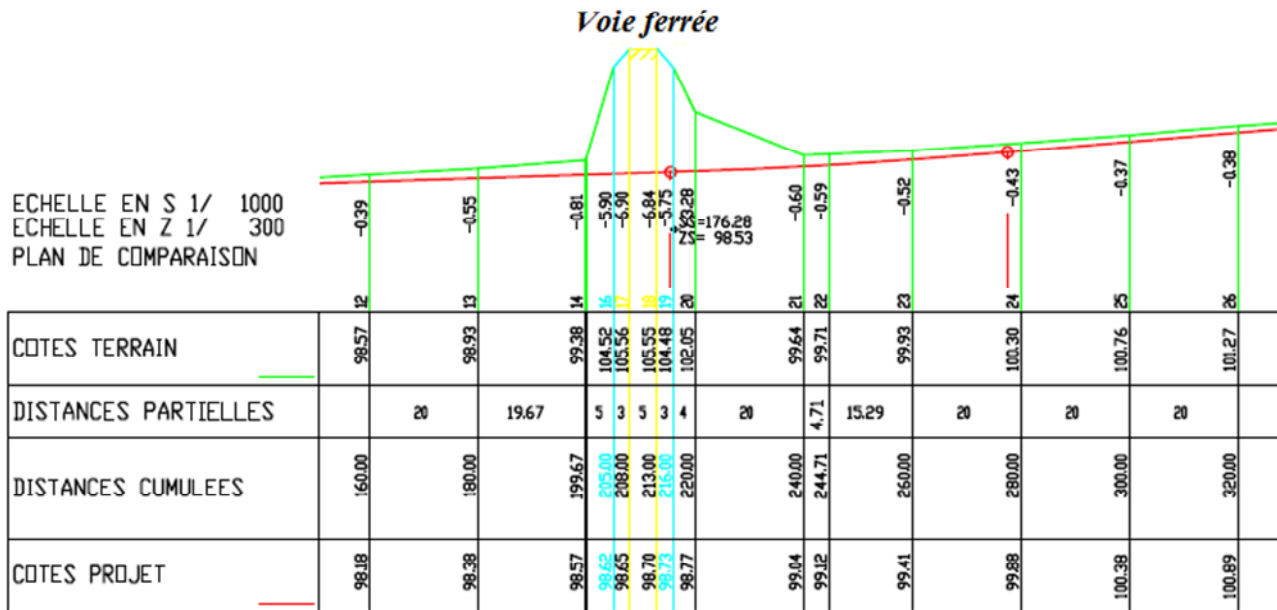


Fig. I.2.2 – Profil en long.

I.2.3) Profils en travers:

PROFIL 16

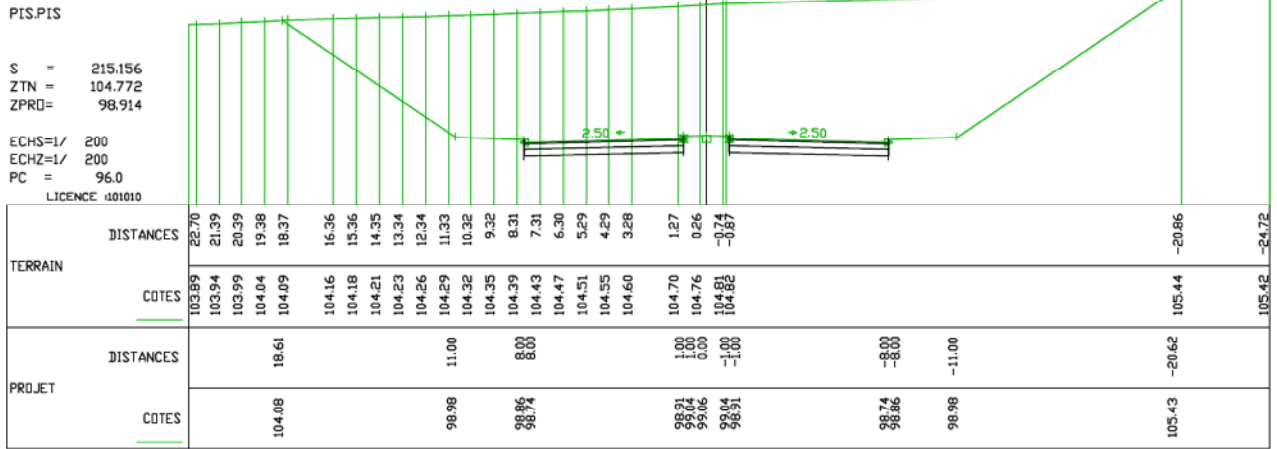


Fig. I.2.3 - Profil en Traver au début de pont.

PROFIL 17

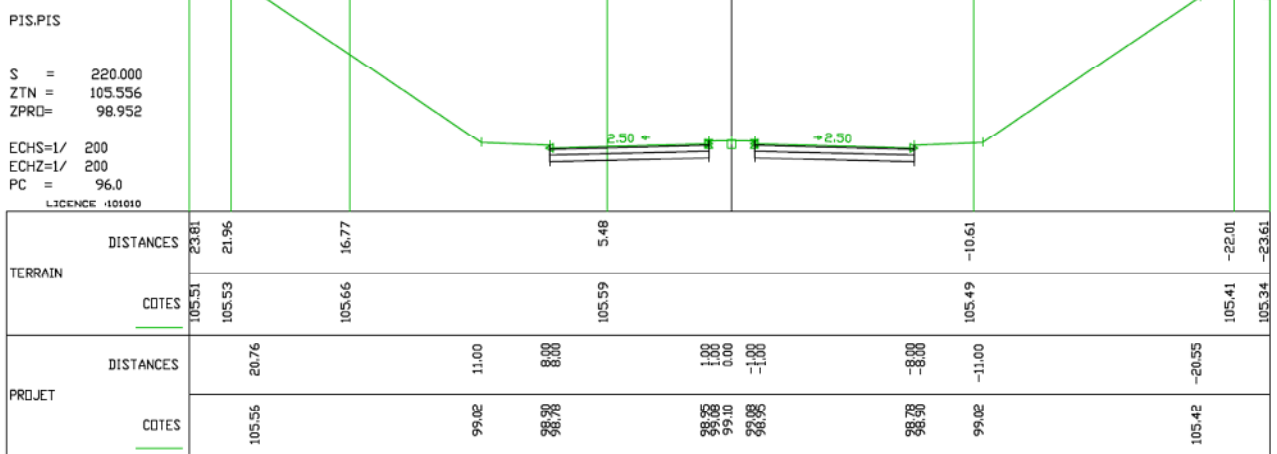


Fig. I.2.4 - Profil en Traver au milieu de pont.

PROFIL 18

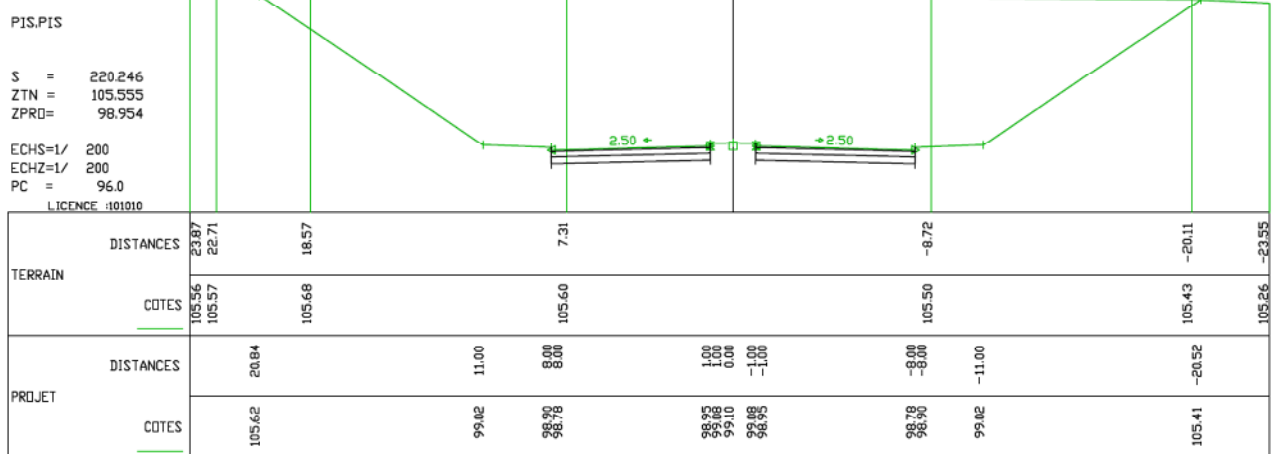


Fig. I.2.5 - Profil en Traver à la fin de pont.

I.2.4) Hauteur libre et gabarit :

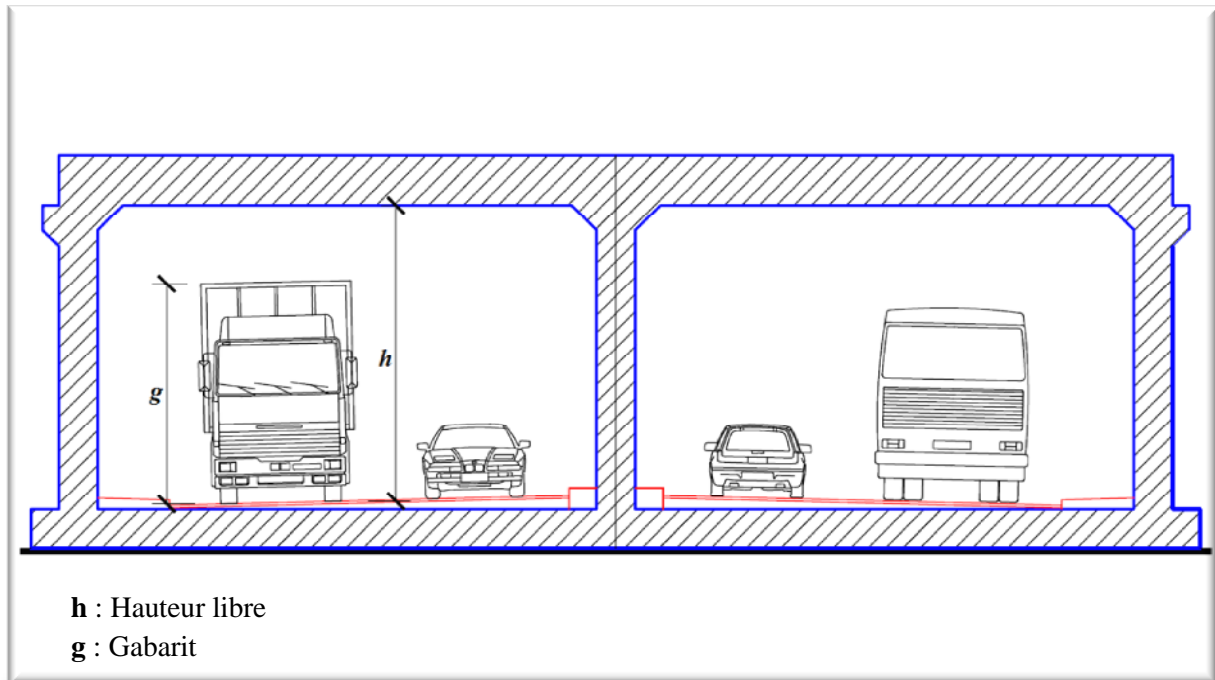


Fig. I.2.6 - Hauteur libre et gabarit.

Lorsque l'ouvrage projeté franchit une voie de communication (route, voie ferrée ou voie navigable), il convient évidemment de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à cette voie, mais aussi leur évolution envisagée à terme.

Dans tous les cas, il y a lieu de se rapprocher du service gestionnaire de la voie franchie, qui précisera les contraintes qui lui sont spécifiques. Il s'agit essentiellement de respecter les gabarits et les ouvertures.

La hauteur libre (ou tirant d'air) représente la distance minimale entre tous points de la partie roulable de la voie franchie par l'ouvrage (existante ou projetée) et de la sous-face de l'ouvrage, ou, le cas échéant, de la partie inférieure des équipements que supporte cette sous-face. Cette grandeur est associée à l'ouvrage.

Le gabarit caractérise la hauteur statique maximale d'un véhicule, chargement compris, dont le passage peut être accepté, dans les conditions normales de circulation, sous un ouvrage. Cette grandeur est associée au véhicule.

Ces gabarits doivent être respectés en tout point du franchissement. Il convient notamment de tenir compte des dévers et pentes longitudinales des voies franchies et portées et de veiller à ce qu'aucun équipement tel que dispositifs d'éclairage ou de signalisation ne vienne entamer les gabarits.

La hauteur libre minimale à prévoir pour un ouvrage est obtenue en ajoutant aux gabarits des véhicules autorisés à circuler sous l'ouvrage des revanches (r), c'est-à-dire des marges, de construction ou d'entretien et de protection, en fonction de la nature de l'ouvrage et des caractéristiques des véhicules admis sur la voie franchie.

I.3) Les données sismologiques :

I.3.1) Objectif :

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

I.3.2) Classification des ponts :

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes.

La classification des ponts selon leur importance se fait, en s'appuyant sur les critères généraux énoncés ci-après :

➤ **Groupe 1 : Pont stratégique :**

Ce groupe recouvre les ponts stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire :

- Les ponts dont l'utilisation est primordiale pour les besoins de la sécurité civile, de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public ;
- Les ponts supportant des pistes d'avion appartenant à des aéroports ;
- Les ponts sur itinéraires d'acheminement des secours et de desserte des installations d'importance vitale (Groupe 1A du RPA 99/2003) ;
- Liaisons ferroviaires.

➤ **Groupe 2 : Pont important :**

Dans ce groupe sont classés les ponts qui franchissent ou longent au moins une des voies terrestres ci-après :

- Autoroutes, routes express et voies à grande circulation;
- Liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier ;
- Grandes liaisons d'aménagement du territoire ;
- Les ponts situés dans les emprises des ports commerciaux maritimes ;

- Les ponts sur itinéraire de desserte des installations de grande importance (Groupe 1B du RPA 99/2003).

➤ **Groupe 3 : Pont d'importance moyenne :**

- Les ponts qui ne sont rangés ni en groupe 1 ni en groupe 2.

Les ouvrages classés dans les groupes 2 ou 3 pourraient être surclassés d'un rang si leur endommagement provoquerait des dommages à un bâtiment, équipement ou installation d'importance moyenne à vitale.

I.3.3) Actions sismiques :

Le séisme est traité comme une action accidentelle.

➤ **Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : négligeable ;

Zone I : faible ;

Zone IIa : moyenne ;

Zone IIb : élevée ;

Zone III : très élevée.

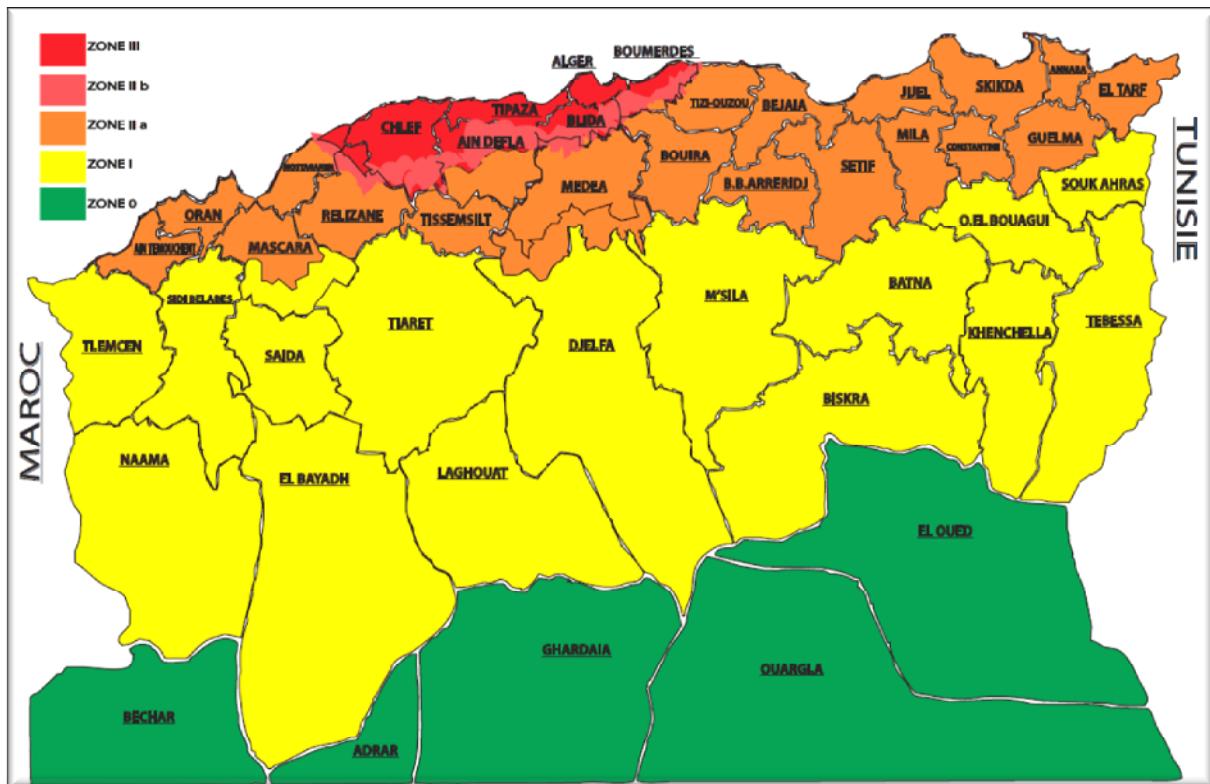


Fig. I.3.1 - Carte de zonage sismique national

➤ **Coefficient d'accélération de zone :**

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, est indiqué dans le tableau 1 ci-dessous :

Tableau I.3-1 - Coefficient d'accélération de zone A.

| Groupe de pont | Zone sismique | | | |
|----------------|---------------|------|------|------|
| | I | IIa | IIb | III |
| 1 | 0,15 | 0,25 | 0,30 | 0,40 |
| 2 | 0,12 | 0,20 | 0,25 | 0,30 |
| 3 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 |

Notre ouvrage se situ dans la wilaya de CHLEF est classée d'après le règlement parasismique Algérien en Zone III (Sismicité très élevée).

L'ouvrage est sous la liaison ferroviaire (ALGER-ORAN); donc on peut considérer comme un Pont stratégique (groupe 1).

Donc à partir de tableau (Tabl. I.1) on prend le coefficient d'accélération de zone A égal à 0,40.

Chapitre II

Cracteristiques Des Matériaux

II.1) Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier et l'eau) le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction :

- Résistance à la compression et de l'ordre de 20 MPa à 40 MPa
- La traction de 2 à 4 MPa.

II.1.1) Résistance du béton :

Le béton est par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée " f_{c28} " elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée " f_{tj} " est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPA)}. \text{ (B.A.E.L 91).}$$

Béton de la superstructure : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.

Béton de l'infrastructure : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

II.1.2) Contraintes admissibles :

➤ *Contrainte admissible à la compression :*

❖ **Etat limite ultime "ELU" :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{b} \text{ (B.A.E.L 91).}$$

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

$$b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$= \begin{cases} 1 & \text{pour les charges appliquées plus de 24h} \\ 0,9 & \text{pour les charges appliquées entre 1 et 24h} \\ 0,85 & \text{pour les charges appliquées moins de 1h} \end{cases}$$

❖ **Etat limite de service "ELS" :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28}$$

➤ **Contrainte admissible à la traction :**

On doit rigoureusement vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées aux valeurs suivantes :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj}$$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$: $f_{t28} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa}$.

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: $f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$.

II.1.3) Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton E_{ij} défini par les règles B.A.E.L comme suit :

Module de déformation instantanée du béton pour une durée d'application moins de 24h :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Module de déformation sous chargement de longue durée :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

II.1.4) Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quant au cas d'un béton fissuré, devient nul. $\nu = 0,2$ à l'ELS et $\nu = 0$ à l'ELU.

II.2) Aciers:

Au cours des premières décennies de l'histoire du béton armé, les armatures étaient constituées de barres d'acier doux, lisses, de section circulaire dont la limite d'élasticité était habituellement comprise entre 215 et 235 MPa. Ce type d'acier n'est pratiquement plus utilisé. On utilise désormais des aciers de limite d'élasticité plus élevée afin de réduire les sections d'armatures. Pour améliorer l'adhérence des armatures au béton on crée à la fabrication des aspérités en saillie ou en creux. Ces aciers sont dits à Haute Adhérence (HA).

II.2.1) La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE40 type 1, sa limite élastique égale à 400 MPa.

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable ou transitoire.

II.2.2) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa.}$$

II.2.3) Contrainte limite de traction :

En fissuration peu nuisible : **pas de limitation**

En fissuration préjudiciable :

$$f_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{f_{tj}}\right)$$

En fissuration très préjudiciable :

$$f_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{f_{tj}}\right)$$

Avec :

= 1 pour Treillis soudés et ronds lisses.

= 1,6 pour Aciers à haute adhérence.

Chapitre III

Conception Générale

III.1) Introduction :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de Satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées, il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, qui apparait la mieux adaptée pour le franchissement de l'obstacle, et qui fera ensuite l'objet d'une étude plus approfondie.

III.2) Variante N°01 : pont cadre en béton armé à deux cellules

Les ponts cadres en béton armé constituent la majorité des franchissements en passage inférieur lorsque la largeur de la voie franchie est faible ou moyenne (jusqu'à une vingtaine de mètres) et lorsque le biais n'est pas trop accusé.

Lorsque la largeur de la brèche franchie est plus importante, il est avantageux de chercher à implanter un appui intermédiaire afin de réduire la longueur des travées et, par voie de conséquence, l'épaisseur du tablier. On peut envisager, selon les cas, un cadre doubles, de conception voisine de celle d'un cadre simple.

L'ouvrage va assurer le passage de la liaison RN4-periferique sud de Chlef en dessous de la voie ferroviaire Alger-Oran.

❖ Morphologie :

Ils se présentent dans le talus comme une ouverture rectangulaire, il est constitué d'une traverse supérieure (dalle en béton armé qui fait office de tablier) et d'une traverse inférieure (radier), qui sont encastrés sur les piliers par l'intermédiaire de goussets, afin d'améliorer le degré d'encastrement et d'éviter toute concentration de contraintes.

L'ouvrage est complété par des murs de tête, soit en aile, soit en retour, assurant le soutènement des remblais.

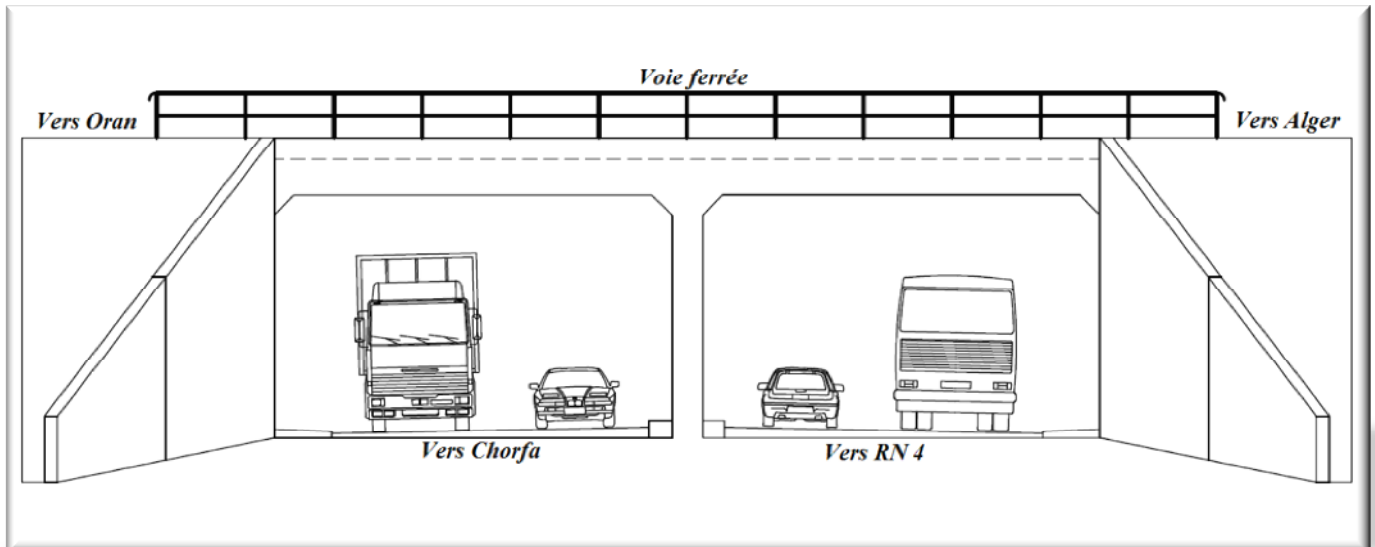


Fig. III.2.1 – Vue en élévation de pont cadre.

III.3) Variante N°2 : pont à poutres précontraintes

Les poutres sont précontraintes par câbles (poste tension), Leur préfabrication à terre permet d'économiser l'utilisation souvent onéreuse d'un cintre, les ponts à poutres en B.P, sont utilisés pour le franchissement des portées intermédiaires de l'ordre de 25m à 50m.

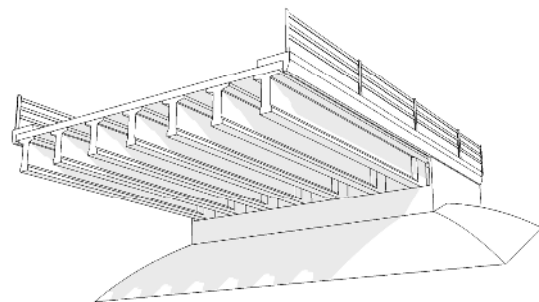
-Leurs portées les plus économiques situent entre 25 et 35m.

L'ouvrage va assurer le passage de la liaison RN4-periferique sud de Chlef en-dessus de la voie ferroviaire Alger-Oran.

❖ Morphologie :

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisiées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme des portées moyennes, à savoir d'une trentaine à une cinquantaine de mètres.



III.4) Comparaison :

Tableau III.4-1 – Comparaison des variantes.

| | Pont a poutres préfabriqué | Pont cadre |
|------------------|--|--|
| Economie | Coût très élevé par rapport à l'autre variante | Coût moins élevé |
| Entretien | De faible fréquence | De faible fréquence |
| Exécution | Moyen | Facile a exécuté par rapport à l'autres variante |

III.5) Choix de l'ouvrage :

La variante retenue est le pont cadre en béton armé, car :

- Il est très adapté à ce genre de franchissement (mise en place avec des méthodes d'exécutions particulières sans trop perturbé la circulation ferroviaire).
- Les ponts-cadres sont dans leur grande majorité coulés en place, leur conception simple rend leur exécution moins compliqué.
- Il est de loin plus économique que la variante N°2 (pont à poutres précontraintes)

Chapitre IV

Prédimensionnement

IV.1) Introduction :

A titre d'ordre de grandeur, on peut dire que le rapport entre l'épaisseur des traverses (radier et tablier) et l'ouverture est de l'ordre de 1/25 à 1/20 dans les cas courants (pont route).

Pour les ponts ferroviaires on multiplie par le coefficient **1,80**.

e_1 : épaisseur de la traverse supérieure (la dalle)

e_2 : épaisseur de la traverse inférieure (radier)

e_3 : épaisseur des piédroits

IV.2) Epaisseur de la traverse supérieure :

l : l'ouverture biaise de l'ouvrage = 9 m.

$$\frac{1}{25} \quad e_1 \quad \frac{1}{20}$$

$$1,8 \times 0,45 \quad e \quad 1,8 \times 0,36$$

$$0,648 \quad e \quad 0,810 \quad (1)$$

L'épaisseur de la traverse supérieure peut être déterminée par la formule suivante, où "l" désigne l'ouverture biaise de l'ouvrage (avec un minimum de 0,30 m.) :

$$e_1 = \frac{l}{32} + 0,125$$

$$e_1 = 1,8 \cdot (9/32 + 0,125) = 0,73 \text{ m} \quad (2)$$

De (1) et (2) on prend : $e_1 = \mathbf{0,80 \text{ m}}$

IV.3) Epaisseur du piédroit et de la traverse inférieure :

En ce qui concerne les piédroits et la traverse inférieure, les abaques présentés ci-dessous permettent de déterminer leurs épaisseurs respectives en fonction de l'ouverture biaise "l" et du module de pseudo-élasticité du sol "ESOL".

Il est à noter que ces règles de dimensionnement ont été établies dans les conditions suivantes :

- ouvrage recevant des charges d'exploitation sans caractère particulier (à savoir A(l), Bc, Bt) relevant du fascicule 61, titre II, du C.C.T.G ;
- ouvrage constitué d'un béton de classe minimale B25, c'est-à-dire de résistance caractéristique au moins égale à 25 MP ;

- ouvrage justifié selon la condition d'une fissuration peu préjudiciable ;
- ouvrage ne comportant pas une couverture de remblai sur la traverse supérieure ;
- ouvrage soumis à l'action horizontale et symétrique d'un remblai de caractéristiques normales (masse volumique de 1,8 à 2,0 t/m³ ; coefficient de poussée de 0,25 à 0,50).

En conséquence, il convient de corriger les épaisseurs données par les abaques dans le cas d'un ouvrage recevant des charges de caractère particulier (convois militaires, convois exceptionnels, etc.) ou dans le cas d'un ouvrage sous remblai.

Et le pont qui fait l'objet de notre mémoire reçoit des charge ferroviaires alors les épaisseurs seront multiplier pas un coefficient de **1,8**.

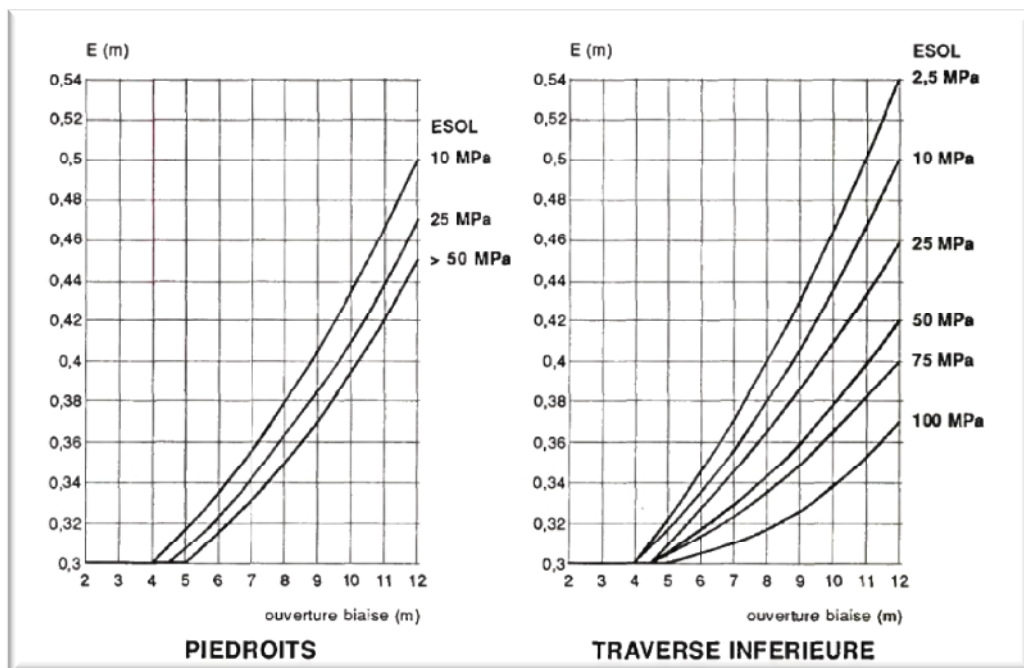


Fig. IV.3.1 – Abaques des épaisseurs.

On a un sol qui est constitué d'une argile peut plastique donc on prend le module de pseudo-élasticité (ESOL) égale à 30 MPa qui correspond à une argile Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche.

On a: **L= 9m, ESOL=30MPa**

A partir des abaques on tire les épaisseurs :

$$e_2 = e_3 = 0,38 \text{ m.}$$

On fait une correction pour les épaisseurs trouvées :

$$e_2 = e_3 = 1,8 \cdot 0,38 = 0,684 \text{ m}$$

Donc pour la traverse inferieur (radier) et les piédroits on prend une épaisseur de **70 cm**.

IV.4) Goussets :

Les goussets sont destinés à améliorer l'encastrement des traverses sur les piédroits, à résorber les concentrations de contraintes et à atténuer les effets des pics de moments. Ils améliorent de plus l'esthétique des ouvrages en rendant plus perceptible leur fonctionnement, surtout pour les portées importantes.

D'un point de vue mécanique, les dimensions minimales données par le tableau suivant sont fortement conseillées sachant, qu'en pratique, il est généralement préférable que la longueur soit supérieure à la hauteur) :

| Ouverture | Gousset supérieur | Gousset inférieur |
|-----------|---------------------------|---------------------------|
| 2 m | 0,20 x 0,20 ou chanfrein | 0,20 x 0,20 ou chanfrein |
| 2 à 4 m | 0,20 x 0,20 à 0,30 x 0,30 | 0,20 x 0,20 à 0,40 x 0,40 |
| 4 m | 0,30 x 0,30 à 0,40 x 0,40 | 0,40 x 0,40 à 0,50 x 0,50 |

Vu qu'il y a un passage en dessous de l'ouvrage et pour ne pas trop réduire le gabarit on ne prévoit pas de mettre des goussets inférieurs.

Et pour les goussets supérieurs leurs dimensions doivent être choisies pour former une proportion harmonieuse avec l'ouverture, sans toutefois descendre en-dessous des dimensions préconisées au tableau. D'un point de vue purement esthétique, les dimensions suivantes, données en fonction de l'ouverture, conviennent dans la plupart des cas :

- Ouverture inférieure à 3 m : 0,20 X 0,20,
- Ouverture entre 3 et 5 m : 0,30 X 0,60,
- Ouverture supérieure à 5 m : 0,30 X 0,90.

On a une ouverture de 9 m (supérieure à 5m), donc on prend des goussets de 0,45 x 0,45

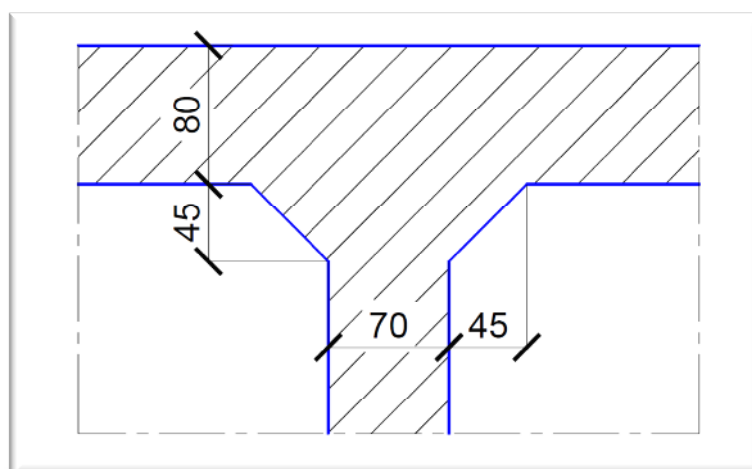


Fig. IV.4.1 – Gousset.

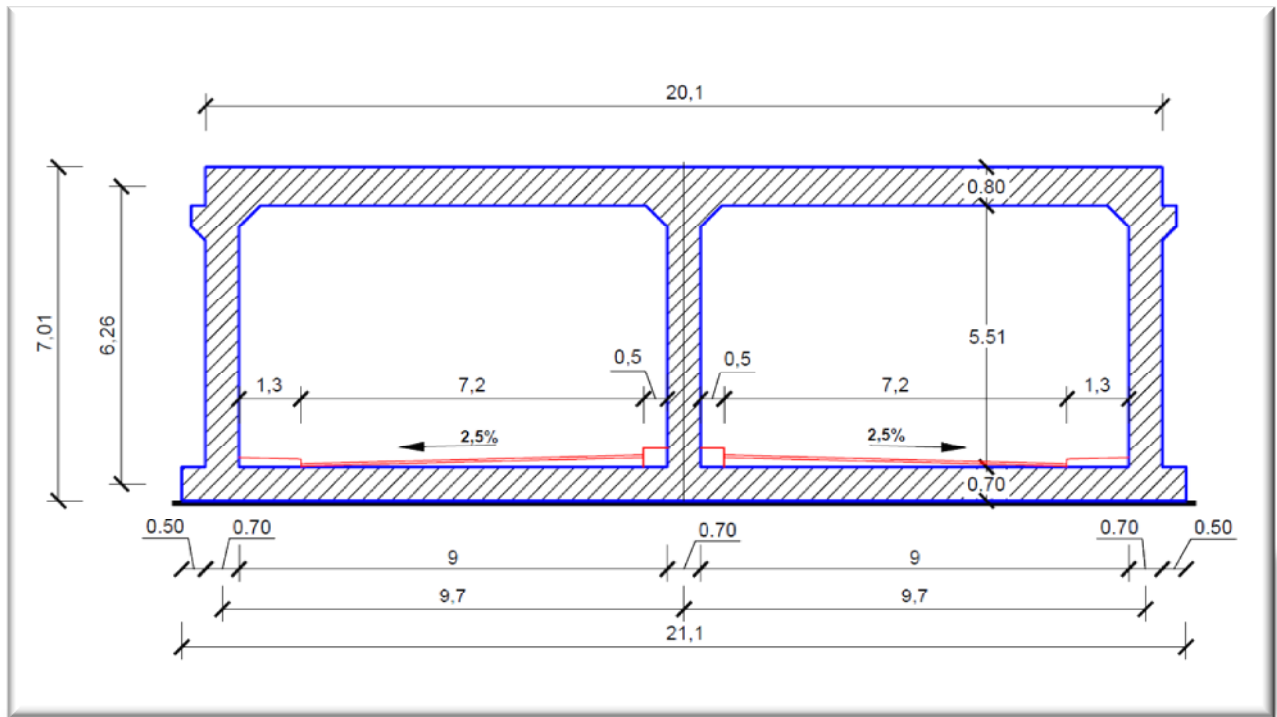


Fig. IV.4.2 – Dimension de l'ouvrage.

Chapitre V

Charges Et Surcharges

V.1) INTRODUCTION :

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharges ferroviaires, surcharges routières et superstructures) y compris son poids propre en phase finale.

Les actions à prendre en compte :

Les actions suivantes doivent être prises en compte dans le calcul :

➤ Actions permanentes :

- poids propre de la structure ;
- poussée horizontale des terres ;
- poids de la voie et du ballast.

➤ surcharges ferroviaires :

- Modèle de charge UIC 71 ;
- Modèle de charge SW/0 ;
- Modèle de charge SW/2 ;
- Modèle de charge Train à vide.

➤ surcharges routières :

- Surcharges système A ;
- Surcharges système B ;
- Convoi militaire Mc120 ;
- Convoi exceptionnel D240.

V.2) Charges exercées sur la dalle (traverse supérieure) :

V.2.1) Charges permanentes :

Densité du béton armé = 2,5 t/m³.

Densité du ballast = 2,2 t/m³.

Poids de garde-corps par mètre linéaire : 0.1 t/ml (d'après EUROCODE 1 parti 3)

Poids propre : $P_{dal} = 2,5 \times 20,1 \times 11 \times 0,8 = 442,2 \text{ t}$;

Poids de ballast : $P_{ball} = \left(\frac{9+7}{2} \right) \times 0,6 \times 20,10 \times 2 = 192,96 \text{ t}$;

Poids de garde-corps : $P_{gcor} = 2 \times 0,1 \times 20,10 = 4,02 \text{ t}$;

Poids de la corniche : $P_{corn} = 2 \times 20,10 \times 0,30 \times 0,50 \times 2,5 = 15,08 \text{ t}$;

La charge totale sur la dalle : $G_d = P_{dal} + P_{ball} + P_{gcor} + P_{corn}$

$$G_d = 654,26 \text{ t}$$

V.2.2) Surcharges ferroviaires :

A) Modèles des charges ferroviaires :

Les actions de trafic ferroviaire sont définies au moyen de schémas de charges dont quatre modèles sont indiqués ci-après :

a) Modèle de charge UIC 71 :

Le modèle de charges **UIC 71** représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont définies comme indiqué à la figure ci-dessous :

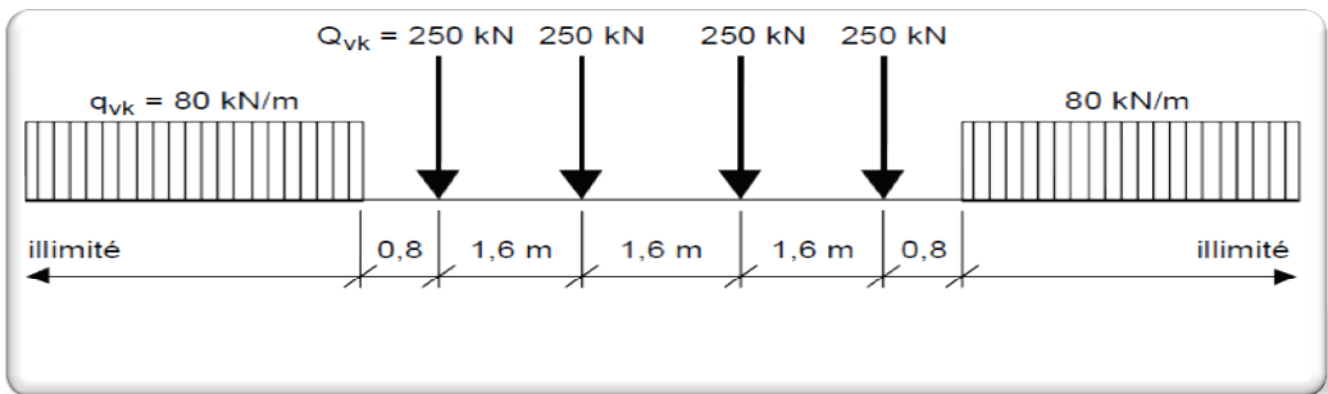


Fig. V.2.1- schéma de charge UIC71.

b) Modèle de charge SW :

Le modèle de charges **SW/0** représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal.

Le modèle de charges **SW/2** représente l'effet statique de chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd.

La disposition des charges correspond au schéma de la figure ci-après :

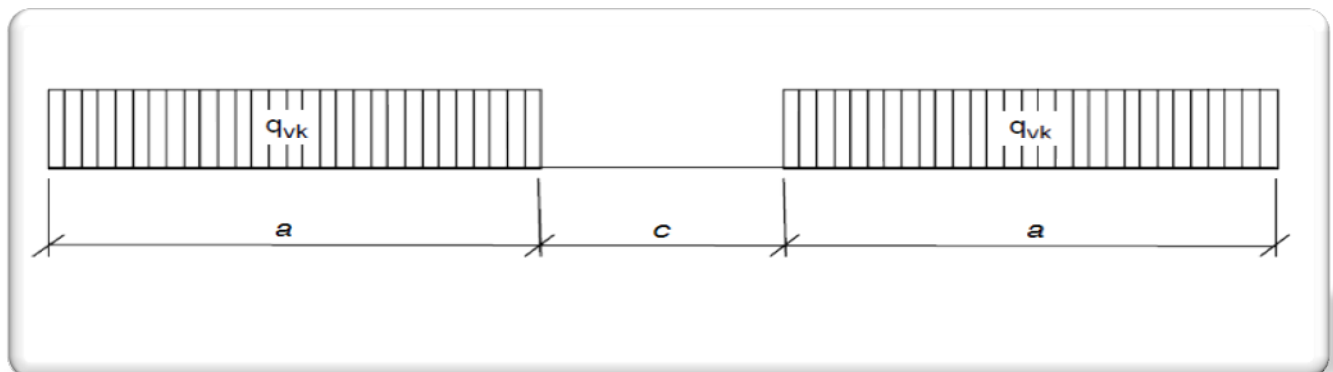


Fig. V.2.2 - schéma de charge SW/0 et SW/2.

Les Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW/0 et SW/2 sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.2.1 - Valeurs caractéristiques des charges SW/0 et SW/2.

| Modèle de charge | q_{vk} (t/m) | a (m) | c (m) |
|------------------|----------------|-------|-------|
| SW/0 | 13,3 | 15,0 | 5,3 |
| SW/2 | 15,0 | 25,0 | 7,0 |

c) Modèle de charge Train à vide :

Pour certaines vérifications spécifiques on utilise un modèle de charges particulier appelé **Train à vide**. Ce modèle consiste en une charge verticale répartie de façon uniforme sur toute la longueur de l'ouvrage avec une valeur caractéristique de 1,25 t/m.

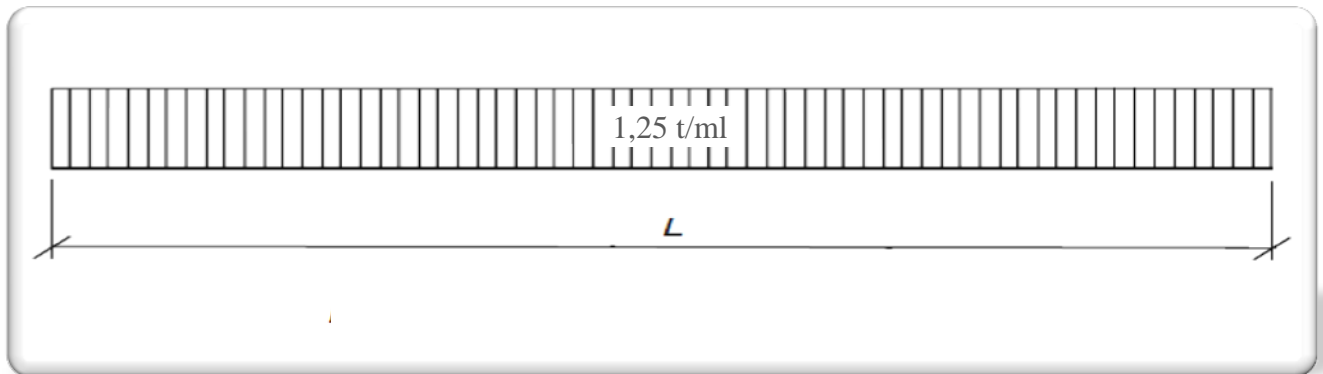


Fig. V.2.3 - schéma de charge Train à vide.

B) Chargements verticaux :

Les chargements verticaux à prendre en compte symétriquement par la suite seront les trois suivants :

- UIC71 + SW/0 ;
- SW/2 ;
- Train à vide.

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Il ne faut pas tenir compte de celles qui ont un effet de déchargement, sauf pour les schémas de charge SW et le train à vide (ces schémas ne devant pas être fractionnés, les effets de déchargement doivent être pris en compte).

NOTA : UIC 71 + SW/0 signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets d'UIC 71 et de SW/0.

C) Transmission des charges aux structures :

On tient compte de la répartition due au ballast et aux rails en considérant successivement les deux répartitions suivantes, quel que soit le type de traverse retenu :

a) 1^{ère} répartition :

La force d'essieu ponctuelle de 250 KN se répartit sur une bande longitudinale continue de largeur $a_1 = 2,25 + e/2$ où e est défini sur le schéma ci-dessous (e en mètre). La charge sur la bande est uniforme et égale à :

$$P = \frac{25}{1,6 \cdot a_1} \text{ En t/m}^2.$$

$$\text{On a : } e = 1 \text{ m, } a_1 = 2,25 + \frac{1}{2} = 2,75 \text{ m;}$$

$$P = \frac{25}{1,6 \cdot 2,75} = 5,68 \text{ t/m}^2$$

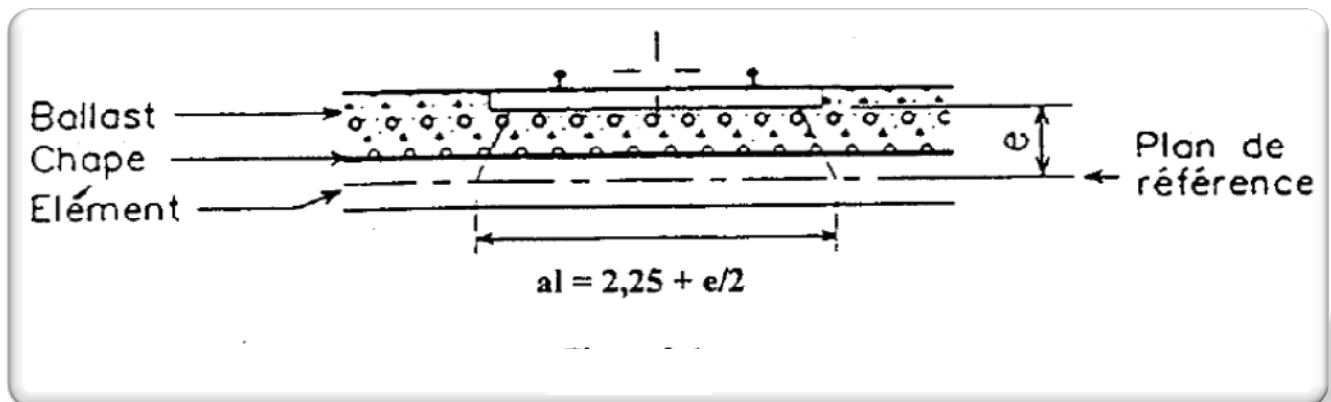


Fig. V.2.4 – diffusion des charges 1^{ère} répartition.

b) 2^{ème} répartition :

La force d'essieu ponctuelle de 250 KN se répartit sur deux bandes longitudinales continues de largeur $a_2 = 0,30 + e/2$ où e est défini sur le schéma ci-dessous (e en mètre). La charge sur une bande est supposée uniforme et égale à :

$$P = \frac{25}{1,6 \cdot 2a_2} \text{ En t/m}^2.$$

$$\text{On a : } e = 1 \text{ m, } a_2 = 0,30 + \frac{1}{2} = 0,80 \text{ m;}$$

$$P = \frac{25}{1,6 \cdot 2 \cdot 0,80} = 9,77 \text{ t/m}^2$$

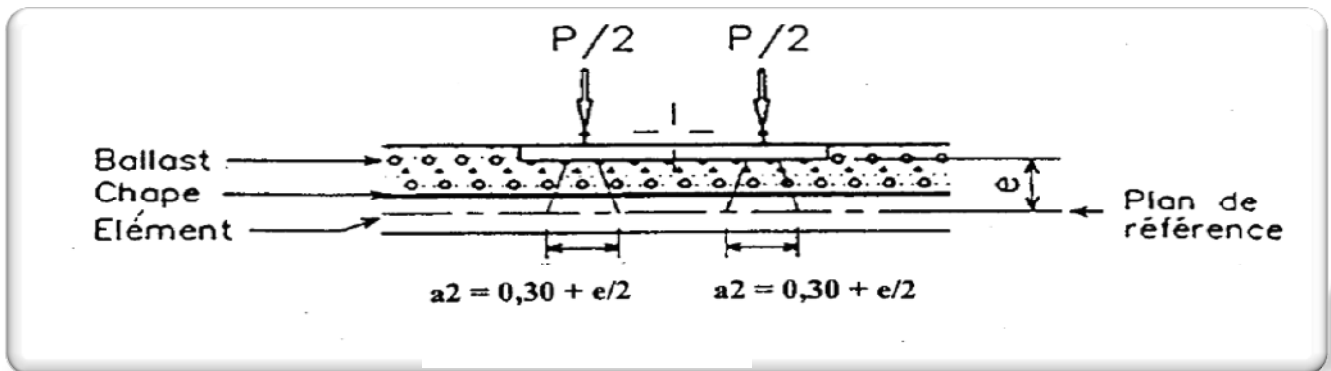


Fig. V.2.5 – diffusion des charges 2^{ème} répartition.

D) Effets dynamiques :

a) Introduction :

Les sollicitations et les déformations statiques d'un pont dues aux circulations sont augmentées ou diminuées par les effets suivants :

- La mise en charge rapide provoquée par la vitesse des circulations franchissant la structure, et les forces d'inertie de la structure, qui ne sont pas prises en compte dans les calculs statique ;
- Les variations des charges de roues aux défauts aléatoires des roues et de la voie ;
- Le passage d'une succession de charges espacées de façon plus ou moins régulière, ce qui peut exciter la structure et, dans certains cas, conduire à sa mise en résonance (lorsque la fréquence d'excitation est en concordance avec la fréquence propre de la structure, il y a un risque que les vibrations cumulées, criées lors du franchissement de la structure par la succession d'essieux, ne soient des vibrations excessives).

Les facteurs suivants influent principalement sur le comportement dynamique :

- La fréquence propre de la structure (ou la flèche sous poids permanent) ;
- L'espacement des essieux ;
- La vitesse de franchissement ;
- L'amortissement de la structure ;
- L'espacement régulier des éléments d'appui de la voie et de ceux de l'ouvrage (traverses, pièces de pont, ...) ;
- Les défauts des roues (méplats, ...) ;
- Les défauts verticaux de la voie.

Ces effets dynamiques sont pris en compte, au moyen des coefficients 2 ou 3, définis ci-après, si les deux conditions correspondantes sur la flèche sous poids permanent et la vitesse sont toutes vérifiées.

b) Coefficients dynamiques 2 et 3 :

➤ **Domaine d'applications :**

Ces coefficients dynamiques ne sont valables que pour des vitesses $V < 220 \text{ km/h}$ et que si la flèche sous poids permanent est située entre les limites indiquées à la figure.

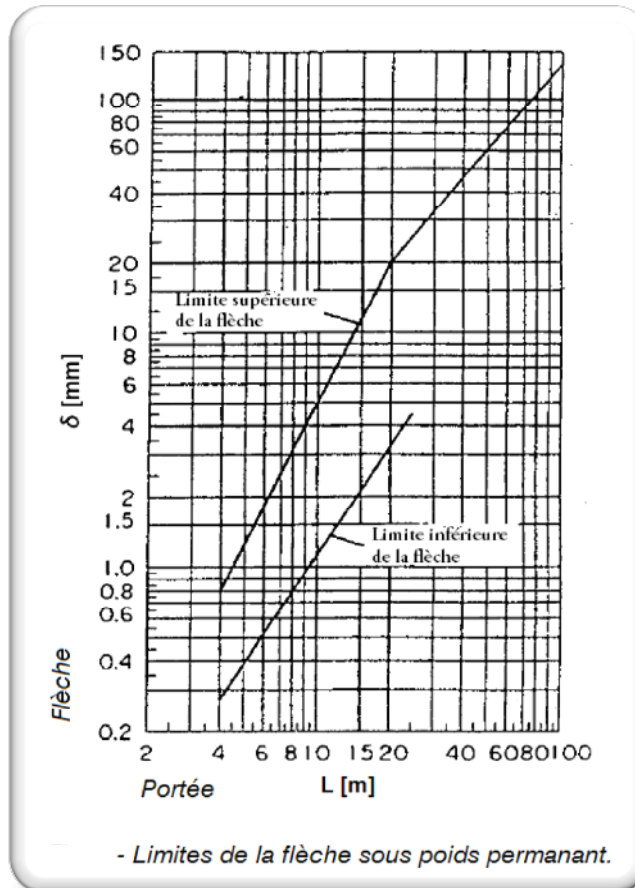
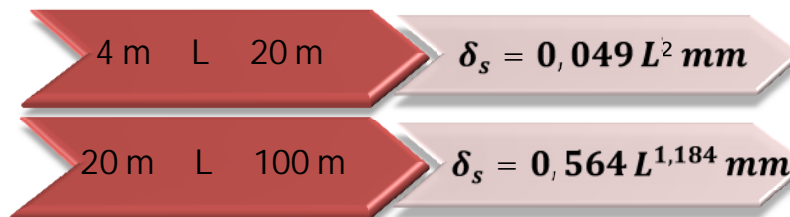


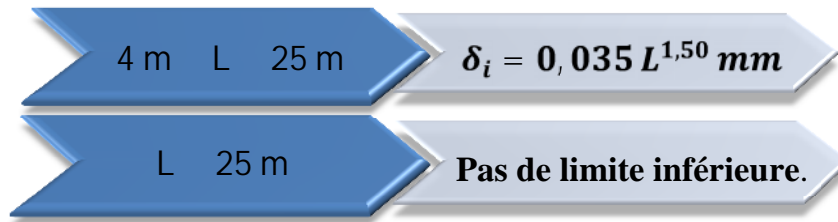
Fig. V.2.6 – Limites de la flèche sous poids permanent.

L : portée en mètres

δ_s : limite supérieure de la flèche.



i : limite inférieure de la flèche.



On a : $L = 9,70$ m Donc :

$$s = 0,049 (9,70)^2 \quad \longrightarrow \quad s = 4,61 \text{ mm}$$

$$i = 0,035 (9,70)^{1,50} \quad \longrightarrow \quad i = 1,06 \text{ mm}$$

➤ **Coefficient dynamique** :

Ce coefficient dynamique, multiplicateur des sollicitations et déformations statiques sous les schémas de charges UIC 71 et SW (et donc sous les deux chargements UIC 71 + SW/0 et SW/2) est :

$$2 = \frac{1,44}{(\sqrt{L} - 0,2)} + 0,82$$

Avec $1,00 < 2 < 1,67$ pour un entretien de la voie soignée.

$$3 = \frac{2,16}{(\sqrt{L} - 0,2)} + 0,73$$

Avec $1,00 < 3 < 2,00$ pour un entretien de la voie courante.

L : longueur caractéristique en **m** définie ci-après.

➤ **Longueur caractéristique L** :

Le coefficient dynamique a été initialement établi pour les poutres isostatiques. L'utilisation de la longueur L permet la généralisation de son emploi pour les autres types de poutre.

Si la sollicitation d'un élément de structure se compose de plusieurs termes correspondant chacun à une fonction porteuse, chaque terme est défini en tenant compte de la longueur caractéristique correspondant à la fonction porteuse considérée.

Pour un pont cadre à travées multiples (deux travées dans notre cas), la construction est considérée comme une poutre continue.

$$L = k \times L_m$$

$$L_m = \frac{1}{n} (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$$

Avec : n est le nombre des travées et L_i ($i=1 \dots n$) leurs portées.

Tableau V.2.2 – Valeurs de k.

| | | | | |
|---|-----|-----|-----|-----|
| n | 2 | 3 | 4 | 5 |
| k | 1,2 | 1,3 | 1,4 | 1,5 |

$$L_m = \frac{1}{2} (L_1 + L_2) = \frac{9,70 + 9,70}{2} \quad L_m = 9,70 \text{ m}$$

On a deux travées donc : $k=1,2$

$$L = 1,2 \times 9,70 \quad L = 11,64 \text{ m}$$

$$k_2 = \frac{1,44}{(\sqrt{11,64} - 0,2)} + 0,82 = 1,27$$

$$k_3 = \frac{2,16}{(\sqrt{11,64} - 0,2)} + 0,73 = 1,40$$

➤ Effets dynamiques réduits :

Dans le cas de ponts ayant une hauteur de couverture supérieure à 1,00 m, k_2 et k_3 peuvent être réduits comme suit :

$$k_{2,3red} = k_{2,3} - \frac{h - 1,00}{10} \quad 1,00$$

Où h est la hauteur de couverture, y compris le ballast, jusqu'au niveau supérieur de la traverse.

On a : $h = 0,80 + 0,60 = 1,40 \text{ m}$

Donc : $k_{2red} = 1,23$

$k_{3red} = 1,36$

E) Les forces horizontales :

c) Effort de lacet :

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, et perpendiculairement à l'axe de la voie, il doit être appliqué aux cas des voies en alignement et des voies en courbe a valeur caractéristique de l'effet égale à $Q_{SK} = 10 \text{ t}$.

d) Efforts dus au freinage et au démarrage :

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie. Ils sont considérés comme uniformément répartis sur la longueur d'influence correspondante $L_{a,b}$ pour les efforts de démarrage et de freinage sur l'élément de structure considéré. Le sens des forces doit tenir compte des sens de circulation autorisés sur chaque voie.

Les valeurs caractéristiques sont les suivantes :

➤ Force de démarrage :

$$Q_{lak} = 33 [\text{KN/m}] \times L [\text{m}] \quad 1000 [\text{KN}]$$

- Pour les schémas de charges UIC 71 et SW/2 :

$$Q_{lak} = 33 \times 20,10 = 663,30 [\text{KN}] \quad 1000 [\text{KN}]$$

- Pour le schéma de charge SW/0 :

$$Q_{lak} = 33 \times 15 = 495 [\text{KN}] \quad 1000 [\text{KN}]$$

➤ Force de freinage :

Pour le schéma de charge UIC 71 et de SW/0 :

$$Q_{lbk} = 20 [\text{KN/m}] \times L [\text{m}] \quad 6000 [\text{KN}]$$

Avec L est la longueur de la partie d'ouvrage chargée.

- Pour le schéma de charge UIC 71 :

$$Q_{lbk} = 20 \times 20,10 = 402 [\text{KN}] \quad 6000 [\text{KN}]$$

- Pour le schéma de charge SW/0 :

$$Q_{lbk} = 20 \times 15 = 300 [\text{KN}] \quad 6000 [\text{KN}]$$

Pour le schéma de charges SW/2 :

$$Q_{lbk} = 35 [\text{KN/m}] \times L [\text{m}]$$

$$Q_{lbk} = 35 \times 20,10 = 703,5 [\text{KN}]$$

V.2) Charges exercées sur le radier :

V.2.1) Définition des caractéristiques du radie :

A) Largeur roulable (L_r) :

L_r : c'est la largeur compris entre les trottoirs ; elle est égale à **14,4 m**.

B) Largeur chargeable (L_c) :

Elle se déduit de la largeur roulable, dans notre cas $L_c = L_r, L_c = 14,4 \text{ m}$.

C) Nombre de voies (n) :

Par convention le nombre de voies est égal à la partie entière du rapport $\frac{L_c}{3}$

$n = E \left(\frac{L_c}{3} \right)$; Dans notre cas $n = E \left(\frac{14,4}{3} \right) = 4 \text{ voies}$.

D) Largeur d'une voie (L_v):

La largeur d'une voie est égale a : $L_v = \frac{L_c}{n} = \frac{14,4}{4} = 3,6 \text{ m}$.

E) Classe du pont :

$L_r = 14,4 \text{ m}$; notre pont est rangé dans **la première classe des ponts**.

V.2.2) Charges permanentes :

Densité du béton armé = 2,5 t/m³.

Densité du revêtement = 2,2 t/m³.

Poids de radier : $P_{\text{radier}} = 0,7 \times 11 \times 21,1 \times 2,5 = 406,175 \text{ t}$

Poids de revêtement : $P_{\text{rêvt}} = 0,06 \times 11 \times 14,4 \times 2,2 = 20,909 \text{ t}$

Poids de trottoirs : $P_{\text{trot}} = (0,2 \times 1,3 + 0,4 \times 0,5) \times 11 \times 2 \times 2,5 = 25,3 \text{ t}$

Poids de piédroits : $P_{\text{piéd}} = 3 \times (6,26 \times 11 \times 0,7 \times 2,5) = 361,515 \text{ t}$

Charge sur tablier : $P_{\text{tab}} = 654,26 \text{ t}$

Charge permanente totale

$G = P_{\text{tab}} + P_{\text{piéd}} + P_{\text{trot}} + P_{\text{rêvt}} + P_{\text{radier}}$

G = 1468,159 t

V.2.3) Surcharges d'exploitation :

Les charges routières à caractères normale comprennent deux systèmes différents: le **système A** et le **système B**.

A) Système A(l) :

Il se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur chargée suivant la loi :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12} \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

Avec **L=11 m**.

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{11+12}$$

$$A(l) = 1795,22 \text{ kg/m}^2$$

$$A(l) = 1,8 \text{ t/m}^2$$

La charge appliquée sur toute la largeur de chacune des voies considérées est définie par la formule suivante :

$$A_2 = a_1 \cdot a_2 \cdot A(l).$$

➤ Valeurs de a_1 :

Tableau V.2.1 - Valeurs de a_1

| Nombre de voies | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-----------------|------------------|-----|-----|-----|------|-----|
| Classe de pont | 1 ^{ere} | 1 | 1 | 0,9 | 0,75 | 0,7 |
| | 2 ^{eme} | 1 | 0,8 | / | / | / |
| | 3 ^{eme} | 0,9 | 0,8 | / | / | / |

➤ Valeur de a_2 :

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

$$\text{Avec : } v = \frac{L_r}{n} = \frac{14,4}{4} = 3,6 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } a_2 = \frac{3,6}{3,6} = 1$$

Calcul de $A(l)$:**Tableau V.2.2 – Valeurs de $A(l)$.**

| Voies charges | Largeur de la voie (m) | a_1 | a_2 | $A(l)$ (t/m ²) | $A_2(l)=a_1 \times a_2 \times A(l)$ (t/m ²) |
|---------------|------------------------|-------|-------|----------------------------|---|
| 1 voie | 3,6 | 1 | 1 | 1,8 | 1,8 |
| 2voies | 7,2 | 1 | 1 | 1,8 | 1,8 |
| 3 voies | 10,8 | 0,9 | 1 | 1,8 | 1,62 |
| 4 voies | 14,4 | 0,75 | 1 | 1,8 | 1,35 |

B)Système B :**a) Système Bc :**

Il se compose de camions de poids individuel égal à 30t

- Disposition longitudinale : le nombre de camions est limité à deux par convoi.
- Disposition transversale : le nombre de camions est égal, au plus, au nombre de voies de circulation ces files peuvent être accolés ou non, selon le plus défavorable.

➤ Valeurs du coefficient b_c :

En fonction de la classe du pont et de nombre de files considérées, les valeurs des charges du système **Bc** prises en compte sont multipliées par les coefficients b_c du tableau suivant :

Tableau V.2.3- Valeurs du coefficient b_c .

| Nombre de files considérées | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-----------------------------|------------------|------|------|------|------|------|
| Classe de pont | 1 ^{er} | 1,20 | 1,10 | 0,95 | 0,80 | 0,70 |
| | 2 ^{eme} | 1,00 | 1,00 | / | / | / |
| | 3 ^{eme} | 1,00 | 0,8 | / | / | / |

➤ **Calcul des coefficients de majoration dynamique :**

La charge **B_c** est frappée de majoration dynamique et le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule suivante :

$$= 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

$$L = 11 \text{ m}$$

$$G = 1411,619 \text{ t}$$

$$S = 12 \times 1 \times 1 = 12 \text{ t}$$

$$B_c = 1 + 0,125 + 0,001 = 1,126$$

Tableau V.2.4 - Valeurs du coefficient de majoration dynamique B_c

| Nombre de files | bc | S (t) | B |
|-----------------|----|-------|-------|
| 1 | 1 | 12 | 1,126 |
| 2 | 1 | 24 | 1,128 |
| 3 | 1 | 36 | 1,129 |
| 4 | 1 | 48 | 1,130 |

b) Système B_t :

Les camions **B_t** sont disposés transversalement et longitudinalement de telle manière à produire l'effet le plus défavorable.

La surcharge **B_t** est pondérée par un coefficient **b_t** qui dépend de la classe du pont, **b_t** est égale à 1 pour les ponts de 1^{ère} classe.

C) Surcharge de trottoir « 1.5 KN/m² » :

C'est une charge appliquée sur le trottoir, elle est disposée tout en longueur qu'en largeur afin d'engendrer l'effort maximal, son intensité est **1.5 KN/m²**.

Les efforts dus à cette surcharge sont cumulés avec ceux du système **A** et **B**.

D) Charge militaire Mc120 :

Le convoi militaire se compose d'un groupe de deux essieux, sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé et il ne développe ni force de freinage ni force centrifuge.

Les majorations dynamiques sont applicables à ce modèle de charge qui est calculé par la même formule que celle donnée pour le système Bc.

Son Poids total égal à **110 t** et le poids par mètre linéaire égal à **18,032 t/ m**.

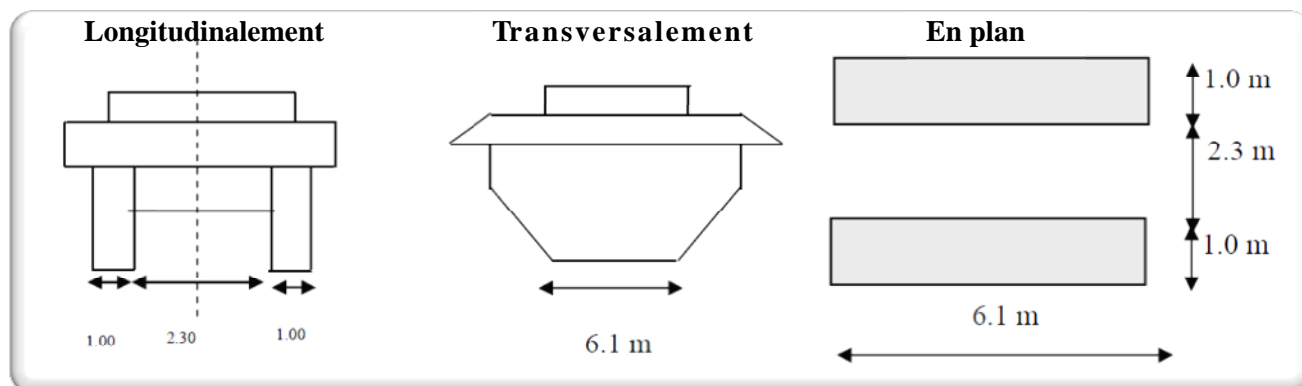


Fig. V.2.1 - Système MC120.

➤ Coefficient de majoration applicable à Mc120 :

$$= 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

L=11 m

G=1411,619t

S=110 t

$$Mc_{120} = 1 + 0.125 + 0.011 = 1,136$$

Tableau V.2.5 – Valeurs du coefficient de majoration dynamique Mc_{120} .

| Nombre de voies chargées | L (m) | G (t) | S (t) | |
|--------------------------|-------|---------|-------|-------|
| 1 voie | 11 | 1417,64 | 110 | 1,136 |
| 2 voies | 11 | 1417,64 | 220 | 1,48 |

E) Convoi exceptionnel D240 :

Le convoi type **D** comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de **240 t** de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de **3,20 m** de large et **18,60 m** de long.

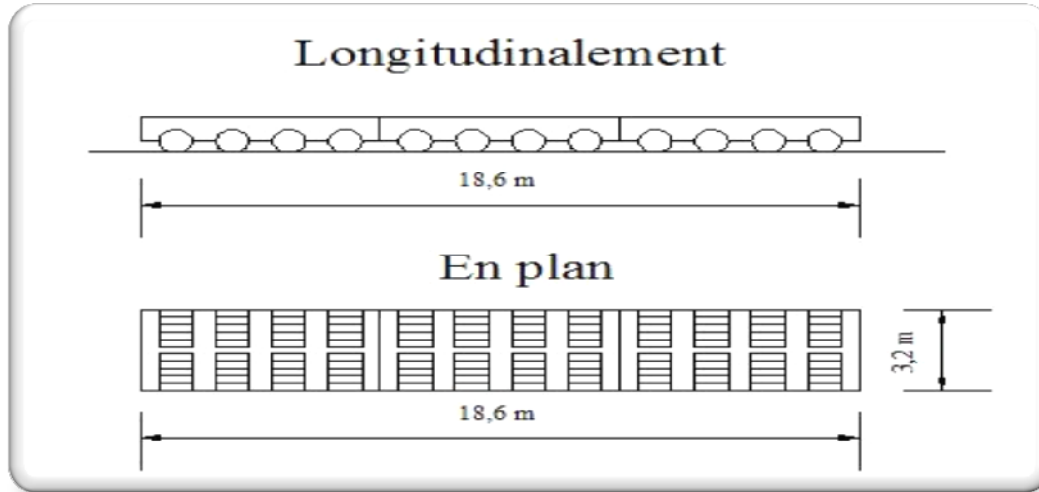


Fig. V.2.2 - Système D240.

Chapitre VI

Calcul De Sollicitations

VI.1) CALCUL MANUEL :

VI.1.1) Description de l'ouvrage :

| Epaisseur de la dalle (e1) | Epaisseur piédroits (e2) | Epaisseur de radier (e3) | Epaisseur de ballast (e4) | Longueur de radier (L_r) | Largeur total (l) | Hauteur des piédroits | Porté de tablier |
|----------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|-----------------------|-----------------------|------------------|
| 0,8m | 0,7m | 0,6 m | 0,6 m | 21,10 m | 11 m | 6,26 m | 9,7 m |

VI.1.2) Schéma statique de l'ouvrage :

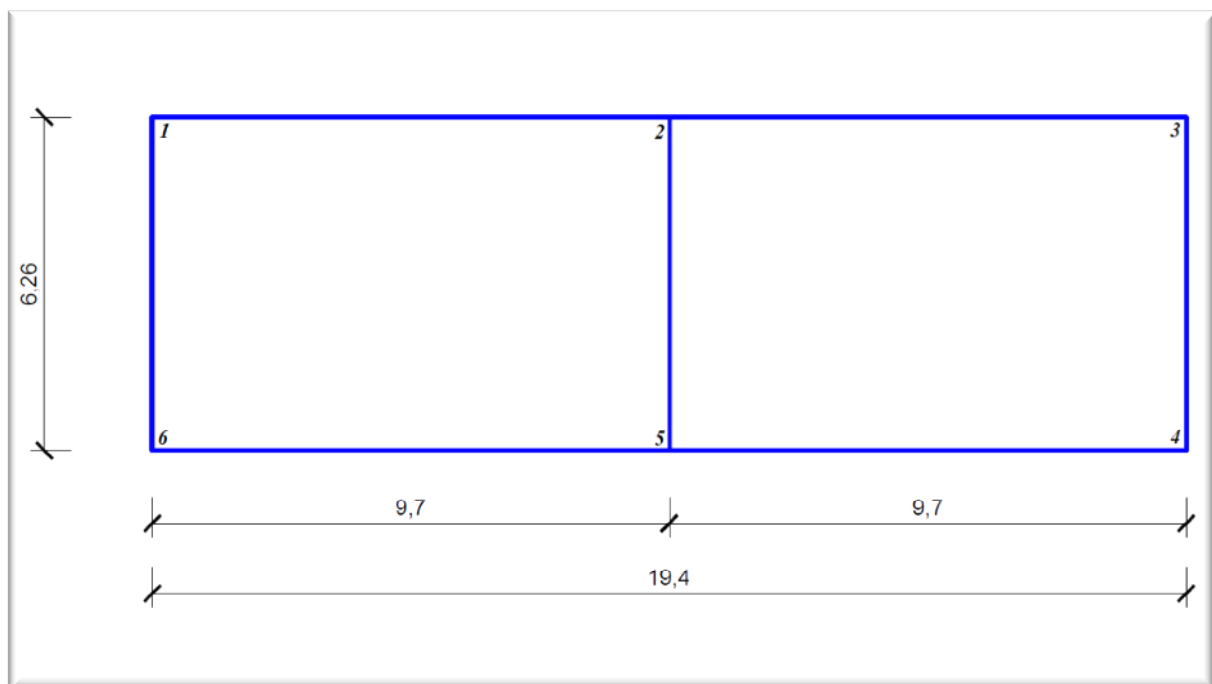


Fig. VI.1.1 – Schéma statique.

Moment d'inertie du tablier : I_1

Moment d'inertie du piédroit : I_2

Moment d'inertie du radier : I_3

Module d'élasticité du tablier : E_d

Module d'élasticité du piédroit : E_p

Module d'élasticité du radier : E_r

VI.1.3) Méthode de calcul :

Pour calculer les sollicitations on doit étudier l'équilibre de chaque nœud, et pour cela nous allons utiliser une méthode de calcul RDM qu'on appelle **la méthode des rotations** appliquée au schéma statique ci-dessus du l'ouvrage assimilé à des barres, (détails de la méthode dans l'annexe N°01).

En considérant pour l'ouvrage, une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$:

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{h \cdot b^3}{12}$$

La rigidité :

$$k = \frac{2 \cdot E \cdot I}{l}$$

Le moment d'inerties et la rigidité des éléments sont représentés dans le tableau suivant :

| | Moment d'inertie I (mm ⁴) | Module d'élasticité de béton E(MPa) | La rigidité k (KN/m) |
|----------|---------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|
| Tablier | $7,50 \cdot 10^{10}$ | 35982 | $5,56 \cdot 10^{11}$ |
| Piédroit | $5,83 \cdot 10^{10}$ | 35982 | $7,04 \cdot 10^{11}$ |
| Radier | $5,83 \cdot 10^{10}$ | 33000 | $3,97 \cdot 10^{11}$ |

VI.1.4) Calcul des sollicitations :

A) Charges permanentes :

Les charges permanentes seront évaluées pour **1** mètre de largeur du pont cadre.

- La charge sur tablier :

$$G_d = 654,26 \text{ t}$$

$$P_1 = \frac{654,26}{20,10 \times 11}$$

$$P_1 = 2,96 \text{ t/ml.}$$

- Poids des piédroits :

$$P_3 = e_2 \times H \times 2,5 \times 1,00 \times 3$$

$$= 3 \times (0,7 \times 6,26 \times 2,5 \times 11)$$

$$P_3 = 361,515 \text{ t.}$$

- La charge sur le radier :

$$P_2 = \frac{(G_d + P_3)}{L_r \times l}$$

$$P_2 = \frac{(654,26 + 361,515)}{21,10 \times 11}$$

$$P_2 = 4,38 \text{ t/ml}$$

- Poussée du remblai P_t sur le piédroit (un piédroit uniquement) :

$$P_t = k_a \quad h + P_0$$

Avec :

$P_0 = 3,75 \text{ t/m}^2$ (surcharge sur le remblai) ;

$k_a = 0,33$ (Coefficient de poussée) ;

$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ (poids volumique de terre) ;

$h = 6,26 \text{ m}$ (hauteur du remblai).

$$P_{t0} = P(h=0) = 3,75 \text{ t/m}^2$$

$$P_{t2} = P(h= 6,26) = 7,9 \text{ t/m}^2.$$

La répartition des charges permanentes sur l'ouvrage se représentent comme suit :

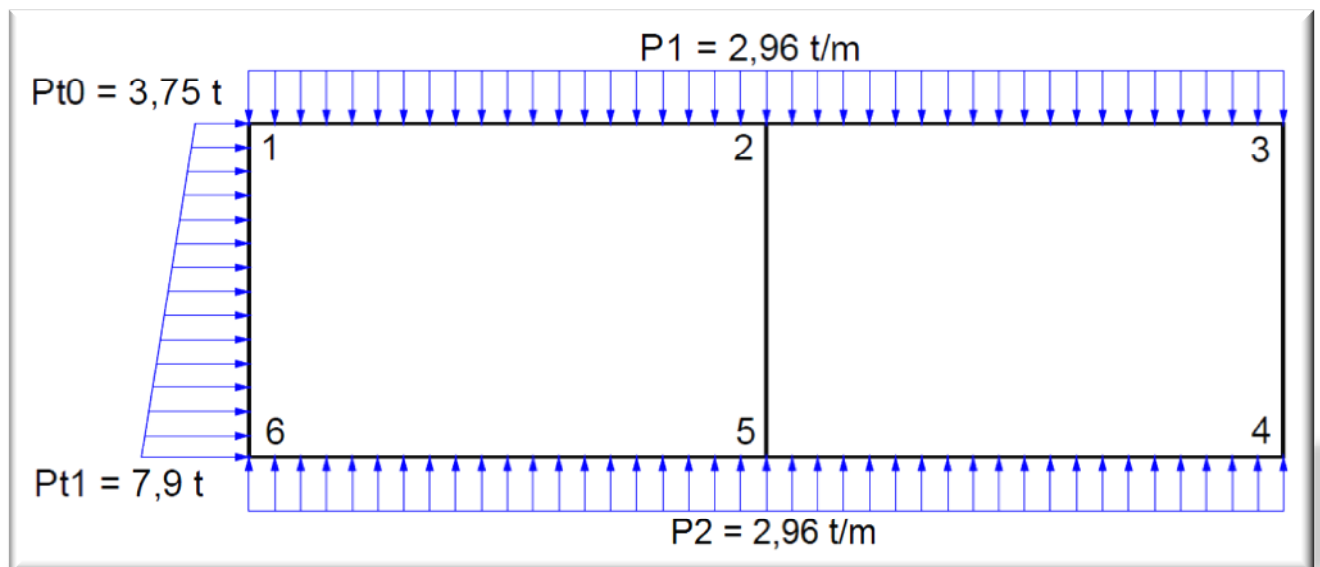


Fig. VI.1.2 - Schéma de charges permanentes.

Tableau VI.1-1 – Les moments statique sur chaque nœud (t.m/ml)

| | | | |
|-----|--------|-----|--------|
| M12 | -17,87 | M43 | 17,40 |
| M16 | 17,87 | M45 | -17,40 |
| M21 | 27,83 | M52 | -1,73 |
| M23 | -29,32 | M54 | 41,22 |
| M25 | 1,49 | M56 | -39,48 |
| M32 | 7,07 | M61 | -27,26 |
| M34 | -7,07 | M65 | 27,26 |

Tableau VI.1-2 – Les moments maximaux en travées et sur appuis (t.m/ml)

| | | |
|--------------------------------|---|--------|
| Tablier de chaque travée | <i>Appui d'extrémité (M_{aet})</i> | -17,87 |
| | <i>Appui intermédiaire (M_{ait})</i> | -29,32 |
| | <i>milieu de la travée (M_{tt})</i> | 11,22 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité (M_{aer})</i> | 27,26 |
| | <i>Appui intermédiaire (M_{air})</i> | 41,22 |
| | <i>milieu de la travée (M_{tr})</i> | -17,27 |
| Piédroit extrême | <i>Appui inférieur (M_{aip})</i> | -27,26 |
| | <i>Appui supérieur (M_{asp})</i> | -17,87 |
| | <i>milieu de la travée (M_{tp})</i> | 5,97 |
| Piédroit intermédiaire | <i>Appui inférieur (M_{aip})</i> | 1,73 |
| | <i>Appui supérieur (M_{asp})</i> | 1,49 |
| | <i>milieu de la travée (M_{tp})</i> | 1,61 |

Tableau VI.1-3 - Les réactions à chaque appui (t/ml)

| | | |
|---------|---|--------|
| Tablier | <i>Appui d'extrémité (R_{aet})</i> | 13,18 |
| | <i>Appui intermédiaire (R_{ait})</i> | 15,54 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité (R_{aer})</i> | -19,80 |
| | <i>Appui intermédiaire (R_{air})</i> | -22,68 |

Tableau VI.1-4 - Les efforts de compression dans les piédroits (t/ml)

| | |
|-------------------------------|-------|
| <i>Piédroit extrême</i> | 16,49 |
| <i>Piédroit intermédiaire</i> | 38,22 |

B) Charges ferroviaires : (chargement de la traverse supérieure) :

a) Modèle de charge UIC 71 :

I^{ER} CAS : pour calculer le moment maximum en travée.

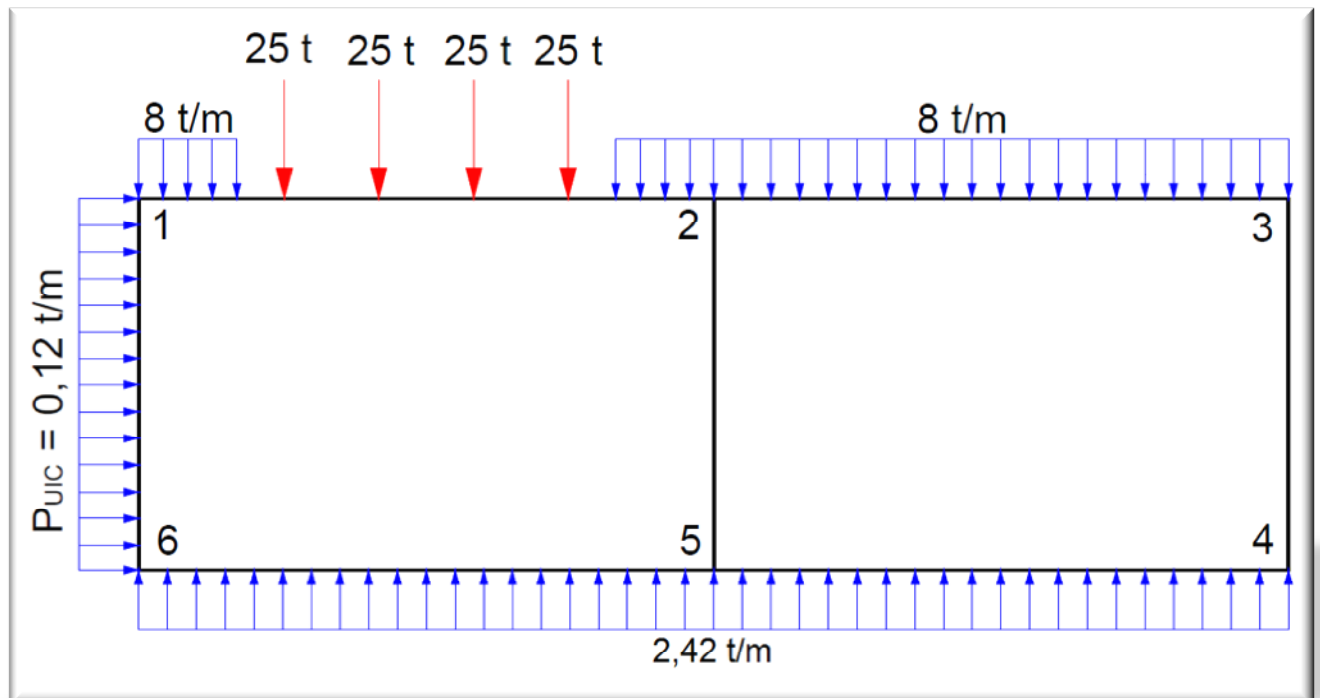


Fig. VI.1.3 - 1er CAS de chargement UIC71.

2^{ème} CAS : pour calculer la réaction maximums sur l'appui latéral.

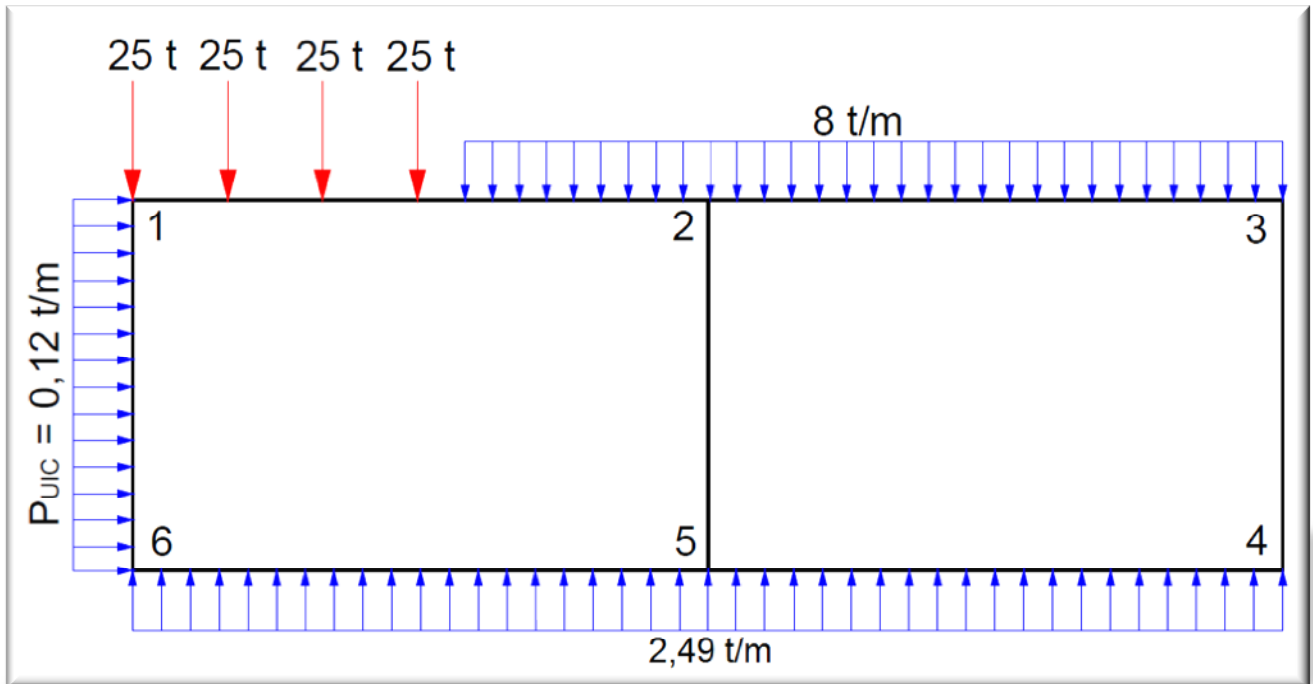


Fig. VI.1.4 - 2^{ème} CAS de chargement UIC71.

3^{ème} cas : pour calculer la réaction maximums sur l'appui intermédiaire.

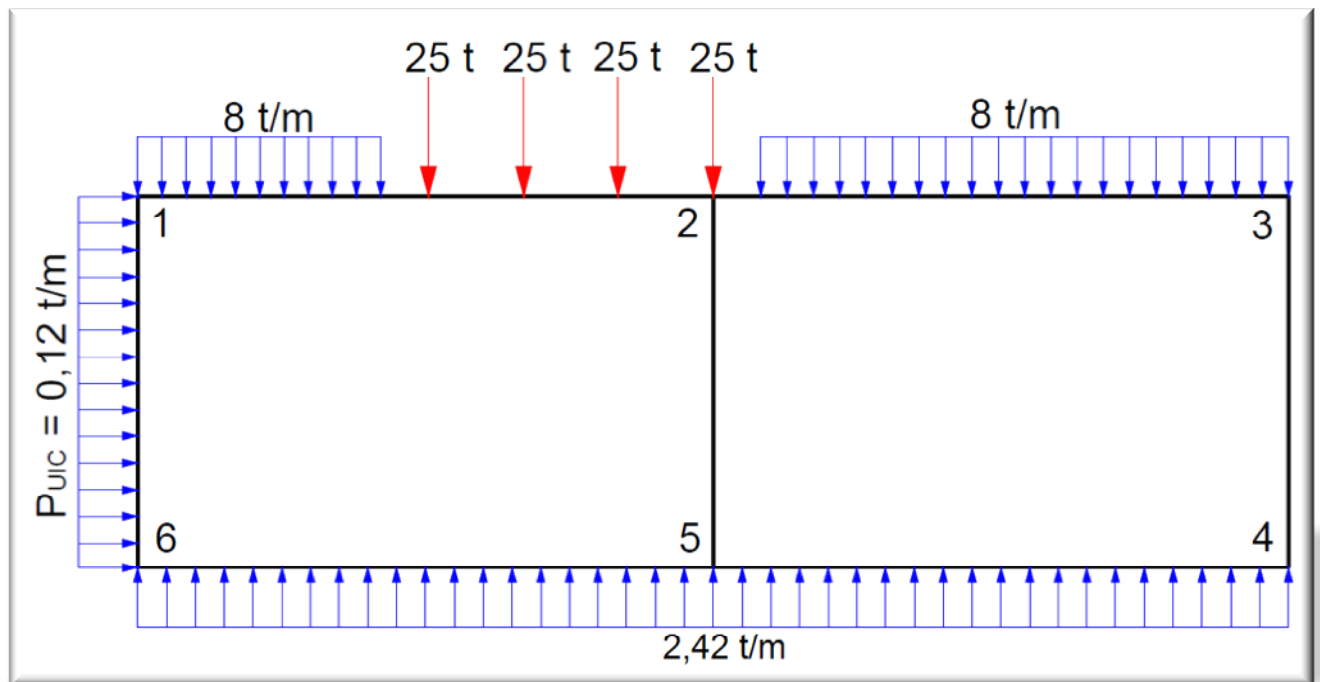


Fig. VI.1.5 - 3^{ème} CAS de chargement UIC71.

Tableau VI.1-5 - Les moments statique sur chaque nœud (t.m/ml)

| Les moments statiques | 1 ^{er} cas | 2 ^{ème} cas | 3 ^{ème} cas |
|-----------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| M12 | -13,22 | -11,66 | -9,72 |
| M16 | 13,22 | 11,66 | 9,72 |
| M21 | 31,95 | 27,25 | 29,48 |
| M23 | -26,01 | -23,90 | -24,54 |
| M25 | -5,94 | -3,35 | -4,94 |
| M32 | 3,71 | 4,21 | 3,94 |
| M34 | -3,71 | -4,21 | -3,94 |
| M43 | 8,97 | 9,31 | 9,00 |
| M45 | -8,97 | -9,31 | -9,00 |
| M52 | -1,41 | -0,72 | -1,28 |
| M54 | 24,95 | 25,28 | 24,70 |
| M56 | -23,54 | -24,55 | -23,42 |
| M61 | -7,76 | -8,30 | -8,49 |
| M65 | 7,76 | 8,30 | 8,49 |

Tableau VI.1-6 - Les moments maximaux en travées et sur appuis (t.m/ml)

| | | 1 ^{er} cas | 2 ^{ème} cas | 3 ^{ème} cas |
|--------------------------|----------------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| Tablier de chaque travée | <i>Appui d'extrémité</i> | -13,22 | -11,66 | -9,72 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | -31,95 | -27,25 | -29,48 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 20,77 | 19,18 | 19,03 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité</i> | 7,76 | 8,30 | 8,49 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | 24,95 | 25,28 | 24,70 |
| | <i>milieu de la travée</i> | -12,07 | -12,53 | -11,84 |
| Piédroit extrême | <i>Appui inférieur</i> | -7,76 | -8,30 | -8,49 |
| | <i>Appui supérieur</i> | -13,22 | -11,66 | -9,72 |
| | <i>milieu de la travée</i> | -10,10 | -9,59 | -8,71 |
| Piédroit intermédiaire | <i>Appui inférieur</i> | 24,95 | 25,28 | 24,70 |
| | <i>Appui supérieur</i> | -26,01 | -23,90 | -24,54 |
| | <i>milieu de la travée</i> | -25,48 | -24,59 | -24,62 |

Tableau VI.1-7 - Les réactions à chaque appui (t/ml)

| | | 1 ^{er} cas | 2 ^{ème} cas | 3 ^{ème} cas |
|---------|----------------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| Tablier | <i>Appui d'extrémité</i> | 13,87 | 19,42 | 10,13 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | 17,73 | 13,78 | 23,07 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité</i> | -9,95 | -10,34 | -10,05 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | -13,49 | -13,84 | -13,39 |

Tableau VI.1-8 - Les efforts de compression dans les piliers (t/ml)

| | 1 ^{er} cas | 2 ^{ème} cas | 3 ^{ème} cas |
|-----------------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| <i>Pilier extrême</i> | 11,91 | 14,88 | 10,09 |
| <i>Pilier intermédiaire</i> | 31,22 | 27,62 | 36,46 |

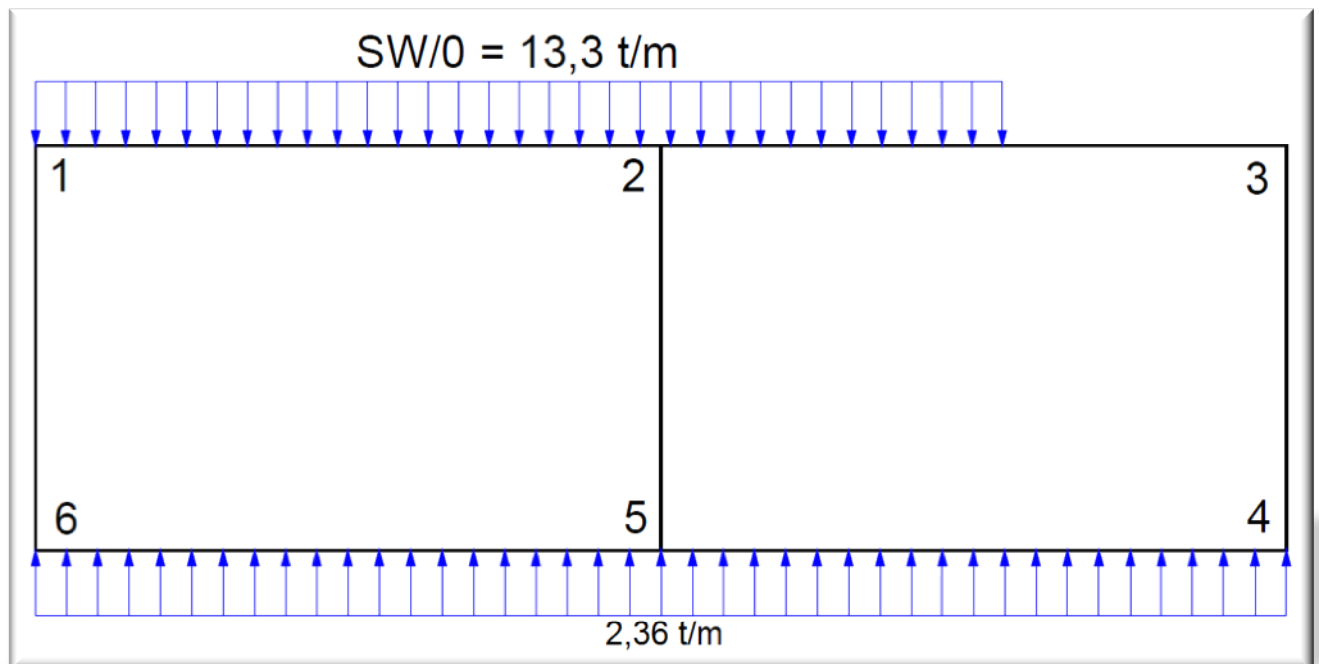
b) Modèle de chargement SW/0 :

Fig. VI.1.6 - Schéma de chargement SW/0.

Tableau VI.1-9 - Les moments statique sur chaque nœud (t.m/ml)

| | | | |
|-----|--------|-----|--------|
| M12 | -11,28 | M43 | 9,36 |
| M16 | 11,28 | M45 | -9,36 |
| M21 | 30,61 | M52 | -0,69 |
| M23 | -26,82 | M54 | 23,90 |
| M25 | -3,79 | M56 | -23,21 |
| M32 | 1,40 | M61 | -7,63 |
| M34 | -1,40 | M65 | 7,63 |

Tableau VI.1-10 - Les moments maximaux en travées et sur appuis (t.m/ml)

| | | |
|--------------------------------|----------------------------|---------------|
| Tablier de chaque travée | <i>Appui d'extrémité</i> | -11,28 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | -30,61 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 18,16 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité</i> | 7,63 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | 23,90 |
| | <i>milieu de la travée</i> | -12,04 |
| Piédroit extrême | <i>Appui inférieur</i> | -7,63 |
| | <i>Appui supérieur</i> | -11,28 |
| | <i>milieu de la travée</i> | -9,45 |
| Piédroit intermédiaire | <i>Appui inférieur</i> | 0,69 |
| | <i>Appui supérieur</i> | -3,79 |
| | <i>milieu de la travée</i> | -2,24 |

Tableau VI.1-11 - Les réactions à chaque appui (t/ml)

| | | |
|----------------|----------------------------|--------|
| Tablier | <i>Appui d'extrémité</i> | 14,13 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | 18,12 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité</i> | -9,79 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | -13,14 |

Tableau VI.1-12 - Les efforts de compression dans les piliers (t/ml)

| | |
|-----------------------------|-------|
| <i>Pilier extrême</i> | 11,96 |
| <i>Pilier intermédiaire</i> | 31,26 |

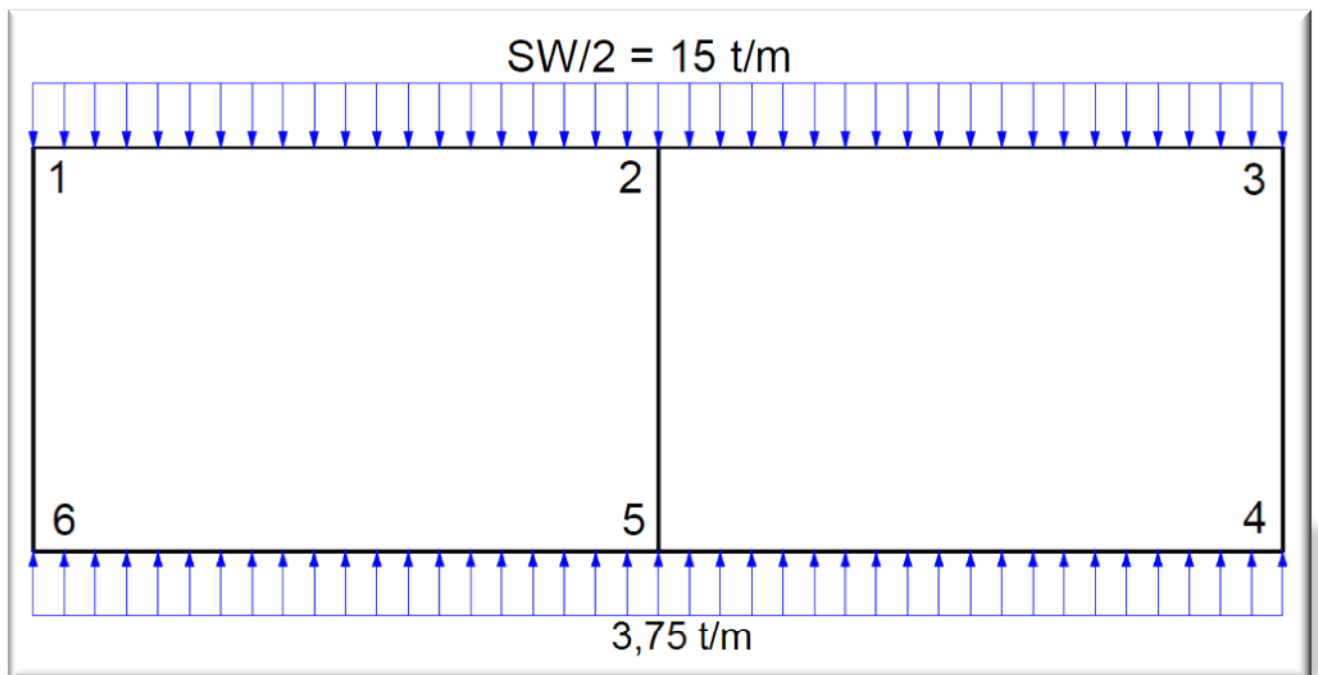
c) *Modèle de chargement SW/2 :*

Fig. VI.1.7 - Schéma de chargement SW/2.

Tableau VI.1-13 - Les moments statique sur chaque nœud (t.m/ml)

| | | | |
|-----|--------|-----|--------|
| M12 | -10,44 | M43 | 13,39 |
| M16 | 10,44 | M45 | -13,39 |
| M21 | 38,88 | M52 | 0,00 |
| M23 | -38,88 | M54 | 37,41 |
| M25 | 0,00 | M56 | -37,41 |
| M32 | 10,44 | M61 | -13,39 |
| M34 | -10,44 | M65 | 13,39 |

Tableau VI.1-14 - Les moments maximaux en travées et sur appuis (t.m/ml)

| | | |
|--------------------------------|----------------------------|--------|
| Tablier de chaque travée | <i>Appui d'extrémité</i> | -10,44 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | -38,88 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 19,44 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité</i> | 13,39 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | 37,41 |
| | <i>milieu de la travée</i> | -18,71 |
| Piédroit extrême | <i>Appui inférieur</i> | -13,39 |
| | <i>Appui supérieur</i> | -10,44 |
| | <i>milieu de la travée</i> | -11,92 |
| Piédroit intermédiaire | <i>Appui inférieur</i> | 0,00 |
| | <i>Appui supérieur</i> | 0,00 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 0,00 |

Tableau VI.1-15 - Les réactions à chaque appui (t/ml)

| | | |
|---------|----------------------------|--------|
| Tablier | <i>Appui d'extrémité</i> | 15,26 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | 21,12 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité</i> | -15,71 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | -20,66 |

Tableau VI.1-16 - Les efforts de compression dans les piliers (t/ml)

| | |
|-----------------------------|-------|
| <i>Pilier extrême</i> | 15,48 |
| <i>Pilier intermédiaire</i> | 41,78 |

d) Modèle de chargement « train à vide » :

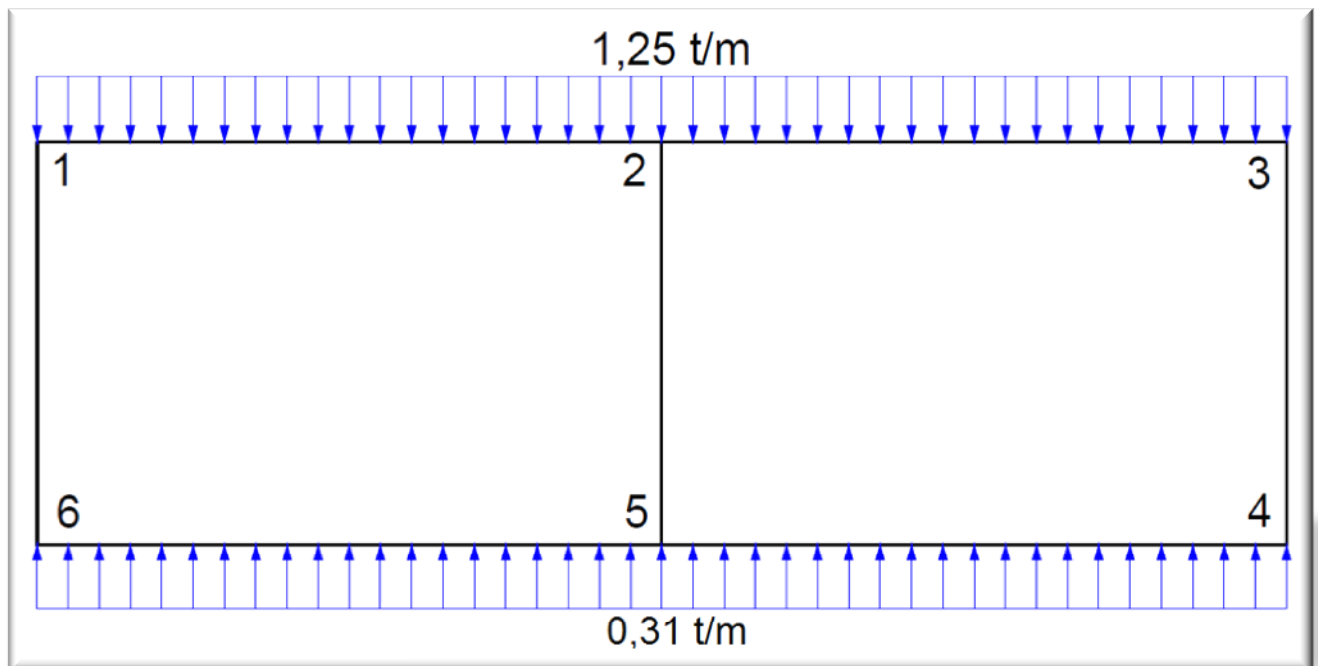


Fig. VI.1.8 - Schéma de chargement Train à vide.

Tableau VI.1-17 - Les moments statique sur chaque nœud (t.m/ml)

| | | | |
|-----|-------|-----|-------|
| M12 | -0,87 | M43 | 1,12 |
| M16 | 0,87 | M45 | -1,12 |
| M21 | 3,24 | M52 | 0,00 |
| M23 | -3,24 | M54 | 3,12 |
| M25 | 0,00 | M56 | -3,12 |
| M32 | 0,87 | M61 | -1,12 |
| M34 | -0,87 | M65 | 1,12 |

Tableau VI.1-18 - Les moments maximaux en travées et sur appuis (t.m/ml)

| | | |
|--------------------------------|----------------------------|-------|
| Tablier de chaque travée | <i>Appui d'extrémité</i> | -0,87 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | -3,24 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 1,62 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité</i> | 1,12 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | 3,12 |
| | <i>milieu de la travée</i> | -1,56 |
| Piédroit extrême | <i>Appui inférieur</i> | -1,12 |
| | <i>Appui supérieur</i> | -0,87 |
| | <i>milieu de la travée</i> | -0,99 |
| Piédroit intermédiaire | <i>Appui inférieur</i> | 0,00 |
| | <i>Appui supérieur</i> | 0,00 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 0,00 |

Tableau VI.1-19 - Les réactions à chaque appui (t/ml)

| | | |
|----------------|----------------------------|-------|
| Tablier | <i>Appui d'extrémité</i> | 1,27 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | 1,76 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité</i> | -1,31 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | -1,72 |

Tableau VI.1-20 - Les efforts de compression dans les pîdroits (t/ml)

| | |
|----------------------------|------|
| <i>Appui d'extrémité</i> | 2,58 |
| <i>Appui intermédiaire</i> | 6,96 |

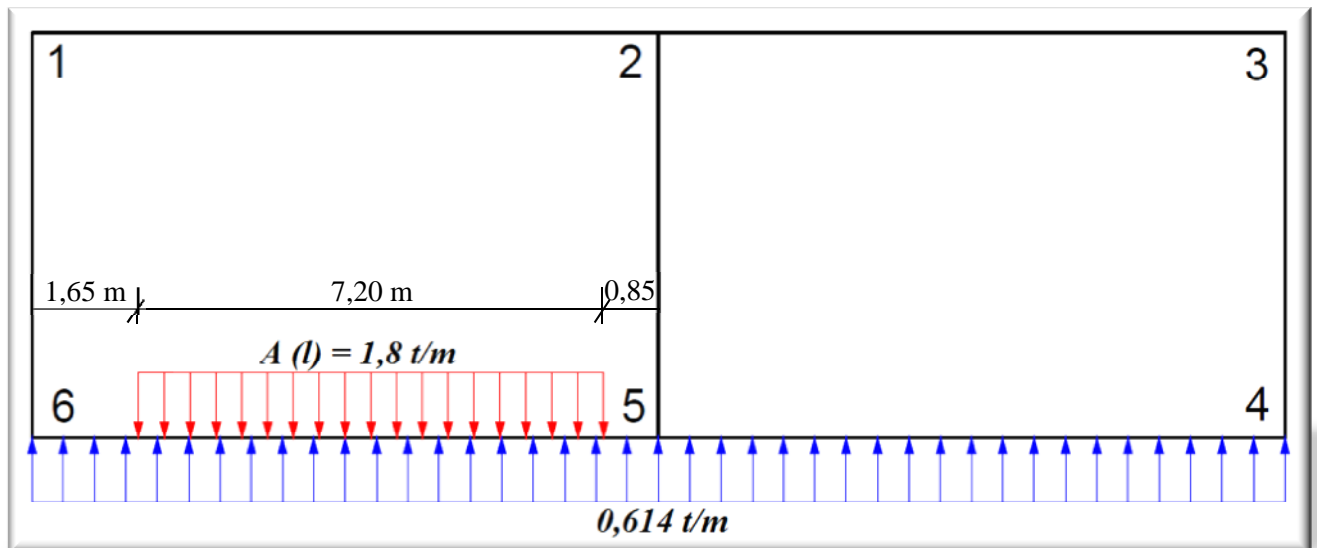
C) Charges routières : (chargement de la traverse inférieure)**a) Surcharge A(l) :**

Fig. VI.1.9 - Schéma de chargement A(l), « 2 voies ».

Tableau VI.1-21 - Les moments statique sur chaque nœud (t.m/ml)

| Les moments statiques | Une voie chargée | Deux voies chargées | Trois voies chargées | Quatre voies chargées |
|-----------------------|------------------|---------------------|----------------------|-----------------------|
| M12 | -0,15 | -1,04 | -0,80 | -0,29 |
| M16 | 0,15 | 1,04 | 0,80 | 0,29 |
| M21 | 0,61 | 0,82 | 0,32 | -0,14 |
| M23 | 0,51 | 1,00 | 0,49 | 0,14 |
| M25 | -1,12 | -1,82 | -0,81 | 0,00 |
| M32 | -0,35 | -0,66 | -0,45 | 0,29 |
| M34 | 0,35 | 0,66 | 0,45 | -0,29 |
| M43 | 2,15 | 4,12 | 2,57 | -1,09 |
| M45 | -2,15 | -4,12 | -2,57 | 1,09 |
| M52 | -3,90 | -6,86 | -3,35 | 0,00 |
| M54 | 0,38 | 1,33 | -2,41 | -3,17 |
| M56 | 3,51 | 5,53 | 5,76 | 3,17 |
| M61 | 1,41 | 5,55 | 3,90 | 1,09 |
| M65 | -1,41 | -5,55 | -3,90 | -1,09 |

Tableau VI.1-22 - Les moments maximaux en travées et sur appuis (t.m/ml)

| Nombre de voies chargées | | 1 voie | 2 voies | 3 voies | 4 voies |
|--------------------------|----------------------------|--------|---------|---------|---------|
| Tablier de chaque travée | <i>Appui d'extrémité</i> | -0,15 | -1,04 | -0,80 | -0,29 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | 0,51 | 1,00 | 0,49 | 0,14 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 0,18 | -0,02 | -0,15 | -0,07 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité</i> | -1,41 | -5,55 | -3,90 | -1,09 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | 0,38 | 1,33 | -2,41 | -3,17 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 6,40 | 10,30 | 4,75 | 1,79 |
| Piédroit extrême | <i>Appui inférieur</i> | 1,41 | 5,55 | 3,90 | 1,09 |
| | <i>Appui supérieur</i> | -0,15 | -1,04 | -0,80 | -0,29 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 0,63 | 2,26 | 1,55 | 0,40 |
| Piédroit intermédiaire | <i>Appui inférieur</i> | 3,90 | 6,86 | 3,35 | 0,00 |
| | <i>Appui supérieur</i> | -1,12 | -1,82 | -0,81 | 0,00 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 1,39 | 2,52 | 1,27 | 0,00 |

Tableau VI.1-23 - Les réactions à chaque appui (t/ml)

| Nombre de voies chargées | | 1 voie | 2 voies | 3 voies | 4 voies |
|--------------------------|----------------------------|--------|---------|---------|---------|
| Tablier | <i>Appui d'extrémité</i> | 0,07 | 0,21 | 0,13 | 0,04 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | -0,07 | -0,21 | -0,13 | -0,04 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité</i> | -1,30 | -2,27 | -3,87 | -4,68 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | -1,68 | -3,69 | -4,17 | -4,25 |

Tableau VI.1-24 - Les efforts de compression dans les piliers (t/ml)

| Nombre de voies chargées | 1 voie | 2 voies | 3 voies | 4 voies |
|-----------------------------|--------|---------|---------|---------|
| <i>Pilier extrême</i> | 0,69 | 1,24 | 2,00 | 2,36 |
| <i>Pilier intermédiaire</i> | 1,61 | 3,48 | 4,04 | 4,21 |

b) Surcharge Bc :

On prend seulement la disposition transversale pour le calcul de sollicitations,

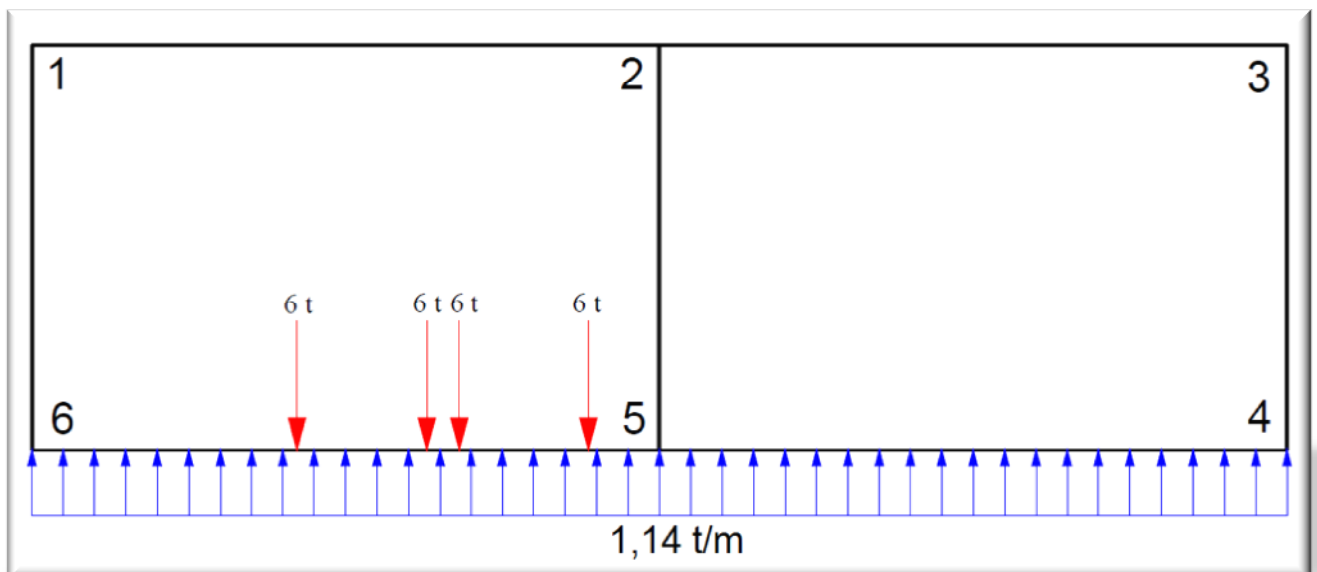


Fig. VI.1.10 - Schéma de chargement Bc, « 2 voies ».

Tableau VI.1-25 - Les moments statique sur chaque nœud (t.m/ml)

| Les moments statiques | Une voie chargée | Deux voies chargées | Trois voies chargées | Quatre voies chargées |
|-----------------------|------------------|---------------------|----------------------|-----------------------|
| M12 | -0,02 | -1,27 | -0,61 | -0,02 |
| M16 | 0,02 | 1,27 | 0,61 | 0,02 |
| M21 | 1,10 | 1,93 | 1,15 | -0,01 |
| M23 | 0,78 | 1,94 | 0,84 | 0,01 |
| M25 | -1,88 | -3,87 | -1,99 | 0,00 |
| M32 | -0,65 | -1,25 | -1,24 | 0,02 |
| M34 | 0,65 | 1,25 | 1,24 | -0,02 |
| M43 | 3,82 | 7,86 | 6,47 | -0,09 |
| M45 | -3,82 | -7,86 | -6,47 | 0,09 |
| M52 | -6,44 | -13,93 | -7,50 | 0,00 |
| M54 | 1,23 | 1,71 | -3,47 | -10,58 |
| M56 | 5,20 | 12,22 | 10,97 | 10,58 |
| M61 | 1,40 | 7,91 | 4,09 | 0,09 |
| M65 | -1,40 | -7,91 | -4,09 | -0,09 |

Tableau VI.1-26 - Les moments maximaux en travées et sur appuis (t.m/ml)

| Nombre de voies chargées | | 1 voie | 2 voies | 3 voies | 4 voies |
|--------------------------|----------------------------|--------|---------|---------|---------|
| Tablier de chaque travée | <i>Appui d'extrémité</i> | -0,02 | -1,27 | -0,61 | -0,02 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | -1,10 | -1,94 | -1,15 | -0,01 |
| | <i>milieu de la travée</i> | -0,56 | -1,60 | -0,88 | -0,02 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité</i> | -1,40 | -7,91 | -4,09 | -0,09 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | -5,20 | -12,22 | -10,97 | -10,58 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 8,02 | 15,98 | 12,26 | 8,31 |
| Piédroit extrême | <i>Appui inférieur</i> | 1,40 | 7,91 | 4,09 | 0,09 |
| | <i>Appui supérieur</i> | -0,02 | -1,27 | -0,61 | -0,02 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 0,69 | 3,32 | 1,74 | 0,03 |
| Piédroit intermédiaire | <i>Appui inférieur</i> | 6,44 | 13,93 | 7,50 | 0,00 |
| | <i>Appui supérieur</i> | -1,88 | -3,87 | -1,99 | 0,00 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 2,28 | 5,03 | 2,75 | 0,00 |

Tableau VI.1-27 - Les réactions à chaque appui (t/ml)

| Nombre de voies chargées | | 1 voie | 2 voies | 3 voies | 4 voies |
|--------------------------|----------------------------|--------|---------|---------|---------|
| Tablier | <i>Appui d'extrémité</i> | -0,11 | -0,07 | -0,06 | 0,001 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | 0,11 | 0,07 | 0,06 | -0,001 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité</i> | -1,49 | 1,25 | -1,79 | -4,87 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | 7,96 | 11,69 | 8,49 | 6,85 |

Tableau VI.1-28 - Les efforts de compression dans les piliers (t/ml)

| Nombre de voies chargées | 1 voie | 2 voies | 3 voies | 4 voies |
|-----------------------------|--------|---------|---------|---------|
| <i>Pilier extrême</i> | 1,38 | -1,32 | 1,73 | 4,87 |
| <i>Pilier intermédiaire</i> | -15,70 | -23,25 | -16,87 | -13,71 |

c) Surcharge Mc120 :

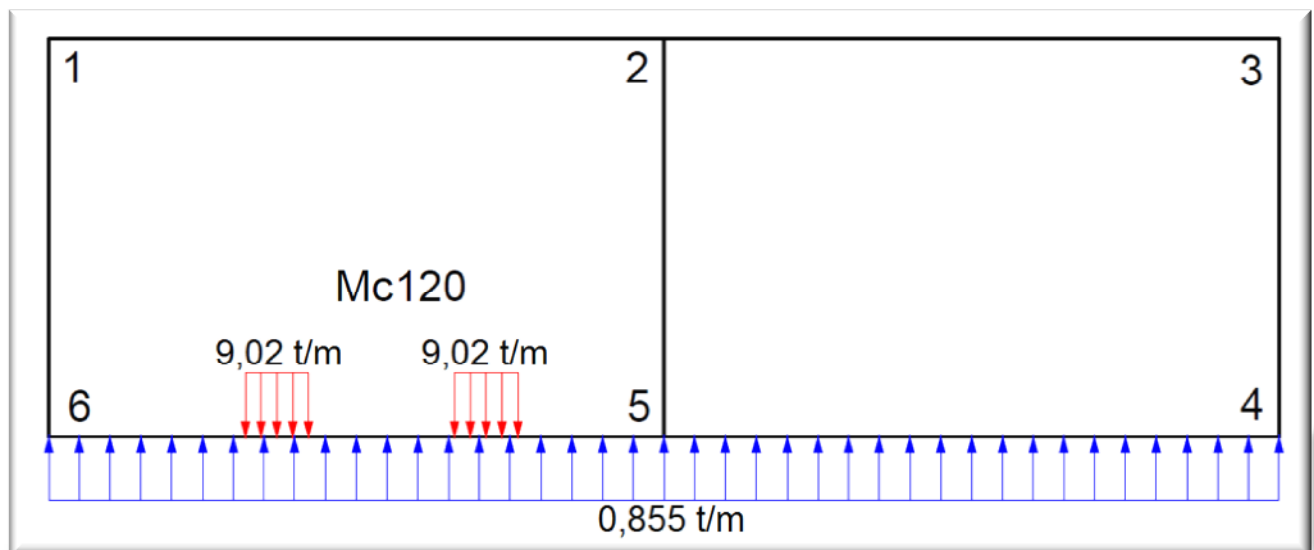


Fig. VI.1.11 - Schéma de chargement militaire Mc120.

Tableau VI.1-29 - Les moments statique sur chaque nœud (t.m/ml)

| | | | |
|-----|-------|-----|--------|
| M12 | -1,60 | M43 | 5,90 |
| M16 | 1,60 | M45 | -5,90 |
| M21 | 1,22 | M52 | -10,41 |
| M23 | 1,56 | M54 | 1,29 |
| M25 | -2,77 | M56 | 9,12 |
| M32 | -0,91 | M61 | 8,51 |
| M34 | 0,91 | M65 | -8,51 |

Tableau VI.1-30 - Les moments maximaux en travées et sur appuis (t.m/ml)

| | | |
|--------------------------|----------------------------|-------|
| Tablier de chaque travée | <i>Appui d'extrémité</i> | -1,60 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | -1,56 |
| | <i>milieu de la travée</i> | -1,58 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité</i> | -8,51 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | -9,12 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 10,90 |
| Piédroit extrême | <i>Appui inférieur</i> | 8,51 |
| | <i>Appui supérieur</i> | -1,60 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 3,46 |
| Piédroit intermédiaire | <i>Appui inférieur</i> | 10,41 |
| | <i>Appui supérieur</i> | -2,77 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 3,82 |

Tableau VI.1-31 - Les réactions à chaque appui (t/ml)

| | | |
|---------|----------------------------|--------|
| Tablier | <i>Appui d'extrémité</i> | 0,004 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | -0,004 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité</i> | 3,83 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | 5,91 |

Tableau VI.1-32 - Les efforts de compression dans les pîdroits (t/ml)

| | |
|------------------------------|--------|
| <i>Pîdroit extrême</i> | -3,82 |
| <i>Pîdroit intermêdiaire</i> | -11,83 |

d) *Surcharge D240 :*

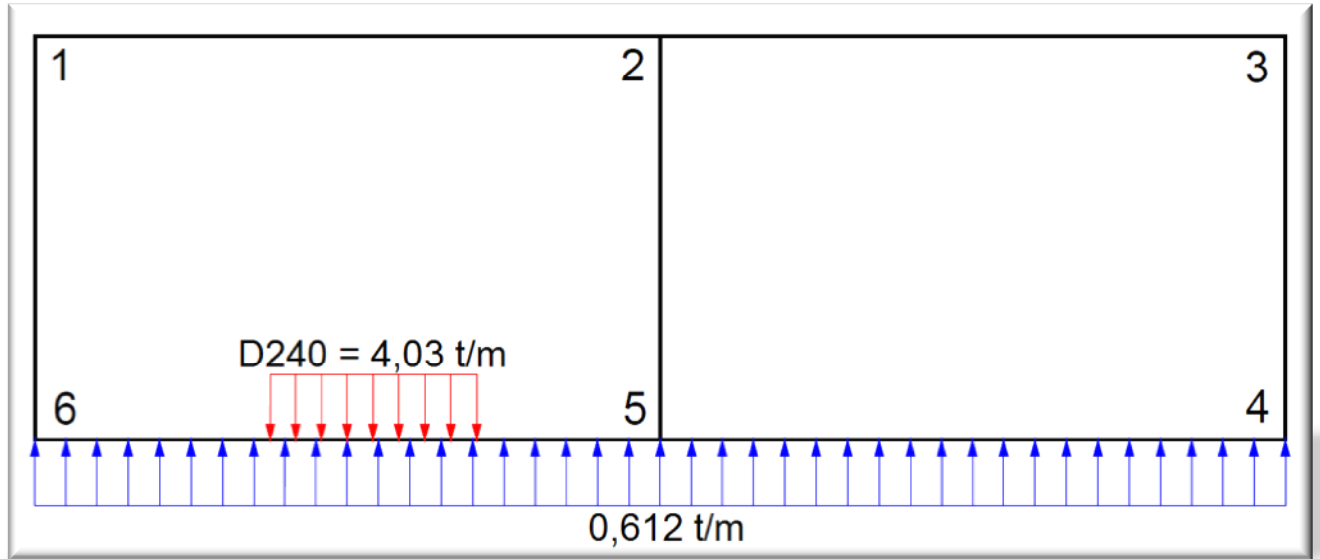


Fig. VI.1.12 - Schéma de convoi D240.

Tableau VI.1-33 - Les moments statique sur chaque nœud (t.m/ml)

| | | | |
|------------|-------|------------|--------|
| M12 | -0,41 | M43 | 10,41 |
| M16 | 0,41 | M45 | -10,41 |
| M21 | 1,81 | M52 | -10,40 |
| M23 | 0,97 | M54 | 10,85 |
| M25 | -2,77 | M56 | -0,45 |
| M32 | -2,10 | M61 | 4,00 |
| M34 | 2,10 | M65 | -4,00 |

Tableau VI.1-34 - Les moments maximaux en travées et sur appuis

| | | |
|---------------------------------|----------------------------|-------|
| Tablier de chaque travée | <i>Appui d'extrémité</i> | -0,41 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | -0,97 |
| | <i>milieu de la travée</i> | -0,69 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité</i> | -4,00 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | 0,45 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 17,00 |
| Piédroit extrême | <i>Appui inférieur</i> | 4,00 |
| | <i>Appui supérieur</i> | -0,41 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 1,79 |
| Piédroit intermédiaire | <i>Appui inférieur</i> | 10,40 |
| | <i>Appui supérieur</i> | -2,77 |
| | <i>milieu de la travée</i> | 3,81 |

Tableau VI.1-35 - Les réactions à chaque appui (t/ml)

| | | |
|----------------|----------------------------|-------|
| Tablier | <i>Appui d'extrémité</i> | -0,06 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | 0,06 |
| Radier | <i>Appui d'extrémité</i> | 3,18 |
| | <i>Appui intermédiaire</i> | 3,80 |

Tableau VI.1-36 - Les efforts de compression dans les pîdroits (t/ml)

| | |
|-------------------------------|-------|
| <i>Piédroit extrême</i> | -3,24 |
| <i>Piédroit intermédiaire</i> | -7,49 |

VI.1.5) Récapitulatif des sollicitations :

En récapitulatif, les sollicitations maximales se résument comme suit :

Tableau VI.1.37 – Récapitulatif des sollicitations.

| Partie de | Sollicitations | Charge | UIC | SW/0 | SW/2 | Train | A(I) | Bc | Mc120 | D240 | |
|------------------------|---------------------------|----------------------------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|-------|
| Tablier | <i>Moment fléchissant</i> | <i>Appui d'extrémité</i> | -17,87 | -13,22 | -11,28 | -10,44 | -0,87 | -1,04 | -1,27 | -1,60 | -0,41 |
| | | <i>Appui intermédiaire</i> | -29,32 | -31,95 | -30,61 | -38,88 | -3,24 | 1,00 | -1,94 | -1,56 | -0,97 |
| | | <i>milieu de la travée</i> | 11,22 | 20,77 | 18,16 | 19,44 | 1,62 | -0,02 | -1,60 | -1,58 | -0,69 |
| Radier | <i>Moment fléchissant</i> | <i>Appui d'extrémité</i> | 27,26 | 8,30 | 7,63 | 13,39 | 1,12 | -5,55 | -7,91 | -8,51 | -4,00 |
| | | <i>Appui intermédiaire</i> | 41,22 | 25,28 | 23,90 | 37,41 | 3,12 | 1,33 | -12,22 | -9,12 | 0,45 |
| | | <i>milieu de la travée</i> | -17,27 | -12,53 | -12,04 | -18,71 | -1,56 | 10,30 | 15,98 | 10,90 | 17,00 |
| Piédroit Latéral | <i>Moment fléchissant</i> | <i>Appui inférieur</i> | -27,26 | -23,42 | -7,63 | -13,39 | -1,12 | 5,55 | 7,91 | 8,51 | 4,00 |
| | | <i>Appui supérieur</i> | -17,87 | -13,22 | -11,28 | -10,44 | -0,87 | -1,04 | -1,27 | -1,60 | -0,41 |
| | | <i>milieu de la travée</i> | 5,97 | -10,10 | -9,45 | -11,92 | -0,99 | 2,26 | 3,32 | 3,46 | 1,79 |
| | <i>Effort normal</i> | | 16,49 | 14,88 | 11,96 | 15,48 | 2,58 | 1,24 | -1,32 | -3,82 | -3,24 |
| Piédroit intermédiaire | <i>Moment fléchissant</i> | <i>Appui inférieur</i> | 1,73 | 24,95 | 0,69 | 0,00 | 0,00 | 6,86 | 13,93 | 10,41 | 10,40 |
| | | <i>Appui supérieur</i> | 1,49 | -26,01 | -3,79 | 0,00 | 0,00 | -1,82 | -3,87 | -2,77 | -2,77 |
| | | <i>milieu de la travée</i> | 1,61 | -25,48 | -2,24 | 0,00 | 0,00 | 2,52 | 5,03 | 3,82 | 3,81 |
| | <i>Effort normal</i> | | 38,22 | 36,46 | 31,26 | 41,78 | 6,96 | 4,21 | -23,25 | -11,83 | -7,49 |

VI.1.6) Combinaisons d'actions :

A) Combinaisons à l'ELU :

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot {}_3 \cdot \text{UIC71}$$

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot {}_3 \cdot \text{SW/2}$$

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot {}_3 \cdot \text{UIC71} + 1,35 \cdot {}_{\text{MC120}} \cdot \text{MC120}$$

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot {}_3 \cdot \text{SW/2} + 1,35 \cdot {}_{\text{MC120}} \cdot \text{MC120}$$

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot {}_3 \cdot \text{UIC71} + 1,35 \cdot \text{D240}$$

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot {}_3 \cdot \text{SW/2} + 1,35 \cdot \text{D240}$$

B) Combinaisons à l'ELS :

$$G + {}_3 \cdot \text{UIC71}$$

$$G + {}_3 \cdot \text{SW/2}$$

$$G + {}_3 \cdot \text{UIC71} + {}_{\text{MC120}} \cdot \text{MC120}$$

$$G + {}_3 \cdot \text{SW/2} + {}_{\text{MC120}} \cdot \text{MC120}$$

$$G + {}_3 \cdot \text{UIC71} + \text{D240}$$

$$G + {}_3 \cdot \text{SW/2} + \text{D240}$$

Les sollicitations à retenir sont les plus grandes de chacun des cas de chargement

| PARTIE DE L'OUVRAGE | SOLLICITATIONS | | MAXIMUM | |
|------------------------|--------------------|----------------------------|---------|--------|
| | | | ELU | ELS |
| TABLIER | Moment fléchissant | <i>Appui d'extrémité</i> | -53,55 | -37,45 |
| | | <i>Appui intermédiaire</i> | -108,26 | -74,71 |
| | | <i>milieu de la travée</i> | 57,50 | 39,46 |
| RADIER | Moment fléchissant | <i>Appui d'extrémité</i> | 64,12 | 45,47 |
| | | <i>Appui intermédiaire</i> | 112,36 | 79,07 |
| | | <i>milieu de la travée</i> | -61,48 | -42,71 |
| PIEDROIT LATERAL | Moment fléchissant | <i>Appui inférieur</i> | -64,12 | -45,47 |
| | | <i>Appui supérieur</i> | -53,55 | -37,45 |
| | | <i>milieu de la travée</i> | 14,05 | 8,43 |
| | Effort normal | | 53,85 | 37,55 |
| PIEDROIT INTERMEDIAIRE | Moment fléchissant | <i>Appui inférieur</i> | 64,91 | 40,61 |
| | | <i>Appui supérieur</i> | -58,03 | -37,75 |
| | | <i>milieu de la travée</i> | -49,80 | 6,64 |
| | Effort normal | | 125,97 | 87,80 |

VI.2) CALCUL AUTOMATIQUE :

VI.2.1) Introduction :

Lors de l'étude d'une structure le recours à l'outil informatique est bien souvent inévitable, celui-ci permet en effet d'effectuer des calculs complexes difficilement réalisables par des méthodes manuelles et procure un gain de temps important en évitant des opérations longues et fastidieuses.

Pour que l'ingénieur fasse appel à un logiciel, il lui incombe dans tous les cas de poser le problème correctement, de modéliser la structure, et de définir les sorties graphiques ou les tableaux de résultats qu'il compte utiliser.

Le calcul de sollicitations a été effectué pas le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011.

VI.2.2) Description générale du programme Robot :

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** est un progiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

VI.2.3) Méthode de calcul :

Le calcul automatique effectué par le logiciel ROBOT est basé sur la méthode des éléments finis qui est une méthode numérique largement appliquée dans le domaine de la mécanique et de la résistance des matériaux.

VI.2.4) Modélisation de l'ouvrage :

L'ouvrages est modélisé en model plaque et coque, prenant appui sur le sol par l'intermédiaire du radier. Les appuis de l'ouvrage seront modélisés par des supports élastiques ($KZ = 1000 \text{ t/m}^3$).

L'ouvrage sera soumis à l'action simultanée des charges permanentes et des surcharges d'exploitation combinées et pondérées selon les règles du BAEL 91 révisées 99.

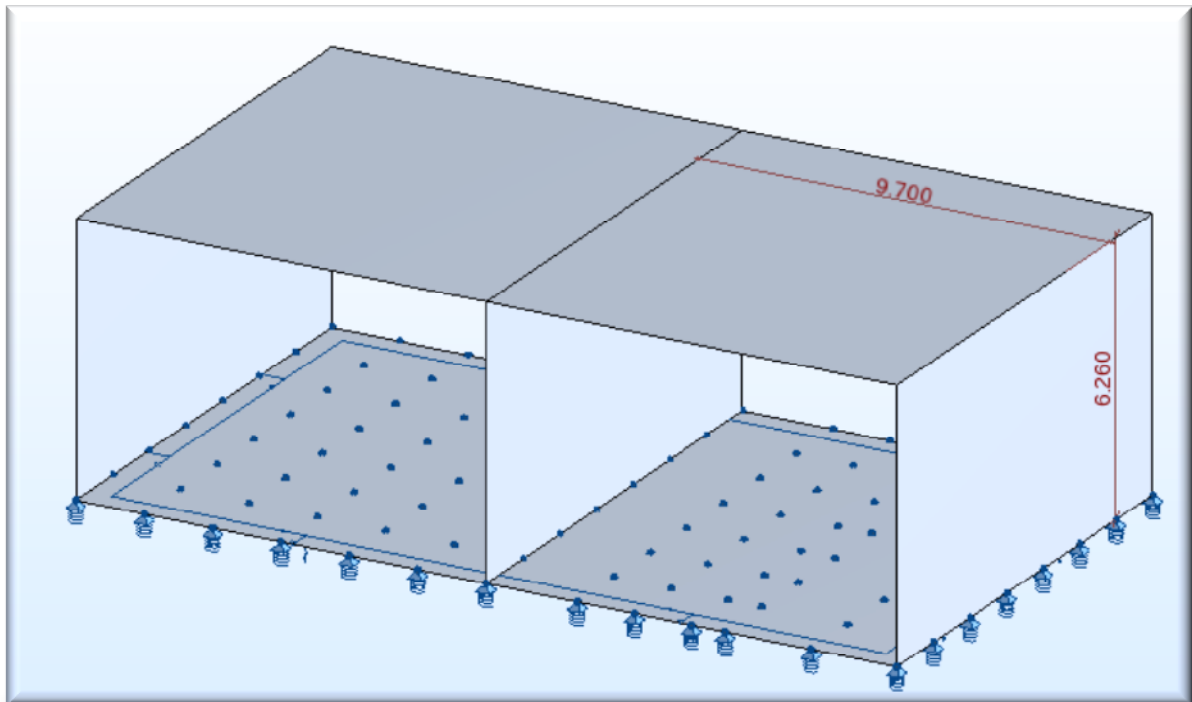


Fig. VI.2.1 - Modèle de calcul.

A) Chargement :

| N° de cas | Nom de cas | Nature |
|-----------|----------------|--------------|
| 1 | G | Permanente |
| 2 | Bc (une voie) | Exploitation |
| 3 | Bc (deux voie) | Exploitation |
| 4 | Mc120 | Exploitation |
| 5 | D240 | Exploitation |
| 6 | UIC71 (V1) | Exploitation |
| 7 | UIC71 (V2) | Exploitation |
| 8 | SW/0 (V1) | Exploitation |
| 10 | SW/0 (V2) | Exploitation |
| 11 | SW/2 (V1) | Exploitation |
| 12 | SW/2 (V2) | Exploitation |

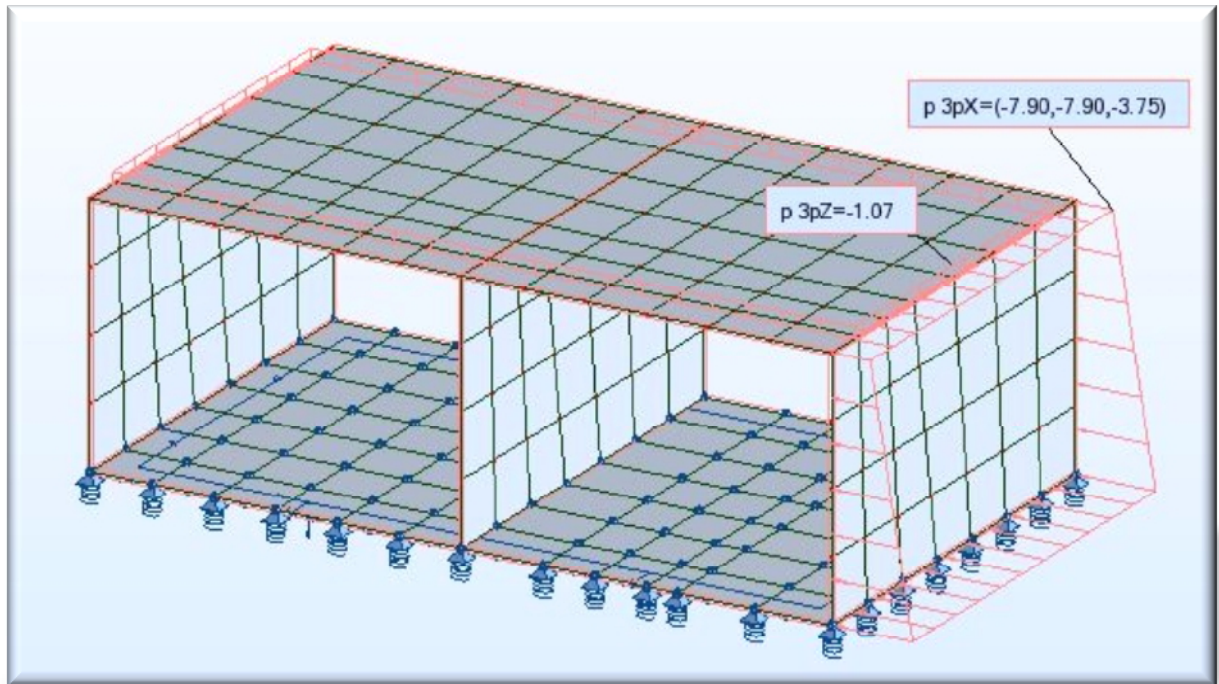


Fig. VI.2.2 - Modélisation des charges permanentes.

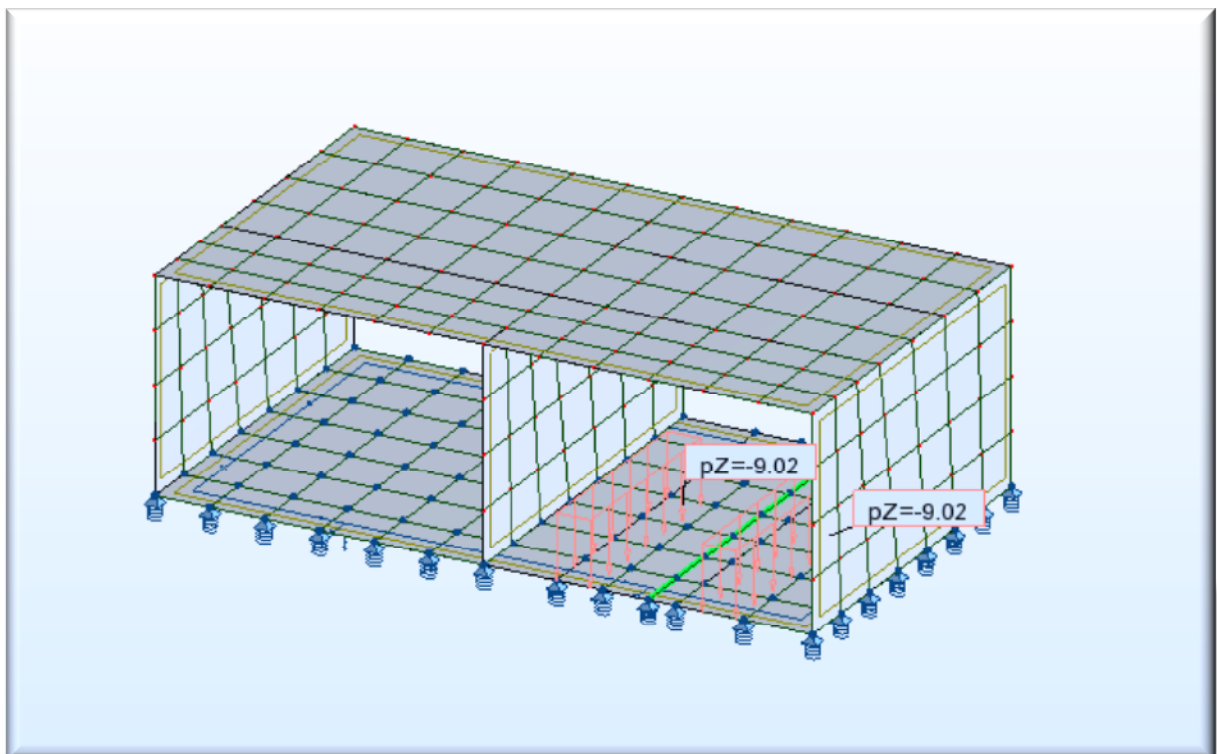


Fig. VI.2.3 - Modélisation de convoi Mc120.

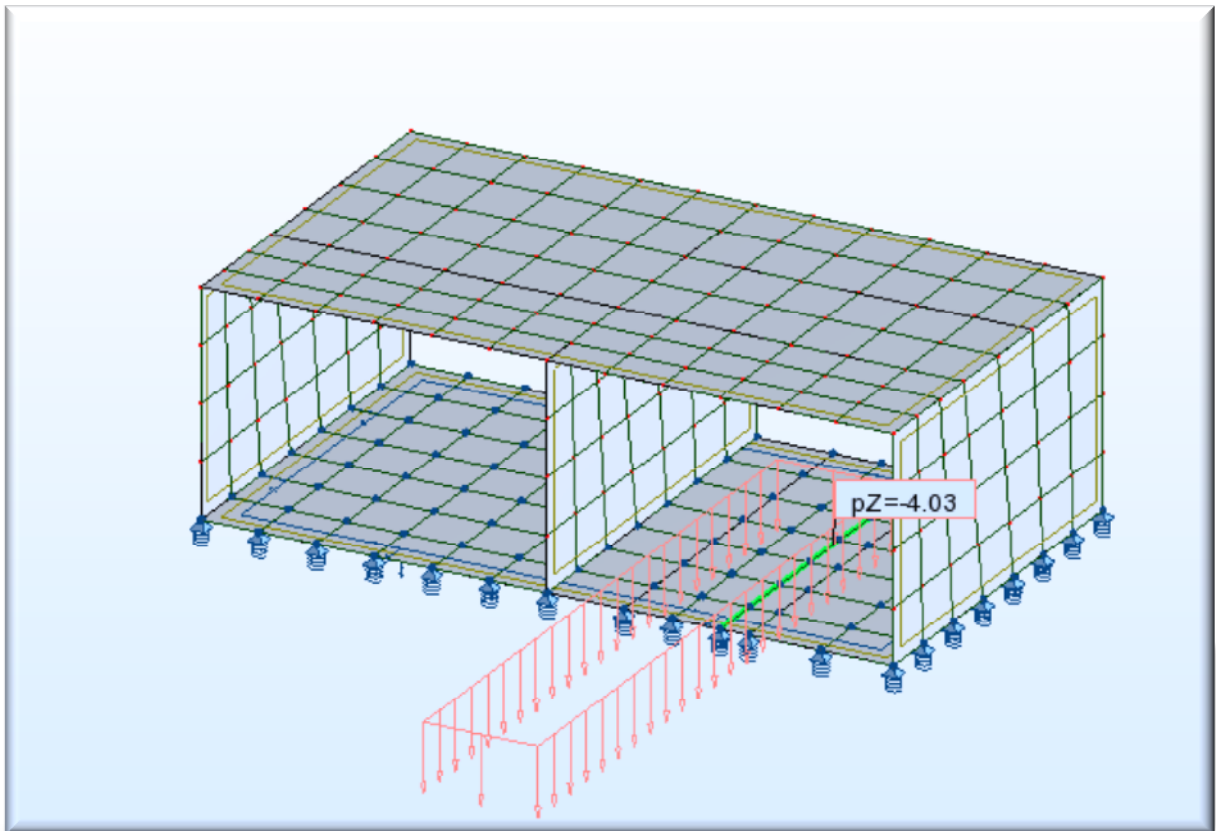


Fig. VI.2.4 - Modélisation du D240.

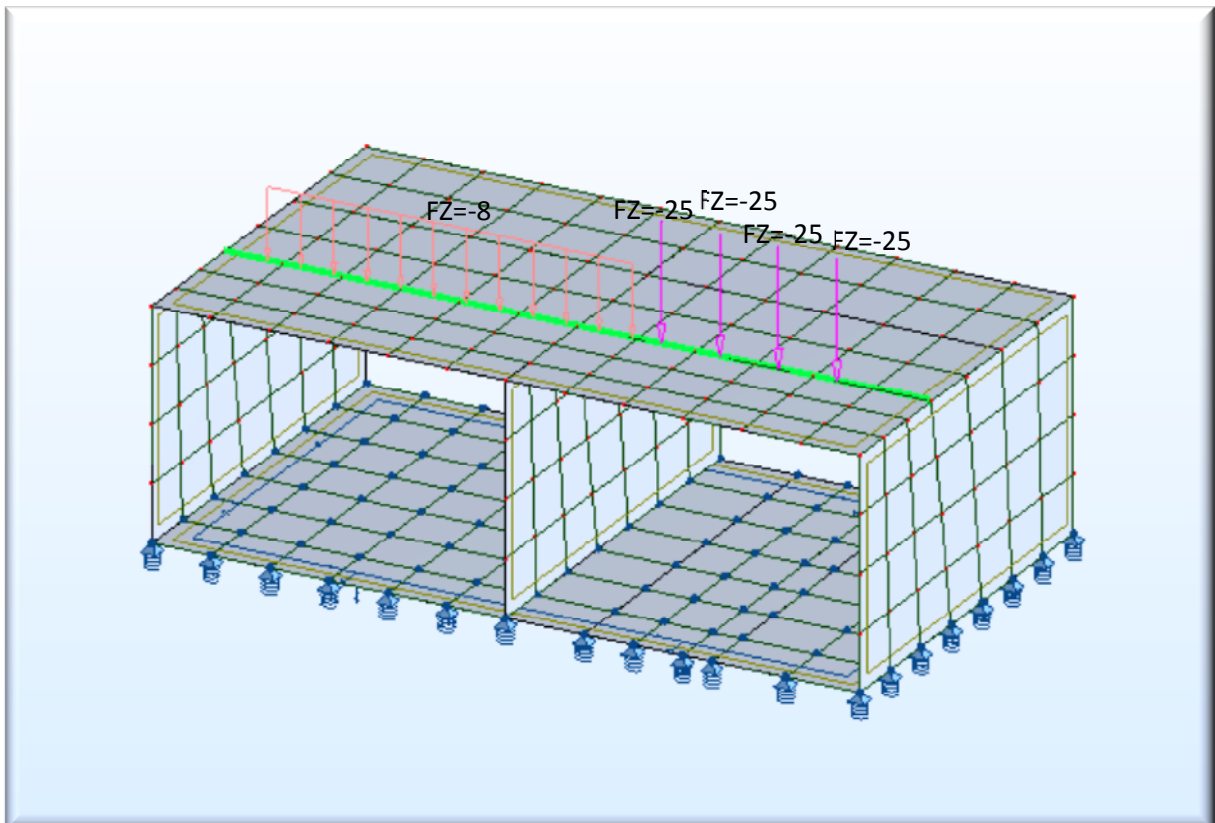


Fig. VI.2.5 - Modélisation de la charge UIC71.

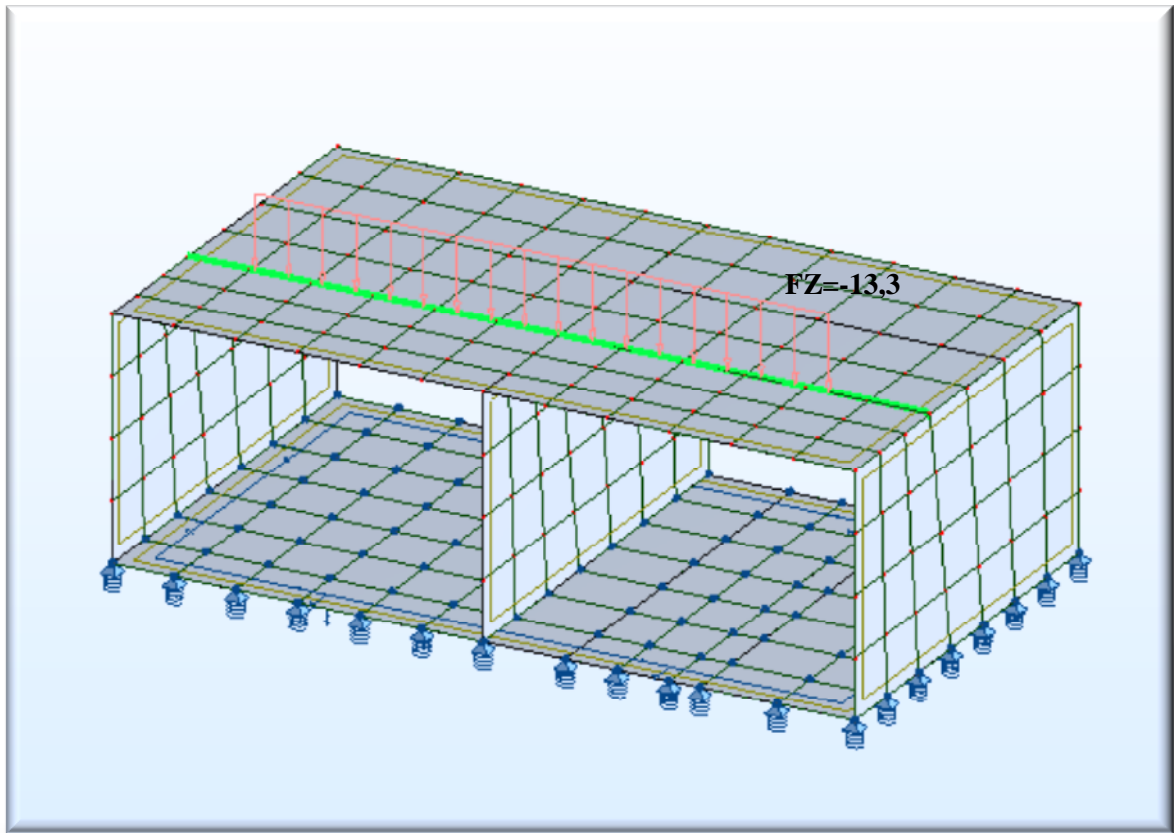


Fig. VI.2.6 - Modélisation de la charge SW/0.

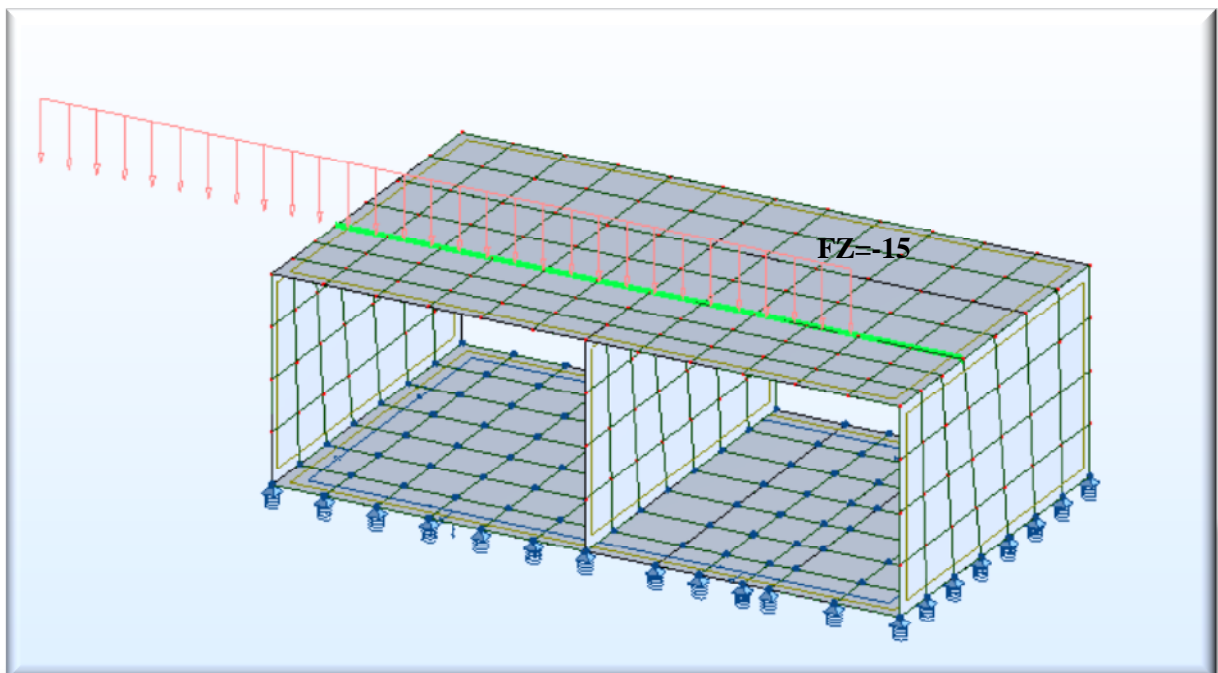


Fig. VI.2.7 - Modélisation de la charge SW/2.

B) Combinaisons de charge :

On retient seulement les combinaisons qui engendrent des sollicitations max.

a) Combinaison de charges à l'ELU :

| Nom | Nature de la combinaison | Nature du cas | Définition |
|-------|--------------------------|----------------|----------------------------------|
| ELU1 | ELU | d'exploitation | 1,35 (1) + 1,50 (6+7) |
| ELU2 | ELU | d'exploitation | 1,35 (1) + 1,50 (6+11) |
| ELU3 | ELU | d'exploitation | 1,35 (1+5) + 1,50 (6+7) |
| ELU4 | ELU | d'exploitation | 1,35 (1) + 1,60 (3) + 1,50 (6+7) |
| ELU5 | ELU | d'exploitation | 1,35 (1+4) + 1,50 (6+7) |
| ELU6 | ELU | d'exploitation | 1,35 (1+4) + 1,50 (6+11) |
| ELU7 | ELU | d'exploitation | 1,35 (1+5) + 1,50 (6+11) |
| ELU8 | ELU | d'exploitation | 1,35 (1) + 1,60 (3) |
| ELU9 | ELU | d'exploitation | 1,35 (1+4) |
| ELU10 | ELU | d'exploitation | 1,35 (1+5) |
| ELU11 | ELU | d'exploitation | 1,35 (1) + 1,60 (3) + 1,5 (6+11) |

b) Combinaison de charges à l'ELS :

| Nom | Nature de la combinaison | Nature du cas | Définition |
|-------|--------------------------|----------------|------------------|
| ELS4 | ELS | d'exploitation | (1+2+3+6+7)*1,00 |
| ELS5 | ELS | d'exploitation | (1+6+10)*1,00 |
| ELS7 | ELS | d'exploitation | (1+2+3)*1,00 |
| ELS8 | ELS | d'exploitation | (1+4)*1,00 |
| ELS9 | ELS | d'exploitation | (1+5)*1,00 |
| ELS11 | ELS | d'exploitation | (1+4+6+7)*1,00 |
| ELS12 | ELS | d'exploitation | (1+4+6+10)*1,00 |
| ELS13 | ELS | d'exploitation | (1+5+6+7)*1,00 |
| ELS14 | ELS | d'exploitation | (1+5+6+10)*1,00 |

C) Résultats :

a) Les sollicitations max et min à l'ELU :

Tableau VI.2-1 – Sollicitations à l'ELU sur la dalle.

| | MXX [Tm/m] | MYY [Tm/m] | MXY [Tm/m] | NXX [T/m] | NY Y [T/m] | NXY [T/m] | QXX [T/m] | QYY [T/m] |
|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| MAX | 95,99 | 18,94 | 11,20 | 20,19 | 9,76 | 5,72 | 48,01 | 10,92 |
| Panneau | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| Noeud | 174 | 175 | 169 | 108 | 105 | 108 | 168 | 153 |
| Cas | ELU6 | ELU6 | ELU6 | ELU5 | ELU9 | ELU11 | ELU3 | ELU6 |
| | | | | | | | | |
| MIN | -69,54 | -29,16 | -9,35 | -26,54 | -8,66 | -5,10 | -38,94 | -8,12 |
| Panneau | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| Noeud | 156 | 152 | 168 | 105 | 112 | 124 | 111 | 149 |
| Cas | ELU3 | ELU5 | ELU5 | ELU5 | ELU6 | ELU5 | ELU6 | ELU5 |

Tableau VI.2-2 - Sollicitations à l'ELU sur le radier.

| | MXX [Tm/m] | MYY [Tm/m] | MXY [Tm/m] | NXX [T/m] | NY Y [T/m] | NXY [T/m] | QXX [T/m] | QYY [T/m] |
|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| MAX | 65,48 | 11,06 | 7,42 | 0,64 | 4,62 | 5,23 | 51,33 | 6,47 |
| Panneau | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Noeud | 28 | 95 | 16 | 8 | 6 | 13 | 15 | 3 |
| Cas | ELU5 | ELU5 | ELU6 | ELU5 | ELU6 | ELU5 | ELU6 | ELU5 |
| | | | | | | | | |
| MIN | -96,22 | -19,93 | -7,01 | -2,11 | -1,25 | -6,26 | -46,28 | -6,86 |
| Panneau | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Noeud | 2 | 2 | 29 | 6 | 8 | 32 | 4 | 4 |
| Cas | ELU6 | ELU6 | ELU5 | ELU6 | ELU5 | ELU5 | ELU5 | ELU5 |

Tableau VI.2-3 - Sollicitations à l'ELU sur le piedroit latéral.

| | MXX [Tm/m] | MYY [Tm/m] | MXY [Tm/m] | NXX [T/m] | NYY [T/m] | NXY [T/m] | QXX [T/m] | QYY [T/m] |
|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| MAX | 75,83 | 16,01 | 3,46 | 0,20 | 5,76 | 8,85 | 32,92 | 5,36 |
| Panneau | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| Nœud | 38 | 38 | 141 | 6 | 105 | 315 | 38 | 6 |
| Cas | ELU5 | ELU5 | ELU5 | 1 | ELU6 | ELU6 | ELU5 | ELU6 |
| | | | | | | | | |
| MIN | -20,82 | -3,84 | -3,28 | -63,09 | -14,90 | -8,24 | -13,07 | -7,19 |
| Panneau | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| Nœud | 305 | 312 | 306 | 114 | 114 | 323 | 111 | 1 |
| Cas | ELU11 | ELU11 | ELU5 | ELU5 | ELU5 | ELU5 | ELU3 | ELU5 |

Tableau VI.2-4 - Sollicitations à l'ELU sur le piedroit intermédiaire.

| | MXX [Tm/m] | MYY [Tm/m] | MXY [Tm/m] | NXX [T/m] | NYY [T/m] | NXY [T/m] | QXX [T/m] | QYY [T/m] |
|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| MAX | 59,38 | 12,13 | 4,48 | 0,05 | 7,53 | 15,24 | 23,05 | 4,54 |
| Panneau | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 |
| Nœud | 2 | 69 | 269 | 178 | 270 | 74 | 266 | 265 |
| Cas | ELU6 | ELU5 | ELU5/ | 1 | ELU5 | ELU6 | ELU6 | ELU6 |
| | | | | | | | | |
| MIN | -64,97 | -12,42 | -4,52 | -126,21 | -24,81 | -15,14 | -0,00 | -4,34 |
| Panneau | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 |
| Nœud | 106 | 106 | 266 | 174 | 174 | 69 | 5 | 270 |
| Cas | ELU6 | ELU6 | ELU6 | ELU6 | ELU6 | ELU6 | 1 | ELU5 |

b) Les sollicitations max et min à l'ELS :

Tableau VI.2-5 - Sollicitations à l'ELS sur la dalle.

| | MXX [Tm/m] | MYX [Tm/m] | MYX [Tm/m] | NXX [T/m] | NYX [T/m] | NXY [T/m] | QXX [T/m] | QYY [T/m] |
|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| MAX | 68,62 | 13,83 | 7,79 | 14,23 | 7,23 | 4,13 | 34,21 | 7,53 |
| Panneau | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| Nœud | 174 | 175 | 169 | 108 | 105 | 108 | 168 | 153 |
| Cas | ELS14 | ELS14 | ELS12 | ELS11 | ELS8 | ELS11 | ELS14 | ELS12 |
| | | | | | | | | |
| MIN | -49,67 | -20,22 | -6,56 | -19,54 | -5,76 | -3,79 | -27,25 | -5,64 |
| Panneau | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| Nœud | 158 | 152 | 168 | 105 | 112 | 115 | 111 | 149 |
| Cas | ELS14 | ELS11 | ELS11 | ELS11 | ELS12 | 1 | ELS12 | ELS11 |

Tableau VI.2-6 - Sollicitations à l'ELS sur le radier.

| | MXX [Tm/m] | MYX [Tm/m] | MYX [Tm/m] | NXX [T/m] | NYX [T/m] | NXY [T/m] | QXX [T/m] | QYY [T/m] |
|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| MAX | 46,97 | 7,93 | 5,32 | 0,47 | 3,35 | 3,78 | 36,91 | 4,64 |
| Panneau | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Nœud | 28 | 95 | 16 | 8 | 6 | 13 | 15 | 30 |
| Cas | ELS11 | ELS11 | ELS12 | ELS11 | ELS12 | ELS11 | ELS12 | ELS11 |
| | | | | | | | | |
| MIN | -68,63 | -14,26 | -5,06 | -1,53 | -0,91 | -4,54 | -33,06 | -4,90 |
| Panneau | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Nœud | 2 | 2 | 29 | 6 | 8 | 32 | 4 | 4 |
| Cas | ELS12 | ELS12 | ELS11 | ELS12 | ELS11 | ELS11 | ELS11 | ELS11 |

Tableau VI.2-7 - Sollicitations à l'ELS sur le piedroit latéral.

| | MXX [Tm/m] | MYY [Tm/m] | MXY [Tm/m] | NXX [T/m] | NY Y [T/m] | NXY [T/m] | QXX [T/m] | QYY [T/m] |
|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| MAX | 55,00 | 11,60 | 2,43 | 0,20 | 4,39 | 6,10 | 24,17 | 3,85 |
| Panneau | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| Noeud | 6 | 38 | 141 | 6 | 142 | 315 | 38 | 6 |
| Cas | ELS12 | ELS11 | ELS11 | 1 | 1 | ELS12 | ELS11 | ELS12 |
| | | | | | | | | |
| MIN | -15,92 | -3,09 | -2,32 | -43,78 | -10,39 | -5,75 | -9,43 | -5,21 |
| Panneau | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| Noeud | 310 | 314 | 306 | 114 | 1 | 323 | 111 | 1 |
| Cas | 1 | 1 | ELS11 | ELS11 | ELS12 | ELS11 | ELS13 | ELS11 |

Tableau VI.2-8 - Sollicitations à l'ELS sur le piedroit intermédiaire.

| | MXX [Tm/m] | MYY [Tm/m] | MX Y [Tm/m] | NXX [T/m] | NY Y [T/m] | NXY [T/m] | QXX [T/m] | QYY [T/m] |
|----------------|----------------------|----------------------|-----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| MAX | 43,22 | 8,85 | 3,21 | 0,05 | 5,32 | 10,70 | 16,73 | 3,28 |
| Panneau | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 |
| Noeud | 2 | 69 | 269 | 178 | 270 | 74 | 266 | 265 |
| Cas | ELS12 | ELS11 | ELS11 | 1 | ELS11 | ELS12 | ELS12 | ELS12 |
| | | | | | | | | |
| MIN | -46,99 | -8,99 | -3,23 | -88,75 | -17,61 | -10,62 | -0,00 | -3,16 |
| Panneau | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 |
| Noeud | 106 | 106 | 266 | 174 | 2 | 69 | 5 | 270 |
| Cas | ELS12 | ELS12 | ELS12 | ELS12 | ELS12 | ELS12 | 1 | ELS11 |

Chapitre VII

Ferrailage

VII.1) FERRAILLAGE MANUEL :

VII.1.1) Ferrailage de la traverse supérieure (Dalle) :

Le ferrailage de la dalle sera calcul en flexion simple.

➤ **Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$

- Fissuration préjudiciable ;

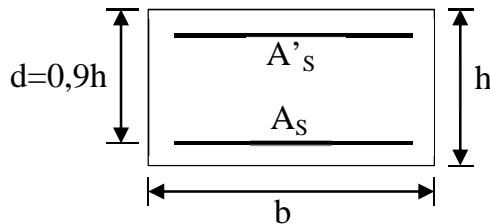
Acier: $f_e = 400 \text{ MPa}$.

➤ **Section:**

$b = 100,0 \text{ cm}$;

$h = 80,0 \text{ cm}$;

$d = 0,72 \text{ cm}$.



➤ **Contrainte limite ultime du béton en compression :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ cas courant.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 35}{1 \cdot 1,5}$$

$f_{bu} = 19,83 \text{ MPa}$.

A) Nappe inférieure d'armatures :

➤ **Moments appliqués:**

Etat Limite Ultime (ELU) : $M_u = 57,50 \text{ t.m}$

Etat Limite de Service (ELS) : $M_{ser} = 39,46 \text{ t.m}$

➤ **Calcul de moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{57,50}{1 \cdot (0,72)^2 \cdot 19,83 \cdot 100}$$

$\mu = 0,056$

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,46. \text{ D'où : } \mu_c = 0,363 \text{ (voir annexe N°2)}$$

$\mu > \mu_c$

Donc **SSAC** (Section Sans Acier Comprimée).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,056}}{0,8}$$

$= 0,072$

➤ **Bra de levier :**

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,72 (1 - 0,4 \cdot 0,072)$$

$Z = 0,699 \text{ m}$.

$$\mu = 0,186 \quad \text{oui (pivot A)}$$

Donc :

$$\sigma_s = 10,10 \cdot 10^{-3} > \sigma_{es} = 1,74 \cdot 10^{-3}. \text{ Donc : } \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

➤ La section d'acier :

$$A_{s1} = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{57,50}{0,699 \times 348} \cdot 10^2$$

$$A_{s1} = 23,64 \text{ cm}^2$$

B) Nappe supérieure d'armatures :

➤ Moments appliqués:

$$\text{Etat Limite Ultime (ELU) : } M_u = 108,26 \text{ t.m}$$

$$\text{Etat Limite de Service (ELS) : } M_{ser} = 74,71 \text{ t.m}$$

➤ Calcul de moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{108,26}{1 \cdot (0,72)^2 \cdot 19,83 \cdot 100}$$

$$\mu = 0,105$$

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,45. \text{ D'où : } \mu_c = 0,359 \quad (\text{voir annexe N}^\circ 2)$$

$$\mu < \mu_c$$

Donc SSAC (Section Sans Acier Comprimée).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,105}}{0,8}$$

$$= 0,139$$

➤ Bra de levier :

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,72 (1 - 0,4 \cdot 0,139)$$

$$Z = 0,680 \text{ m.}$$

$$\mu = 0,186 \quad \text{oui (pivot A)}$$

Donc :

$$\sigma_s = 10,10 \cdot 10^{-3} > \sigma_{es} = 1,74 \cdot 10^{-3}. \text{ D'où : } \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

➤ La section d'acier :

$$A_{s2} = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{108,26}{0,680 \times 348} \cdot 10^2$$

$$A_{s2} = 45,78 \text{ cm}^2$$

C) Choix des armatures :

On a :

$A_{s1} = 23,64 \text{ cm}^2$. Donc on prend : **8HA20=25,13 cm²** Pour la nappe inférieure.

$A_{s2} = 45,78 \text{ cm}^2$. Donc on prend : **5HA32+3HA16=46,24 cm²** Pour la nappe supérieure.

D) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0,23 \cdot \left(\frac{2,7}{400} \right) \cdot 72 \cdot 100$$

$$A_{min} = 11,18 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée

E) Vérification de contraintes à l'ELS:**a) Calcul de contraintes admissibles :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; \max (200 ; 228,63) \}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 228,63 \text{ MPa}$$

b) Vérifications des contraintes pour $M_{ser} = 39,46 \text{ t.m}$:

$$A_s = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 46,24 \text{ cm}^2$$

➤ L'axe neutre :

$$\frac{b}{2} X^2 + n A'_s (X - c') - n A_s (d - X) = 0$$

Avec

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \text{ (Coefficient d'équivalence)}$$

$$c' = 5 \text{ cm}$$

$$d = 75 \text{ cm}$$

$$50 X^2 + 15 \cdot 46,24 (X - 5) + 15 \cdot 25,13 (75 - X) = 0$$

La résolution de l'équation nous donne :

$$X = 16,67 \text{ cm}$$

$$I_1 = b \frac{X^3}{3} + n A'_s (X - c')^2 + n A_s (d - X)^2$$

$$I_1 = 1,53 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 = 1,53 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

➤ **Contrainte de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = \frac{39,46 \cdot 0,167}{1,53}$$

$$\sigma_{bc} = 4,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

➤ **Contrainte de traction de l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d - X)}{I_1} = \frac{15 \cdot 39,46 \cdot (0,75 - 0,167)}{1,53}$$

$$\sigma_{st} = 225,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

c) Vérifications des contraintes pour $M_{ser} = 74,71 \text{ t.m}$:

$$A_s = 46,24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 25,13 \text{ cm}^2$$

➤ **L'axe neutre :**

La résolution de l'équation nous donne :

$$I_1 = 2,40 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 = 2,40 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$X = 23,83 \text{ cm}$$

➤ **Contrainte de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{74,71 \cdot 0,238}{2,40}$$

$$\sigma_{bc} = 7,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

➤ **Contrainte de traction de l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{15 \cdot 74,71 \cdot (0,75 - 0,238)}{2,40}$$

$$\sigma_{st} = 238,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} > \overline{\sigma}_{st}$$

La contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée alors on augmente la section d'acier A_s .

Donc on prend :

$$A_s = 49,63 \text{ (5HA32 + 3HA20)}.$$

Les contraintes deviennent :

$$\sigma_{bc} = 7,25 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = 223,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}$$

F) Effort tranchant :

➤ **Contrainte de cisaillement limite ($\overline{\tau}_u$) :**

Fissuration préjudiciable donc : $\overline{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{b} ; 4 \text{ MPa} \right]$

$$\overline{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{35}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right] = \text{Min} [3,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}]$$

$\overline{\tau}_u = 3,5 \text{ MPa.}$

➤ **Contrainte de cisaillement (τ_u):**

V_u : effort tranchant à l'ELU. ($V_u = 67,68 \text{ t}$)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{68,03}{1 \cdot 0,85 \cdot 100}$$

$\tau_u = 0,800 \text{ MPa.}$

$\tau_u < \overline{\tau}_u.$

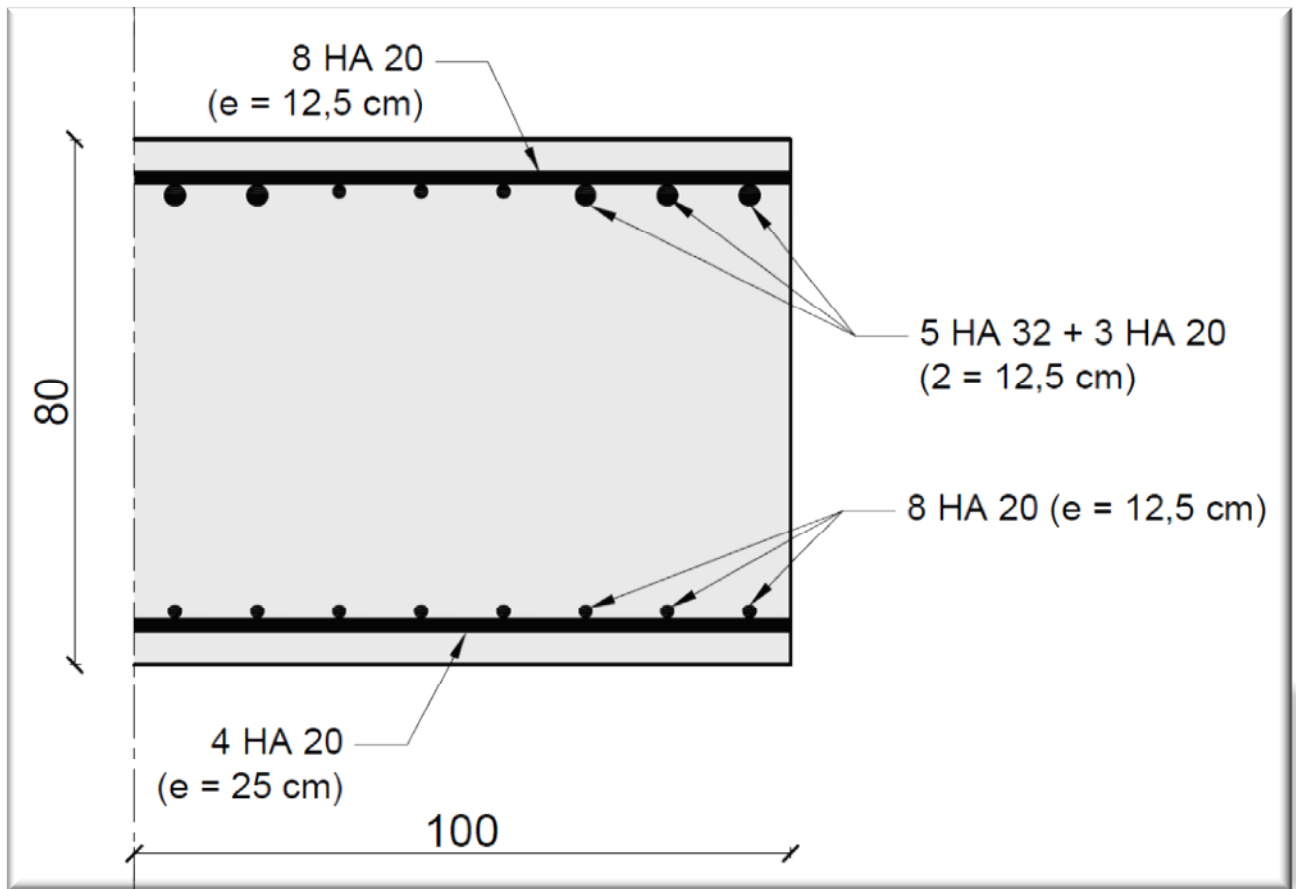


Fig. VII.1.1 – Schéma de ferraillage de la dalle.

VII.1.2) Ferrailage de la traverse inférieure (radier) :

Le ferrailage de la radier sera calcul en flexion simple.

➤ **Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

- Fissuration préjudiciable ;

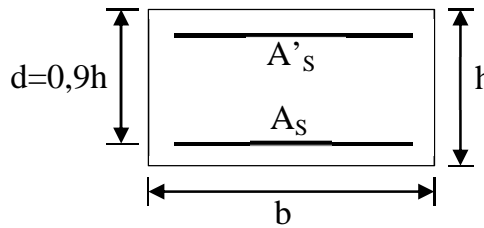
Acier: $f_e = 400 \text{ MPa}$.

➤ **Section:**

$b = 100 \text{ cm}$;

$h = 70 \text{ cm}$;

$d = 0,63 \text{ m}$.



➤ **Contrainte limite ultime du béton en compression :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{b}$$

$b = 1,5$ cas courant.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 35}{1 \cdot 1,5}$$

$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

A) La section d'acier à l'ELU:

Les sections d'armature sont représentées dans le tableau suivant :

| | <i>Moment appliqué</i> | | <i>Sections théoriques</i> | <i>Sections choisies</i> |
|----------------------------|------------------------|-----------------|----------------------------|--------------------------|
| | M_u (t.m) | M_{ser} (t.m) | A_s (cm ²) | A_s (cm ²) |
| <i>La nappe inférieure</i> | 112,36 | 79,07 | 57,78 | 8HA25 = 58,07 |
| <i>La nappe supérieure</i> | 61,48 | 42,71 | 29,79 | 5HA25+3HA16 = 30,57 |

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0,23 \cdot \left(\frac{2,1}{400} \right) \cdot 63 \cdot 100$$

$A_{min} = 7,61 \text{ cm}^2$

B) Vérification de contraintes à l'ELS:

a) Calcul de contraintes admissibles :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{t28}) \right\}$$

$$\text{Avec : } \eta = 1,6.$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{266,67 ; \max (200 ; 201,63)\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

b) Vérifications des contraintes pour $M_{ser} = 79,07 \text{ t.m} :$

$$A_s = 58,07 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 30,57 \text{ cm}^2$$

➤ L'axe neutre :

$$X = 23,51 \text{ cm.}$$

$$I_1 = 2,09 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 = 2,09 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

➤ Contrainte de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = 8,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$$

➤ Contrainte de traction de l'acier :

$$\sigma_{st} = 235,46 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st}$$

σ_{st} est pas vérifier alors on augmente la résistance caractéristique de béton à 28 jours, et A_s .

En prend :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 64,34 \text{ (8HA32)}$$

$$\text{Donc : } \overline{\sigma}_{st} = \min \{266,67 ; \max (200 ; 215,56)\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 215,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 213,54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}$$

c) Vérifications des contraintes pour $M_{ser} = 42,71 \text{ t.m.}$:

$$A_s = 30,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 64,34 \text{ cm}^2$$

➤ L'axe neutre :

$$X = 15,69 \text{ cm.}$$

$$I_1 = 1,35 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 = 1,35 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

➤ Contrainte de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = 4,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$$

➤ Contrainte de traction de l'acier :

$$\sigma_{st} = 233,34 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st}$$

σ_{st} est pas vérifier alors on augmente la section d'acier A_s .

En prend :

$$A_s = 33,47 \text{ cm}^2 \text{ (6HA25 + 2HA16)}$$

$$\sigma_{st} = 213,58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}$$

C) Les sections retenues :

Nappe inférieure : $A_s = 64,34$ (8HA32).

Nappe supérieure : $A_s = 33,47 \text{ cm}^2$ (6HA25 + 2HA16).

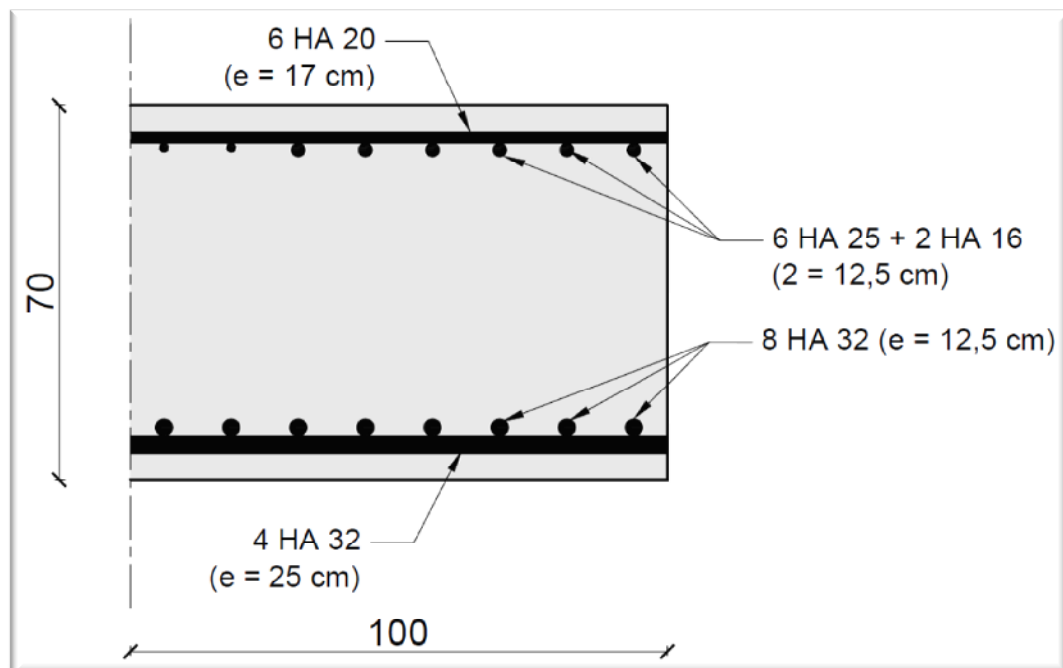


Figure VII.1.2 – Schéma de ferrailage du radier.

VII.1.3) Ferrailage des piédroits :

A) Ferrailage du piédroit latéral :

Le ferrailage du piédroit sera calcul en flexion composée.

➤ **Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

- Fissuration préjudiciable ;

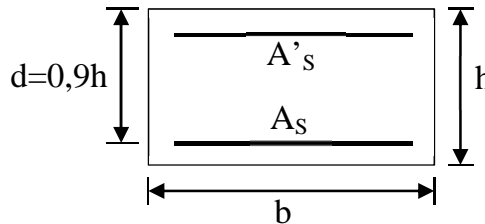
Acier: $f_e = 400 \text{ MPa}$.

➤ **Section:**

$b = 100 \text{ cm}$;

$h = 70 \text{ cm}$;

$d = 0,63 \text{ m}$.



➤ **Contrainte limite ultime du béton en compression :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{b}$$

$b = 1,5$ cas courant.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 35}{1 \cdot 1,5}$$

$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

a) ELU de stabilité de forme :

➤ **Les efforts appliqués :**

$M_u = 64,12 \text{ t.m}$, $M_{ser} = 45,47 \text{ t.m}$

$N_u = 53,85 \text{ t}$, $N_{ser} = 37,55 \text{ t}$

➤ **L'excentricité totale (e):**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{64,12}{53,85}$$

$e = 1,19 \text{ m}$

➤ **Excentricité additionnelle (e_a):**

Traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{l}{250}\right) = \max(2 \text{ cm} ; 2,50 \text{ cm})$$

$e_a = 2,50 \text{ cm}$

Excentricité due aux effets du second ordre :

Liés à la déformation du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \varphi)$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 0,5 \cdot l_0 = 0,5 \cdot 6,26$$

$$l_f = 3,13 \text{ m}$$

h : hauteur totale de section dans la direction du flambement. $h = 0,70 \text{ m}$

α : Moment de premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{27,26}{45,47}$$

$$\alpha = 0,600$$

φ : Rapport de la déformation finale due aux fluages.

$$e_2 = \frac{3 \cdot 3,13^2}{10^4 \cdot 0,70} \cdot (2 + 0,600 \cdot 2) \cdot 10^2$$

$$e_2 = 1,34 \text{ cm}$$

On peut tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque :

$$\frac{l_f}{h} < \max \left(15 ; \frac{20 e_1}{h} \right)$$

$$e_1 = e - e_2 = 1,19 - 1,34 \cdot 10^{-2}$$

$$e_1 = 1,18 \text{ m}$$

$$\frac{3,13}{6,26} < \max \left(15 ; \frac{20 \cdot 1,18}{6,26} \right)$$

$$0,5 < \max(15 ; 3,77).$$

Donc on utilise la méthode forfaitaire.

La méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale :

Alors pour la suite de calcul on prend les sollicitations suivantes :

$$N_u = 53,85 \text{ t}$$

$$M_{uG} = N_u \cdot (e_1 + e_2) = 53,85 \cdot 1,19$$

$$M_{uG} = 64,08 \text{ t.m}$$

$$N_{ser} = 37,55 \text{ t}$$

$$M_{serG} = N_{ser} \cdot (e_1 + e_2) = 37,55 \cdot 1,19$$

$$M_{serG} = 44,68 \text{ t.m}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 64,08 + 53,85 \left(0,63 - \frac{0,70}{2} \right)$$

$$M_{uA} = 79,16 \text{ t.m}$$

$$M_{serA} = M_{serG} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right) = 44,68 + 37,55 \left(0,63 - \frac{0,70}{2} \right)$$

$$M_{serA} = 55,19 \text{ t.m}$$

b) Calcul de la section d'acier à l'ELU :

$$A = (0,337h - 0,81 C') b h f_{bu}$$

$$= (0,337 \cdot 0,70 - 0,81 \cdot 0,05) 1 \cdot 0,70 \cdot (14,17 \cdot 100)$$

$$A = 193,77 \text{ t.m}$$

$$B = N_u (d - C') - M_{uA} = 49,87(0,63 - 0,05) - 89,76$$

$$B = -47,93 \text{ t.m}$$

$A > B$; Donc on a une Section Partiellement Comprimée (SPC).

Alors on utilise la flexion simple pour le calcul des sections d'armatures ensuite on fait une correction.

➤ **Le moment relatif critique μ_c :**

$$= \frac{M_{uA}}{M_{seA}} = 1,43. \text{ D'où : } \mu_c = 0,310 \text{ (voir annexe N°2)}$$

➤ **Calcul de moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{79,16}{1 \cdot (0,63)^2 \cdot 14,17 \cdot 100}$$

$$\mu = 0,141$$

$$\mu < \mu_c$$

Donc **SSAC** (Section Sans Acier Comprimée).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,141}}{0,8}$$

$$\alpha = 0,190$$

$$Z = d (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,63 (1 - 0,4 \cdot 0,190)$$

$$Z = 0,582 \text{ m}$$

$\mu = 0,186$ Oui ; donc on est dans le pivot A.

Donc :

$$\varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_{es}, \text{ D'où : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{uA}}{Z \sigma_s} = \frac{79,16}{0,582 \times 348} \cdot 10^2$$

$$A_s = 39,10 \text{ cm}^2$$

➤ **Correction de la section d'armatures :**

$$A_s = A_s \text{ (flexion simple)} - \frac{N_u}{s} = 39,10 - \frac{53,85 \cdot 10^2}{348}$$

$$A_s = 23,62 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\text{HA}25 + 3\text{HA}14 = 29,16 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b \cdot \frac{e_0 - 0,45 \cdot d}{e_0 - 0,185 \cdot d}$$

$$e_0 = \frac{|M_{serG}|_{max}}{N_{ser}} = \frac{44,68}{37,55}$$

$$e_0 = 1,19 \text{ m}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot \left(\frac{2,1}{400} \right) \cdot 0,63 \cdot 1 \cdot \frac{1,19 - 0,45 \cdot 0,63}{1,19 - 0,185 \cdot 0,63} \cdot 10^4$$

$$A_{min} = 6,42 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures de répartition on prend :

$$A_r = \frac{A_s}{2} = \frac{25,13}{2} = 12,565 \text{ cm}^2 \quad \text{.Soit } 5\text{HA}20 = 15,71 \text{ cm}^2 \text{ espacé de } 20 \text{ cm}$$

B) Ferrailage du piédroit intermédiaire :

Le ferrailage du piédroit sera calcul en flexion composée.

➤ Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

- Fissuration préjudiciable ;

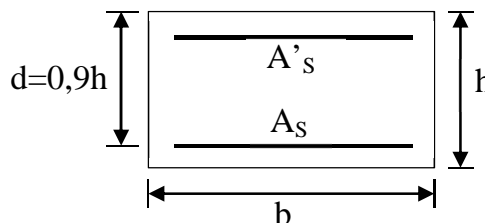
Acier: $f_e = 400 \text{ MPa}$.

➤ Section:

$b = 100 \text{ cm}$;

$h = 70 \text{ cm}$;

$d = 0,63 \text{ m}$.



➤ Contrainte limite ultime du béton en compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{b}$$

$b = 1,5$ cas courant.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 35}{1 \cdot 1,5}$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

a) ELU de stabilité de forme :

➤ Les efforts appliqués :

$$M_u = 64,91 \text{ t.m} , M_{ser} = 40,61 \text{ t.m}$$

$$N_u = 125,97 \text{ t} , N_{ser} = 87,80 \text{ t}$$

➤ L'excentricité totale (e):

$$e = \frac{64,91}{125,97}$$

$$e = 0,51 \text{ m}$$

➤ Excentricité additionnelle (e_a):

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 2,50 \text{ cm})$$

$$e_a = 2,50 \text{ m}$$

➤ Excentricité due aux effets du second ordre :

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 0,5 \cdot l_0 = 0,5 \cdot 6,26$$

$$l_f = 3,13 \text{ m}$$

h : hauteur totale de section dans la direction du flambement. $h = 0,70 \text{ m}$

α : Moment de premier ordre

$$\alpha = \frac{1,73}{40,61}$$

$$\alpha = 0,043$$

φ 2 : Rapport de la déformation finale due aux fluages.

$$e_2 = \frac{3 \cdot 3,13^2}{10^4 \cdot 0,70} \cdot (2 + 0,043 \cdot 2)$$

$$e_2 = 0,9 \text{ cm}$$

On peut tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque :

$$\frac{l_f}{h} < \max \left(15 ; \frac{20 e_1}{h} \right)$$

$$e_1 = e - e_2 = 0,51 - 1,17 \cdot 10^{-2}$$

$$e_1 = 0,50 \text{ m}$$

$$\frac{3,13}{6,26} < \max \left(15 ; \frac{20 \cdot 0,50}{6,26} \right)$$

$$0,5 < \max(15 ; 1,60).$$

Donc on utilise la méthode forfaitaire.

La méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale :

Alors pour la suite de calcul on prend les sollicitations suivantes :

$$N_u = 125,97 t$$

$$M_{uG} = N_u \cdot (e_1 + e_2) = 125,97 \cdot 0,51$$

$$M_{uG} = 64,24 \text{ t.m}$$

$$N_{ser} = 87,80 t$$

$$M_{serG} = N_{ser} \cdot (e_1 + e_2) = 87,80 \cdot 0,51$$

$$M_{serG} = 44,78 \text{ t.m}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 64,24 + 125,97 \left(0,63 - \frac{0,70}{2} \right)$$

$$M_{uA} = 99,51 \text{ t.m}$$

$$M_{serA} = M_{serG} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right) = 44,78 + 87,80 \left(0,63 - \frac{0,70}{2} \right)$$

$$M_{serA} = 69,39 \text{ t.m}$$

b) Calcul de la section d'acier à l'ELU :

$$A = (0,337h - 0,81 C') b h f_{bu}$$

$$A = 193,77 \text{ t.m}$$

$$B = N_u (d - C') - M_{uA}$$

$$B = -26,45 \text{ t.m}$$

$A > B$; Donc on a une Section Partiellement Comprimée (SPC).

Alors on utilise la flexion simple pour le calcul des sections d'armatures ensuite on fait une correction.

➤ Le moment relatif critique μ_c :

$$= \frac{M_{uA}}{M_{seA}} = 1,43. \text{ D'où : } \mu_c = 0,310 \text{ (voir annexe N°2)}$$

➤ Calcul de moment réduit :

$$\mu = \frac{99,51}{1. (0,63)^2 \cdot 14,17 \cdot 100}$$

$$\mu = 0,177$$

$\mu < \mu_c$

Donc SSAC (Section Sans Acier Comprimée) .

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,177}}{0,8}$$

$$\alpha = 0,245$$

$$Z = 0,63 (1 - 0,4 \cdot 0,245)$$

$$Z = 0,568 \text{ m}$$

$\mu < 0,186$ Oui ; donc on est dans le pivot A.

Donc :

$$\varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_{es}, \text{ D'où : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{99,51}{0,568 \times 348} \cdot 10^2$$

$$A_s = 50,35 \text{ cm}^2$$

➤ Correction de la section d'armatures :

$$A_s = 50,35 - \frac{125,97 \cdot 10^2}{348}$$

$$A_s = 14,14 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$8\text{HA}16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) \cdot d \cdot b \cdot \frac{e_0 - 0,45 \cdot d}{e_0 - 0,185 \cdot d}$$

$$e_0 = \frac{44,78}{87,80}$$

$e_0 = 0,51 \text{ m}$

$$A_{min} = 0,23 \cdot \left(\frac{2,1}{400}\right) \cdot 0,63 \cdot 1 \cdot \frac{0,51 - 0,45 \cdot 0,63}{0,51 - 0,185 \cdot 0,63} \cdot 10^4$$

$A_{min} = 4,38 \text{ cm}^2$

Pour les armatures de répartition on prend :

$$A_r = \frac{A_s}{2} = \frac{16,08}{2} = 8,04 \text{ cm}^2$$

.Soit **4HA16 = 8,04 cm²** espacé de 25 cm

❖ Vérification des contraintes :

Les contraintes sont représenté dans le tableau suivant :

| | Contrainte de compression de béton σ_{bc} (MPa) | Contrainte de compression admissible de béton $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Contrainte de traction de l'acier σ_{st} (MPa) | Contrainte de traction admissible de l'acier $\bar{\sigma}_{st}$ (MPa) |
|-------------------------------|--|---|---|--|
| Piédroit latéral | 6,71 | 15,0 | 201,01 | 201,6 |
| Piédroit intermédiaire | 7,84 | | 181,49 | |

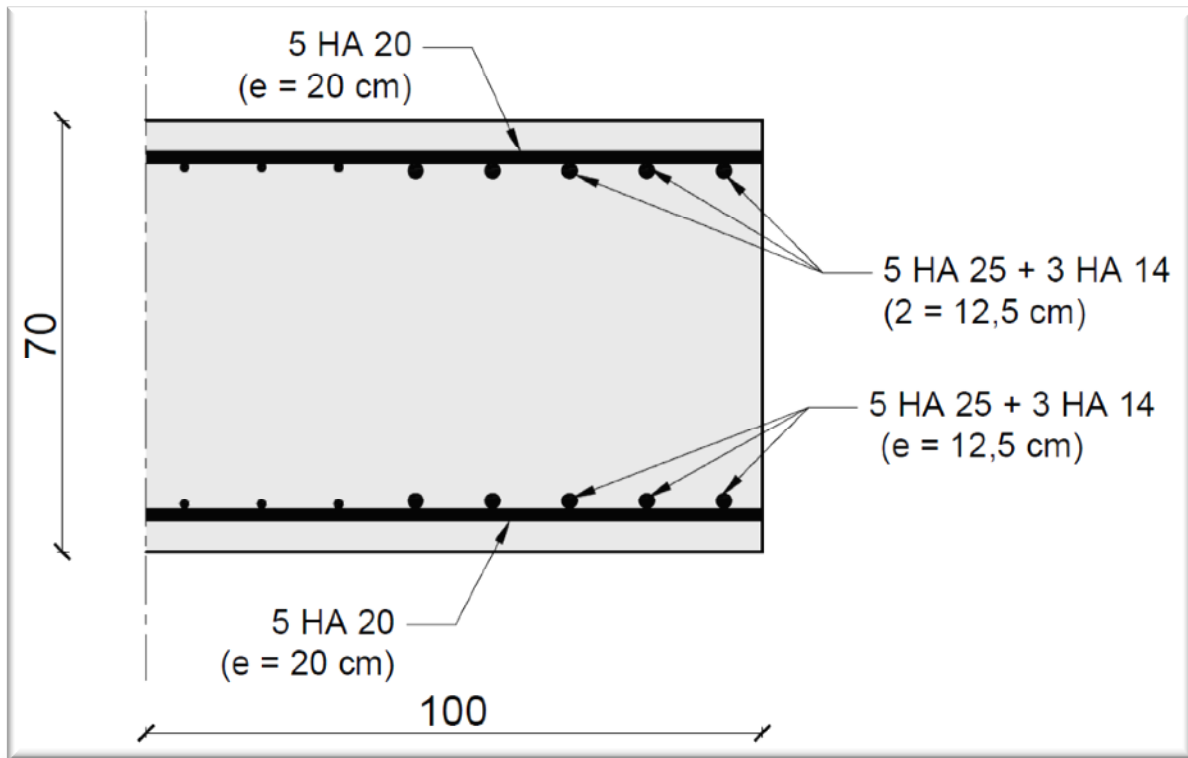


Figure VII.1.3– Schéma de ferrailage de piedroit latéral.

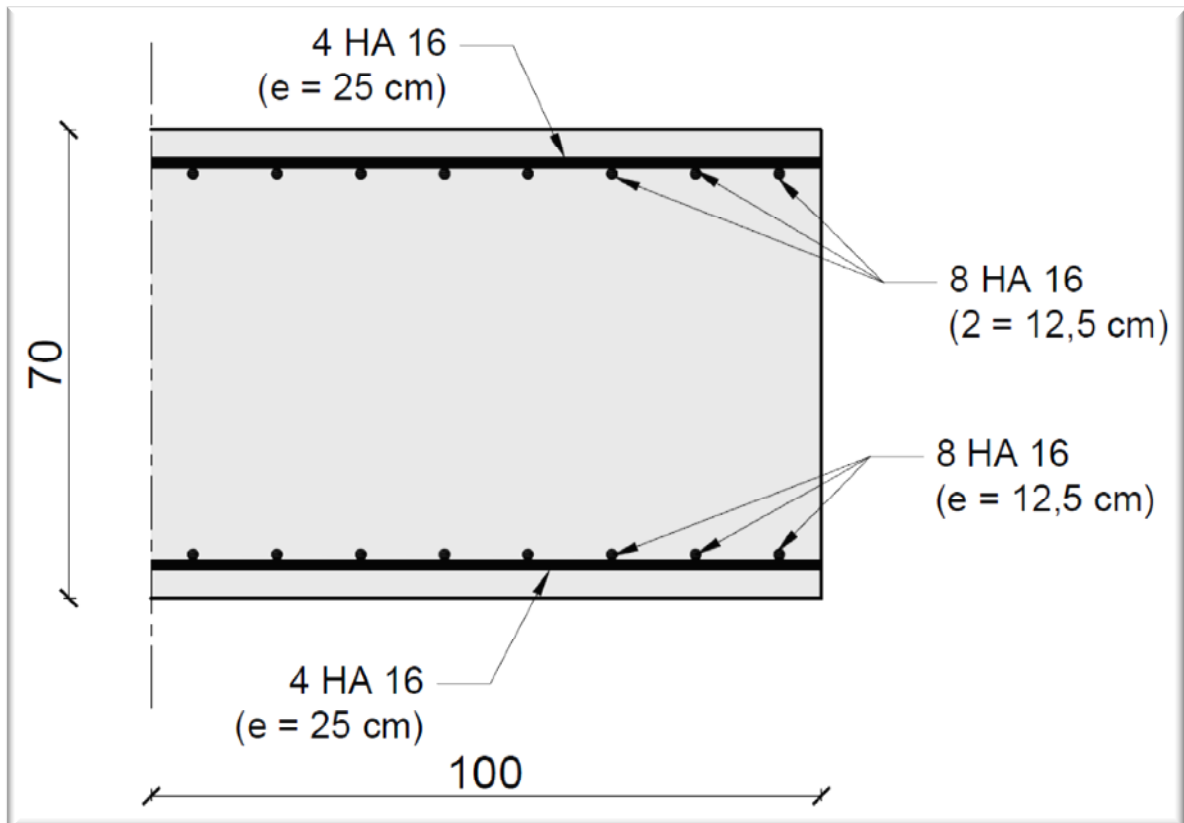


Figure VII.1.3– Schéma de ferrailage de piedroit intermédiaire.

VII.1.4) Ferrailage des détails :

A) Dalle de transition :

Elle est considérée comme une plaque uniformément chargée.

➤ Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

- Fissuration préjudiciable ;

Acier: $f_e = 400 \text{ MPa}$.

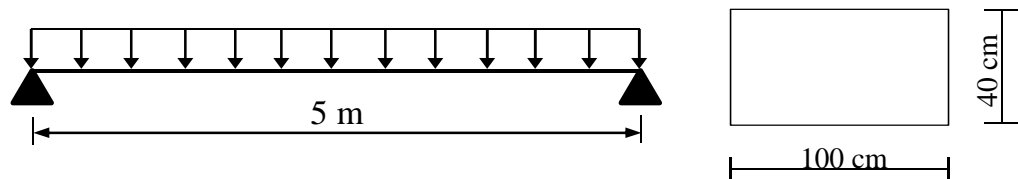
➤ Charges appliquées :

Poids propre : $G = 1 \times 0,3 \times 2,5 = 0,75 \text{ t/ml}$

Poids du remblai : $P_r = 2 \times 0,6 \times 1 = 1,2 \text{ t/ml}$

Surcharge UIC: $Q = 5,68 \times 1 = 5,68 \text{ t/ml}$

Poids du ballast: $P_b = 2 \times 0,6 \times 1 = 1,2 \text{ t/ml}$



➤ Combinaison des efforts :

ELU : $1,35G + 1,45Q = 1,35 (0,75 + 1,2 + 1,2) + 1,45(5,68) = 12,49 \text{ t/ml}$,

ELS : $G + 0,8Q = (0,75 + 1,2 + 1,2) + 0,8(5,68) = 7,69 \text{ t/ml}$.

➤ Les sollicitations :

$$M_u = \frac{12,49 \times 5^2}{8} = 39,03 \text{ t.m.}$$

$$M_{ser} = \frac{7,69 \times 5^2}{8} = 24,04 \text{ t.m.}$$

➤ La section d'armature à ELU :

Le ferrailage de la dalle de transition sera calculé en flexion simple.

La section d'armature trouver est :

$$A_s \text{ (acier tendu)} = 34,56 \text{ cm}^2,$$

On prendra $7HA25 + 2HA14 = 37,44 \text{ cm}^2$

$$A'_s \text{ (acier comprimé)} = 0 \text{ cm}^2,$$

Pour les armatures de construction on prend:

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{34,56}{3} = 11,52 \text{ cm}^2$$

Alors on choisit : $6HA14 + 3HA10 = 11,60 \text{ cm}^2$.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 36 \cdot \frac{2,4}{400}$$

$$A_{min} = 4,968 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes a l'ELS :**

- *Compression dans le béton :*

$$\sigma_{bc} = 9,67 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ MPa}$$

- *Traction dans les armatures :*

$$\sigma_{st} = 212,40 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 215,56 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification a l'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{12,49 \times 5}{2}$$

$$V_u = 31,23 \text{ t}$$

$$u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{31,23}{1 \times 0,27}$$

$$\tau_u = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$= \min (3,00 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,00 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Vérifiée.

Pour les dalles, aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est remplie :

$$u < 0,07 f_{cj} / b ;$$

$$0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{30}{1,5}$$

$$0,07 f_{c28} / \gamma_b = 3,00 \text{ MPa}$$

Donc théoriquement on n'aura pas besoin d'armatures transversales. On prend une section minimale A_t des cours transversaux :

$$A_t = \frac{S_t \cdot 0,4 b_0}{f_e}$$

Espacement S_t des cours d'armatures transversales:

$$S_t \text{ min } (0,9d; 40\text{cm}).$$

$$S_t \text{ min } (24,3 ; 40\text{cm}); \text{ on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ Section d'armature transversale

$$A_t \frac{S_t \cdot 0,4 \cdot b_0}{f_e} = \frac{20 \cdot 0,4 \cdot 100}{400}$$

$A_t = 2,00 \text{ cm}^2$

On prend **2HA12=2,26 cm²** avec **S_t= 25cm**

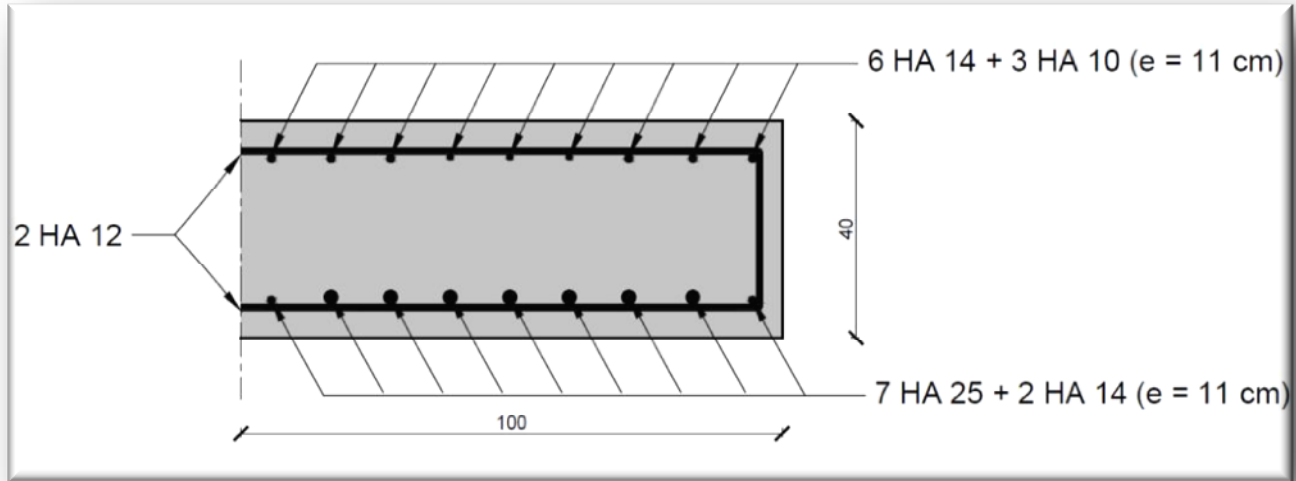


Figure VII.1.4 - Ferrailage de la dalle de transition

B) Corbeau :

➤ Evaluation des charges et surcharges :

- Réaction due à la dalle de transition :

$$R_1 = (0,4 \times 1 \times 2,5) \times 5 / 2 = 2,5 \text{ t}$$

- Réaction des poids des terres :

$$R_2 = (0,6 \times 1 \times 2) \times 5 / 2 = 3 \text{ t}$$

- Réaction due au ballast:

$$R_3 = (0,6 \times 1 \times 2) \times 5 / 2 = 3 \text{ t}$$

- Réaction due au poids propre du corbeau :

$$R_4 = 0,5 \times (0,75 + 0,45) \times 0,3 \times 2,5 = 0,45 \text{ t}$$

- Réaction due aux surcharges sur remblai :

$$R_5 = 5,68 \times 5 / 2 = 14,20 \text{ t}$$

$$R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,5 R_5 = 33,38 \text{ t}$$

$$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + R_5 = 23,15 \text{ t}$$

➤ Moments :

$$M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,5R_5] \times 0,15 = 5,01 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ELS} = [(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + R_5] \times 0,15 = 3,47 \text{ t.m/ml}$$

➤ **Ferrailage à l'ELU:**

- $f_{c28}=25 \text{ MPa}$, $b=1\text{m}$, $h=0.75\text{m}$

Le ferrailage de corbeau sera calculé en flexion simple.

La section d'armature obtenue est :

$$A_s (\text{acier tendu})=2,14\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{min}}=8,15 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{s\text{min}}$ la condition de non fragilité n'est pas vérifiée

Donc on prend : $A_s = A_{s\text{min}}=8,15 \text{ cm}^2$

A'_s (armatures comprimée)=0,

➤ **ARMATURES CHOISIS :**

Armatures tendu : 6HA14=9,24 cm².

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc}=0,84 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}=15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st}=57,08 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}=201,63 \text{ MPa.}$$

➤ **Armatures transversales :**

On prend : $A_{st} = A_s/2 = 4,62 \text{ cm}^2$. Soit 5HA12 ($A_{st}=5,65 \text{ cm}^2$)

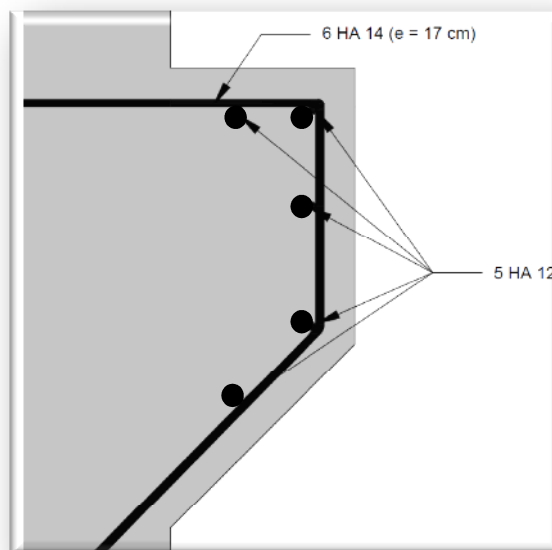


Figure VII.1.4 - Ferrailage du corbeau.

VII.2) FERRAILAGE AUTOMATIQUE :

Pour le ferrailage automatique en utilise le logiciel Robot expert.

VII.2.1) Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle sera calcul en flexion simple.

A) Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Acier: $f_e = 400$ (MPa).

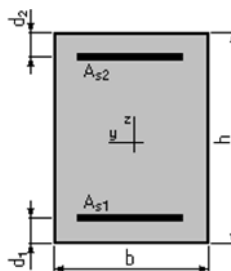
B) Section:

$$b = 100 \text{ (cm)}$$

$$h = 80 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5 \text{ (cm)}$$



C) Moments appliqués:

| | M_{max} (T.m) | M_{min} (T.m) |
|---|-----------------|-----------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 69,54 | -95,99 |
| Etat Limite de Service | 49,67 | -68,62 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

D) Résultats:

a) Sections d'Acier:

Section théorique : $A_{S1} = 30,8 \text{ (cm}^2\text{)} ;$

$$A_{S2} = 43,4 \text{ (cm}^2\text{)} ;$$

Section minimum : $A_{Smin} = 10,7 \text{ (cm}^2\text{)} ;$

Pourcentage d'armatures : $= 0,99 \text{ (}\% \text{)} ;$

Pourcentage Minimum : $_{min} = 0,14 \text{ (}\% \text{)}.$

b) Analyse par Cas:

➤ **Cas ELU :** $M_{\max} = 69,54 \text{ (T.m)}$, $M_{\min} = -95,99 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité : **1,14** ;

Pivot : **A** ;

Position de l'axe neutre : **y = 7,9 (cm)** ;

Bras de levier : **Z = 71,9 (cm)** ;

Déformation du béton : **b = 1,17 (‰)** ;

Déformation de l'acier : **s = 10,00 (‰)** ;

Contrainte de l'acier :

- Tendue : **s = 347,8 (MPa)** ;

- Comprimée : **s' = 85,2 (MPa)**.

➤ **Cas ELS :** $M_{\max} = 49,67 \text{ (T.m)}$, $M_{\min} = -68,62 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité : **1,00** ;

Position de l'axe neutre : **y = 22,7 (cm)** ;

Bras de levier : **Z = 67,4 (cm)** ;

Contrainte maxi du béton : **b = 6,6 (MPa)** ;

Contrainte limite : **0,6 fcj = 21,0 (MPa)** ;

Contrainte de l'acier :

- Tendue : **s = 227,9 (MPa)** ;

- Comprimée : **s' = 77,3 (MPa)** ;

Contrainte limite de l'acier : **s_{lim} = 228,6 (MPa)**.

E) Expertise de Section en Flexion Simple**a) Armatures:**

Section réelle : **A_{S1} = 32,53 (cm²) ; 6HA25+2HA14**

A_{S2} = 45,53 (cm²) ; 6HA25+2HA32

Section minimum : **A_{Smin} = 10,67 (cm²) ;**

Pourcentage d'armatures : **= 1,04(%) ;**

Pourcentage Minimum : **min = 0,14 (%)**.

b) Moments appliqués:

➤ Cas ELS : $M_{\max} = 49,67$ (T.m) , $M_{\min} = -68,62$ (T.m)

c) Résultats:

| | | |
|------------------------------|---|--|
| Coefficient de sécurité | : | 1,05 ; |
| Position de l'axe neutre | : | y = 23,1 (cm) ; |
| Contrainte maxi du béton | : | $\sigma_b = 6,4$ (MPa) ; |
| Contrainte limite | : | 0,6 f_{cj} = 21,0 (MPa) ; |
| Contrainte de l'acier | : | |
| - Tendue | : | s = 217,4 (MPa) ; |
| - Comprimée | : | s' = 75,7 (MPa) ; |
| Contrainte limite de l'acier | : | s_{lim} = 228,6 (MPa). |

VII.2.2) Ferrailage de radier :

Le ferrailage de radier sera calcul en flexion simple.

A) Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Acier: $f_e = 400$ (MPa).

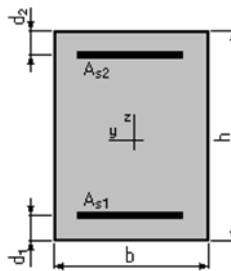
B) Section:

$b = 100$ (cm)

$h = 70$ (cm)

$d_1 = 5$ (cm)

$d_2 = 5$ (cm)



C) Moments appliqués:

| | M_{\max} (T.m) | M_{\min} (T.m) |
|---|------------------|------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 96,22 | -65,48 |
| Etat Limite de Service | 68,63 | -46,97 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

D) Résultats:

a) Sections d'Acier:

Section théorique : $A_{S1} = 57,7$ (cm²) ;

$A_{S2} = 38,4$ (cm²) ;

Section minimum : $A_{S\min} = 7,3$ (cm²) ;

Pourcentage d'armatures : = **1,48** (%) ;

Pourcentage Minimum : $\min = 0,11$ (%).

b) Analyse par Cas:

➤ **Cas ELU** : $M_{\max} = 96,22$ (T.m) , $M_{\min} = -65,48$ (T.m)

- Coefficient de sécurité : **1,28** ;
- Pivot : **A** ;
- Position de l'axe neutre : **y = 10,7** (cm) ;
- Bras de levier : **Z = 60,7** (cm) ;
- Déformation du béton : **b = 1,96** (‰) ;
- Déformation de l'acier : **s = 10,00** (‰) ;
- Contrainte de l'acier :
- Tendue : **s = 347,8** (MPa) ;
 - Comprimée : **s' = 85,3** (MPa).

➤ **Cas ELS** : $M_{\max} = 68,63$ (T.m) , $M_{\min} = -46,97$ (T.m)

- Coefficient de sécurité : **1,00** ;
- Position de l'axe neutre : **y = 22,9** (cm) ;
- Bras de levier : **Z = 57,4** (cm) ;
- Contrainte maxi du béton : **b = 5,1** (MPa) ;
- Contrainte limite : **0,6 fcj = 15,0** (MPa) ;
- Contrainte de l'acier :
- Tendue : **s = 201,6** (MPa) ;
 - comprimée : **s' = 55,2** (MPa) ;
- Contrainte limite de l'acier : **s_{lim} = 201,6** (MPa).

E) Expertise de Section en Flexion Simple**a) Armatures:**

- Section réelle : **A_{S1} = 58,07** (cm²) ; **6HA32+2HA25**
A_{S2} = 39,27 (cm²) ; **8HA25**
- Section minimum : **A_{Smin} = 7,33** (cm²) ;
- Pourcentage d'armatures : **= 1,50** (%) ;
- Pourcentage Minimum : **min = 0,11** (%) .

b) Moments appliqués:

➤ Cas ELS : $M_{\max} = 68,63$ (T.m) , $M_{\min} = -46,97$ (T.m)

c) Résultats:

Coefficient de sécurité : **1,02** ;
Position de l'axe neutre : **y = 22,9** (cm) ;
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 5,1$ (MPa) ;
Contrainte limite : **0,6 f_{cd} = 21,0** (MPa) ;
Contrainte de l'acier :
- Tendue : **s = 197,5** (MPa) ;
- Comprimée : **s' = 54,9** (MPa) ;
Contrainte limite de l'acier : **s_{lim} = 201,6** (MPa).

VII.2.3) Ferrailage de piedroit latéral :

Le ferrailage de piedroit sera calcul en flexion composée.

A) Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Acier: $f_e = 400$ (MPa).

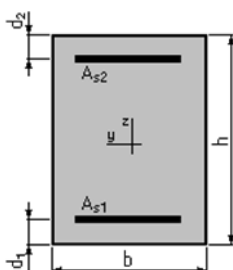
B) Section:

$$b = 100 \text{ (cm)}$$

$$h = 70 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5 \text{ (cm)}$$



C) Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (T) | M (T.m) |
|--------|------|-------|---------|
| 1. | ELU | 63,09 | 75,83 |
| 2. | ELS | 43,78 | 55,00 |

D) Résultats:

a) Sections d'Acier:

Section théorique : $A_{s1} = 35,8$ (cm²) ;

$$A_{s2} = 35,8 \text{ (cm}^2\text{)} ;$$

Section minimum : $A_{smin} = 14,0$ (cm²) ;

Section maximum : $A_{smax} = 350,0$ (cm²) ;

Pourcentage d'armatures : = **1,02** (%) ;

Pourcentage Minimum : $\min = 0,20$ (%) ;

Pourcentage maximum : $\max = 5,00$ (%).

b) Analyse par Cas:

➤ **Cas N° 1 : Type ELU :** $N = 63,09$ (T) , $M = 75,83$ (T.m)

Coefficient de sécurité : $1,35$;

Pivot : A ;

Position de l'axe neutre : $y = 11,2$ (cm) ;

Bras de levier : $Z = 60,5$ (cm) ;

Déformation du béton : $b = 2,07$ (‰) ;

Déformation de l'acier : $s = 10,00$ (‰) ;

Contrainte de l'acier :

- Tendue : $s = 347,8$ (MPa) ;

- Comprimée : $s' = 228,4$ (MPa) ;

➤ **Cas N° 2: Type ELS :** $N = 43,78$ (T) , $M = 55,00$ (T.m)

Coefficient de sécurité : $1,00$;

Position de l'axe neutre : $y = 23,0$ (cm) ;

Bras de levier : $Z = 57,3$ (cm) ;

Contrainte maxi du béton : $b = 7,3$ (MPa) ;

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa) ;

Contrainte de l'acier :

- Tendue : $s = 201,6$ (MPa) ;

- comprimée : $s' = 86,1$ (MPa) ;

Contrainte limite de l'acier : $s_{lim} = 201,6$ (MPa) ;

E) Expertise de Section en Flexion Composée :

a) Armatures:

Section réelle : $A_{S1} = 36,19$ (cm²) ; **4HA32+2HA16**

$A_{S2} = 36,19$ (cm²) ; **4HA32+2HA16**

Section minimum : $A_{Smin} = 14,0$ (cm²) ;

Section maximum : $A_{Smax} = 350,0$ (cm²) ;

Pourcentage d'armatures : $= 1,03$ (%) ;

Pourcentage Minimum : $\min = 0,20$ (%) ;

Pourcentage maximum : $\max = 5,00$ (%).

b) Efforts appliqués:

➤ Cas ELS : $N = 43,78$ (T) , $M = 55,00$ (T.m)

c) Résultats:

Coefficient de sécurité : **1,01** ;

Position de l'axe neutre : **y = 23,0**(cm) ;

Contrainte maxi du béton : **b = 7,3** (MPa) ;

Contrainte limite : **0,6 fcj = 15,0** (MPa) ;

Contrainte de l'acier :

- Tendue : **s = 199,5** (MPa) ;

- comprimée : **s' = 85,7** (MPa) ;

Contrainte limite de l'acier : **slim = 201,6** (MPa) ;

VII.2.4) Ferrailage de piédroit intermédiaire :

Le ferrailage de piédroit sera calcul en flexion composée.

A) Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Acier: $f_e = 400$ (MPa).

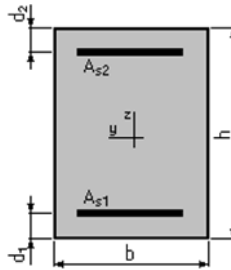
B) Section:

$$b = 100 \text{ (cm)}$$

$$h = 70 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5 \text{ (cm)}$$



C) Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (T) | M (T.m) |
|--------|------|--------|---------|
| 1. | ELU | 126,21 | 64,97 |
| 2. | ELS | 88,75 | 46,99 |

D) Résultats:

a) Sections d'Acier:

Section théorique : $A_{s1} = 19,5$ (cm²) ;

$$A_{s2} = 19,5 \text{ (cm}^2\text{)} ;$$

Section minimum : $A_{smin} = 14,0$ (cm²) ;

Section maximum : $A_{smax} = 350,0$ (cm²) ;

Pourcentage d'armatures : = **0,56** (%) ;

Pourcentage Minimum : $\min = 0,20$ (%) ;

Pourcentage maximum : $\max = 5,00$ (%).

b) Analyse par Cas:

➤ **Cas N° 1 : Type ELU :** $N = 126,21 \text{ (T)}$, $M = 64,97 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité : **1,44** ;

Pivot : **A** ;

Position de l'axe neutre : $y = 15,8 \text{ (cm)}$;

Bras de levier : $Z = 58,7 \text{ (cm)}$;

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,20 \text{ (‰)}$;

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$;

Contrainte de l'acier :

- Tendue : $s = 347,8 \text{ (MPa)}$;

- Comprimée : $s' = 347,8 \text{ (MPa)}$;

➤ **Cas N° 2: Type ELS :** $N = 88,75 \text{ (T)}$, $M = 46,99 \text{ (T.m)}$

Coefficient de sécurité : **1,00** ;

Position de l'axe neutre : $y = 25,1 \text{ (cm)}$;

Bras de levier : $Z = 56,6 \text{ (cm)}$;

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 8,5 \text{ (MPa)}$;

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$;

Contrainte de l'acier :

- Tendue : $s = 201,6 \text{ (MPa)}$;

- comprimée : $s' = 101,8 \text{ (MPa)}$;

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{lim} = 201,6 \text{ (MPa)}$;

E) Expertise de Section en Flexion Composée :**a) Armatures:**

Section réelle : $A_{S1} = 19,73 \text{ (cm}^2\text{)}$; **5HA20+2HA16**

$A_{S2} = 19,73 \text{ (cm}^2\text{)}$; **5HA20+2HA16**

Section minimum : $A_{Smin} = 14,0 \text{ (cm}^2\text{)}$;

Section maximum : $A_{Smax} = 350,0 \text{ (cm}^2\text{)}$;

Pourcentage d'armatures : $= 0,56 \text{ (‰)}$;

Pourcentage Minimum : $\min = 0,20 \text{ (‰)}$;

Pourcentage maximum : $\max = 5,00 \text{ (‰)}$.

b) Efforts appliqués:

➤ Cas ELS : $N = 88,75$ (T) , $M = 46,99$ (T.m)

c) Résultats:

Coefficient de sécurité : **1,01** ;
Position de l'axe neutre : **$y = 25,2$** (cm) ;
Contrainte maxi du béton : **$b = 8,4$** (MPa) ;
Contrainte limite : **$0,6 f_{cj} = 15,0$** (MPa) ;
Contrainte de l'acier :
- Tendue : **$s = 199,3$** (MPa) ;
- comprimée : **$s' = 101,4$** (MPa) ;
Contrainte limite de l'acier : **$s_{lim} = 201,6$** (MPa) ;

Chapitre VIII

Analyse Sismique

VIII.1) Introduction :

Les ponts cadres sont réputés peu sensibles aux séismes, car ils sont relativement souples et suivent la déformation du massif sans perturber notablement la propagation des ondes de cisaillement dans le sol.

Une justification parasismique de ces structures reste cependant nécessaire, en particulier dans les zones de forte sismicité.

VIII.2) Coefficients sismiques :

L'action sismique appliquée à l'ouvrage ainsi qu'aux terres qui lui sont solidaires une accélération horizontale maximale caractérisée par le coefficient sismique k_H et une accélération verticale concomitante caractérisée par le coefficient sismique k_V .

Les coefficients sismiques sont donnés par les expressions suivantes (aux ouvrages non déplaçables) :

$$k_H = A$$

$$k_V = 0,3 k_H$$

Avec, A : coefficient d'accélération de zone qui est égal à 0,40 dans notre cas.

Donc :

$$k_H = 0,40$$

$$k_V = 0,12$$

VIII.3) Combinaisons et vérifications :

VIII.3.1) Combinaisons :

La vérification de la résistance de la structure s'effectue sous combinaison sismique dont le format général est :

$$G + E + Q$$

Avec :

G : charges permanentes

E : action sismique évaluée à partir des coefficients sismiques k_H et k_V

Q : action variable des charges d'exploitation

: coefficient de combinaison

= 0.2 pour les charges routières (ouvrages urbains),

= 0.3 pour les charges ferroviaires,

= 0 pour les autres cas.

VIII.3.2) Vérifications :

La vérification se limite à la vérification de la résistance des sections.

L'application de ces coefficients donnés pour le béton et l'acier.

Contrainte de calcul de compression du béton :

$$f_{bu} = \frac{f_{c28}}{1,3}$$

Contrainte de calcul des aciers :

$$f_{su} = \frac{f_e}{1} = f_e$$

$$f_{bu} = \frac{35}{1,3} = 26,92 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

VIII.4) Sollicitations dues au séisme :

VIII.4.1) Sollicitation verticale :

Les sollicitations verticales dues au séisme sont déterminées par l'application aux diverses parties de l'ouvrage (et des charges solidaires de l'ouvrage) de l'accélération verticale définie ci-dessus.

La force d'inertie par unité de volume qui s'exerce sur un élément de poids volumique γ est égale à :

$$f_i = \gamma k_v$$

$$f_i = 2,5 \times 0,12 = 0,30 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Volume de la structure : } V = 458,931 \text{ m}^3.$$

$$\text{D'où : } f_i = 458,931 \times 0,3 = 137,68 \text{ t.}$$

Le frottement des terres en contact avec les piédroits est supposé négligeable.

VIII.4.2) Sollicitations horizontales :

Les sollicitations horizontales dues au séisme peuvent être déterminées par toute méthode scientifiquement validée.

Les sollicitations provenant d'une accélération horizontale peuvent se décomposer comme suit:

a) Sollicitations actives :

➤ **Incrément de poussée active du sol :**

L'incrément dynamique de poussée active qui s'exerce sur un écran de hauteur H est prise égale a :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} H^2 [(1 \pm k_v) K_{ad} - K_a]$$

Avec:

: poids volumique du sol = **2 t/m³** ;

k_v : coefficient sismique vertical = **0,12** ;

K_{ad} : coefficient de poussée dynamique active = **0,637** ;

K_a : coefficient de poussée statique active = **0,33** ;

H : hauteur de l'écran = **6,26 m**.

- L'angle de frottement sol/écran est pris couramment égal à zéro.
- Dans un but de simplification, on peut admettre que la résultante **F_{ad}** s'exerce à mi-hauteur de l'écran, et qu'elle peut être modélisée par une charge uniformément répartie sur l'écran.
- Le coefficient de poussée dynamique active peut être calculé suivant la formule dite de Mononobe-Okabe. Dans le cas d'un écran vertical, d'un sol horizontal en surface et d'un angle de frottement sol/écran égal à zéro on obtient :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\delta - \alpha)}{\cos^2 \phi \left[1 + \frac{\sin \phi \sin(\delta - \alpha)}{\cos \phi} \right]^2}$$

Avec :

: angle de frottement interne du sol, dans notre cas $= 30^\circ$;

$$= \arctan \frac{k_H}{1 + k_V}$$

$$= \arctan \frac{0,4}{1 + 0,12} = 19,56^\circ$$

D'où : $K_{ad} = 0,637$;

$$F_{ad} = 15,026 \text{ t/m.}$$

➤ **Forces d'inertie dues à l'accélération horizontale de l'ouvrage :**

La force d'inertie par unité de volume qui s'exerce sur un élément de poids volumique γ est égale à :

$$f_i = \gamma k_H$$

$$f_i = 2,5 \times 0,40 = 1 \text{ t/m}^3$$

➤ **Sollicitation due au remblai situe sur la traverse supérieure. (Ballast)**

Notre ouvrage est faiblement enterré ($H_r < 1\text{m}$) donc la traverse supérieure subit la force d'inertie du remblai.

$$S = H_r L k_H$$

Avec :

k_H : coefficients sismiques = **0.40**

: poids volumique du ballast = **2 t/m³**

H_r : hauteur du remblai = **0,60 m**

L : largeur transversale du cadre = **20,10m**

D'où :

$$S = 0,60 \times 20,10 \times 2 \times 0,4 = 9,648 \text{ t/m}$$

b) Réactions passives :

- force de butée du sol (à négliger dans les calculs)
- force de frottement au-dessous de l'ouvrage.

VIII.5) Modélisation de l'action du séisme :

L'action de séisme est modélisée comme suit :

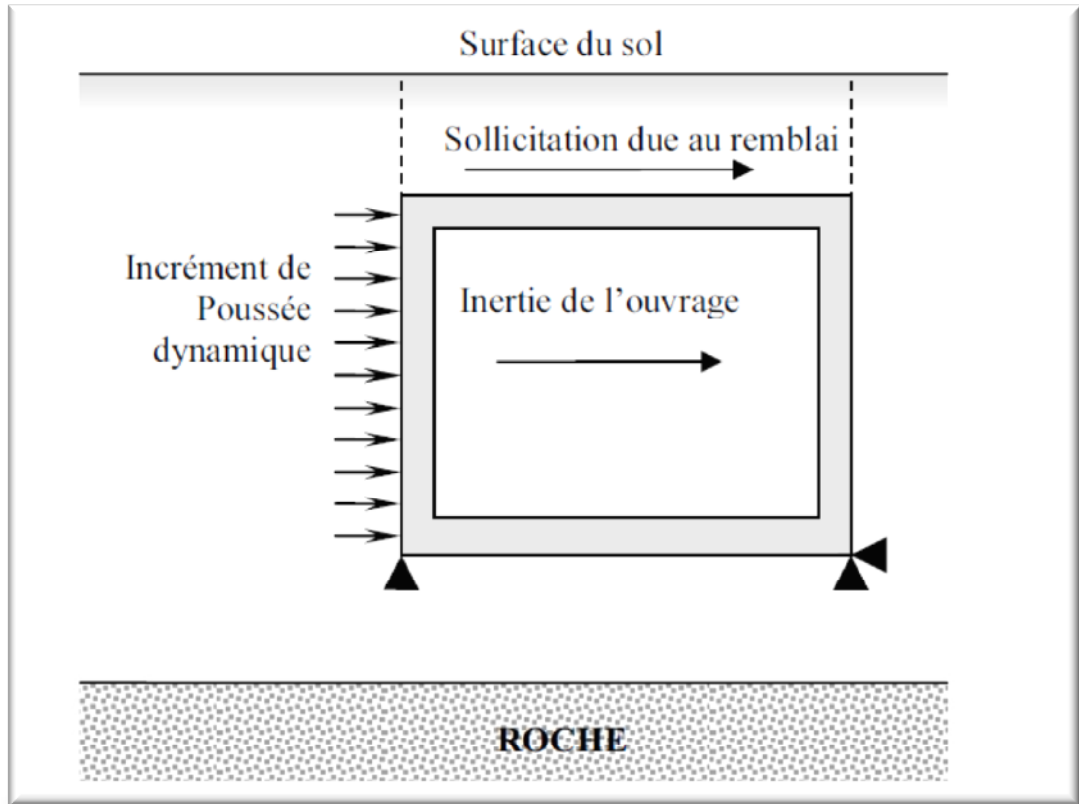


Fig. VIII.51 – modélisation de l'action sismique.

VIII.6) Sollicitations :

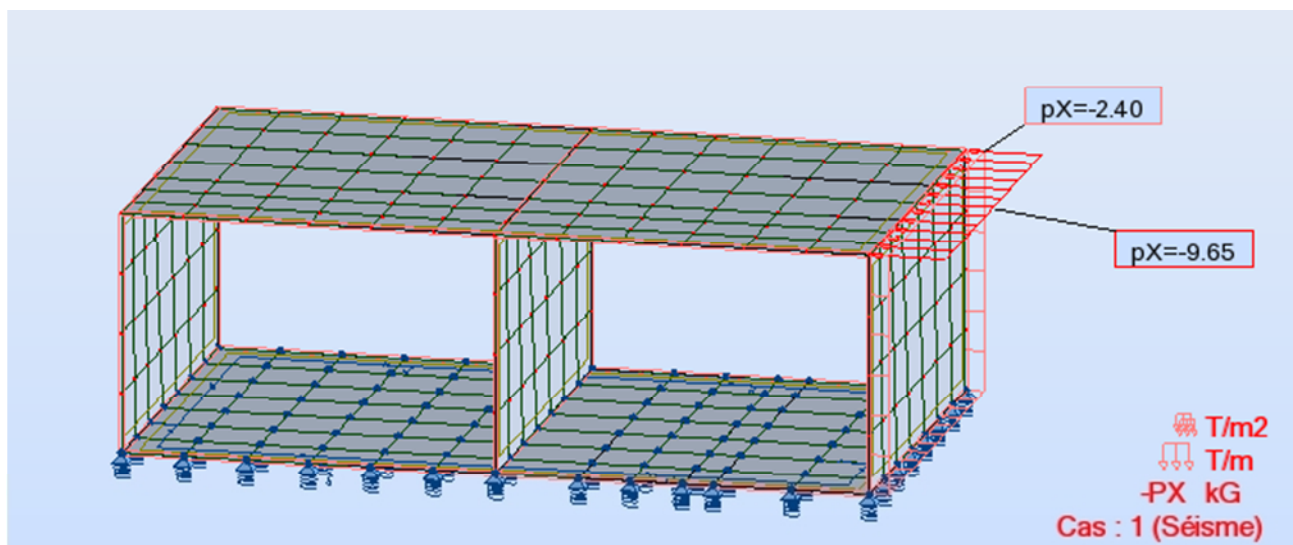


Fig. VIII.6.2 – Modélisation des actions sismiques.

VIII.6.1) Charges sismiques :

Sollicitation due au ballast : $S = 9,648 \text{ t/m}$

Incrément de poussée dynamique : $F_{ad} = 15,026 \text{ t/m}$.

Une poussée uniformément répartie = $\frac{15,026}{6,26} = 2,40 \text{ t/m}^2$

Inertie de l'ouvrage.

VIII.6.2) Combinaison :

S + incrément poussée dynamique + Inertie de l'ouvrage.

VIII.6.3) Résultats :

Tableau VIII.6.1 – Sollicitation max sous l'effet d'un séisme.

| | MXX [Tm/m] | MY Y [Tm/m] | MX Y [Tm/m] | QXX [T/m] | QYY [T/m] |
|----------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| MAX | 71.14 | 14.73 | 2.57 | 24.30 | 4.39 |
| Panneau | 7 | 7 | 7 | 7 | 7 |
| Noeud | 74 | 69 | 269 | 69 | 268 |
| Cas | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| | | | | | |
| MIN | -62.37 | -12.61 | -2.39 | -6.62 | -5.22 |
| Panneau | 7 | 7 | 7 | 1 | 8 |
| Noeud | 173 | 177 | 266 | 4 | 110 |
| Cas | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

Chapitre IX

Murs En Aile

IX.1) Murs en aile :

Dans la plupart des cas, les murs en aile semblent les mieux adaptés. Par leur forme vue (un triangle rectangle reposant sur le petit ou le grand côté) ils assoient l'ouvrage et par leur implantation en évase­ment, ils assurent une transition entre les plates-formes de la voie franchie hors et sous ouvrage et incitent l'utilisateur à s'y engager.

Ces murs sont en outre particulièrement recommandés dans le cas d'ouvrages très biais.

Ils présentent par ailleurs le double avantage d'être économiques et de ne pas poser de problèmes délicats de stabilité.

Sauf cas particuliers, il semble souhaitable que leur implantation satisfasse les règles suivantes :

- équilibrer l'ouvrage par l'égalité des surfaces vues, quel que soit le biais ;
- proportionner leur surface vue à l'ouverture de l'ouvrage.

Ces conditions amènent à considérer des angles d'ouverture et différents pour chacun des deux murs et variables suivant l'ouverture et le biais de l'ouvrage.

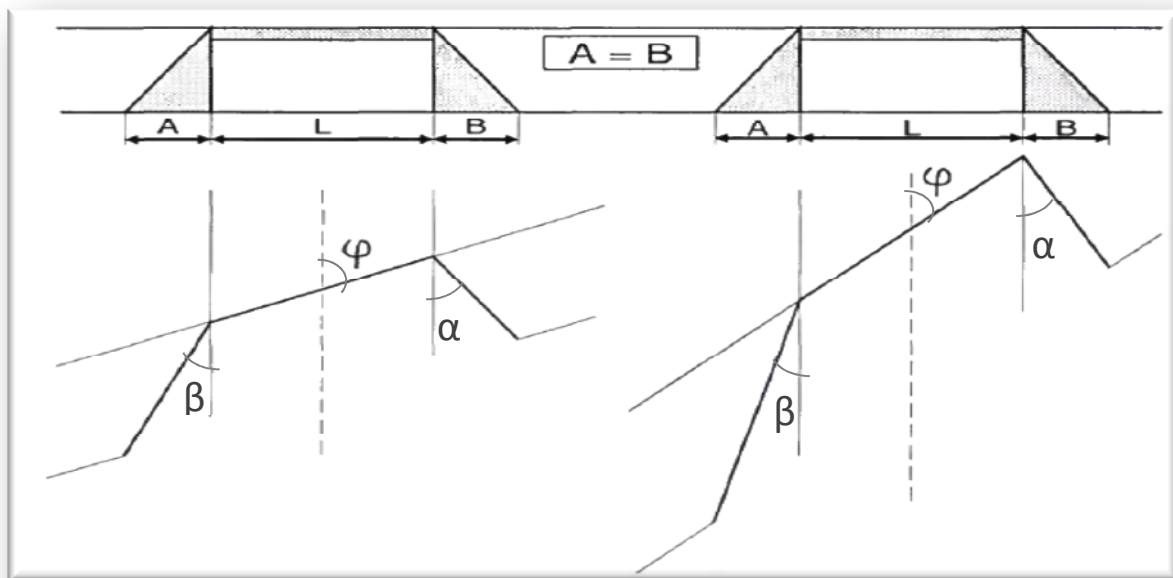


Fig. IX.1.1 - Egalité des surfaces vues des murs quel que soit le biais

Elles peuvent être quantifiées par les formules suivantes :

$$= 15 + 0,03.L^2$$

$$= 0,008.(+25).$$

$$\min = 15 \text{ grade} ; \min = 0,12.(+25)$$

Avec :

L : l'ouverture droite de l'ouvrage en mètre;

: l'angle du biais en grade.

Dans le cas d'un pont-cadre double ou un portique double, on peut également suivre les mêmes règles, en prenant pour **L** une valeur comprise entre **D** et **1,3.D**, où **D** désigne la longueur d'une travée.

Dans notre cas pont cadre double la longueur d'une travée $D = 10,05 \text{ m}$

$D < L < 1,3 D \Rightarrow 10,050 \text{ m} < L < 13,065 \text{ m}$

On prend **L = 13 m**

L'angle de biais = **91,6 grade.**

$$= 15 + 0,03 \times 13^2$$

$$= 20 \text{ grade}$$

$$= 0,008 \times (91,6 + 25) \times 20$$

$$= 18,67 \text{ grade}$$

On va prendre = **20 grade**

IX.2) Jonction murs en aile-piédroit :

La figure ci-dessous illustre plusieurs dispositions envisageables pour assurer la jonction entre les murs en aile et les piédroits.

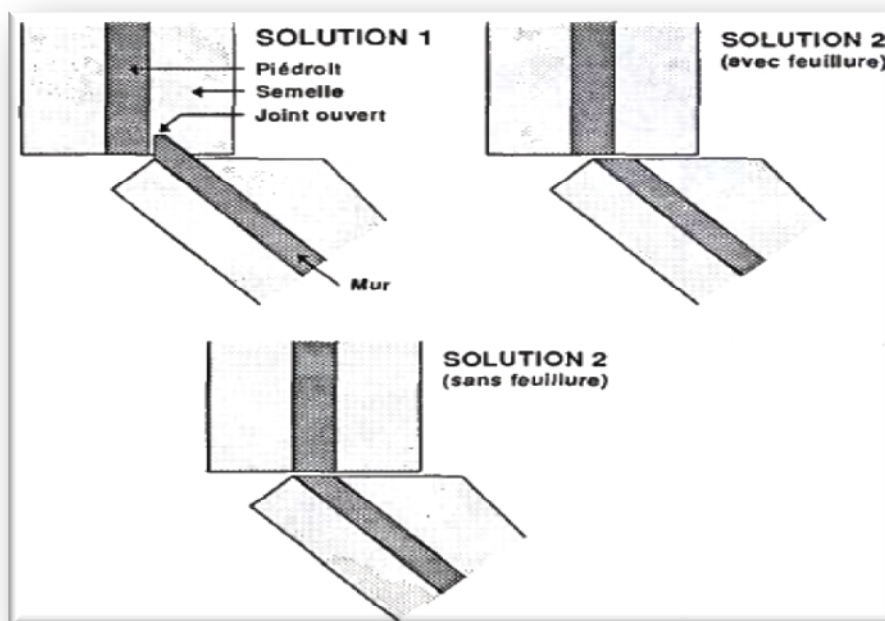


Fig. IX.2 - Jonction entre murs en aile et piédroits

Pour notre cas on va choisir la 2^{ème} solution (sans fouilleur).

IX.3) Pré dimensionnement de mur en aile :

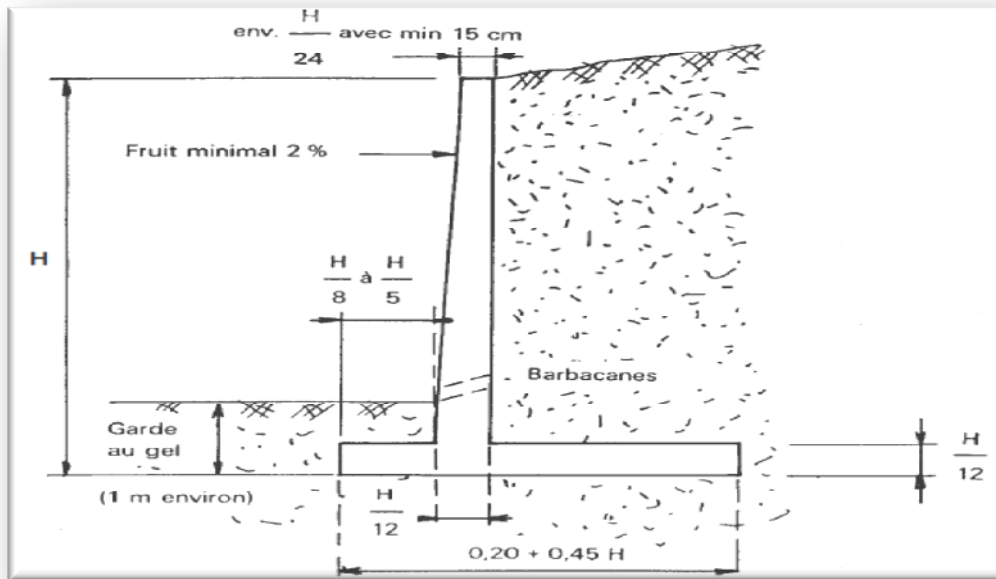


Fig. IX.3 - Dimensionnement de mur de soutènement

➤ Couronnement C :

$$C = \frac{H}{24}$$

- Selon SANGLERAT : C = 30 cm (pour des raisons de sécurité et d'augmenté la rigidité du voile).
- Selon SETRA : C_{min} = 20 cm pour H ≤ 6 m ;
C_{min} = 30 cm pour H > 6 m.

➤ Ancrage D : D'après SETRA D = 1,5 m pour H > 4 m.

➤ Epaisseur de la semelle E :

$$E = \frac{H}{12}$$

Pour des raisons de coffrage il faut arrondir par 5 cm.

➤ Largeur de la semelle B :

$$\frac{1}{2} H \leq B \leq \frac{2}{3} H$$

➤ Largeur du patin avant A :

$$A = \frac{B}{3} \text{ Ou soit } \frac{H}{6} < A < \frac{2}{9} H$$

➤ Section du mur sur la semelle :

$$S = \frac{H}{12}$$

IX.5.1) Application : MS/01/04/05/08 ($H_m = 4,15\text{m}$)

➤ **Couronnement :**

$$C = \frac{4,15}{24} = 0,17 \text{ m}$$

On prend : $C = 0,30 \text{ m}$.

➤ **Ancrage D :**

On a : $H > 4 \text{ m}$

D'où : $D = 1,5 \text{ m}$.

➤ **Epaisseur de la semelle E :**

$$E = \frac{4,15}{12} = 0,36 \text{ m}$$

On prend : $E = 0,40 \text{ m}$.

➤ **Largeur de la semelle B :**

$$2,08 \leq B \leq 2,77 \text{ m}$$

On prend : $B = 2,70 \text{ m}$.

➤ **Largeur du patin avant :**

$$A = \frac{2,70}{3} = 0,9 \text{ m}$$

➤ **Section du mur sur la semelle :**

$$S = 0,36 \text{ m}$$

On prend : $S = 0,40 \text{ m}$.

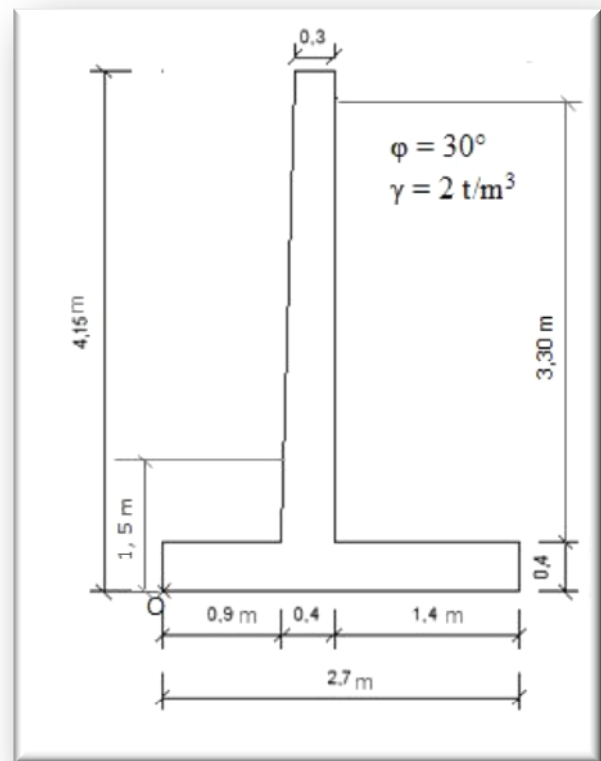


Fig. IX.3 – Pré dimensionnement de mur MS/01/04/05/08

IX.5.2) Application: MS/02/03/06/07 ($H_m = 6,7\text{m}$)

➤ **Couronnement :**

$$C = \frac{6,7}{24} = 0,28 \text{ m}$$

On prend : $C = 0,30 \text{ m}$.

➤ **Ancrage D :**

On a $H > 4 \text{ m}$

D'où : $D = 1,5 \text{ m}$.

➤ **Epaisseur de la semelle E :**

$$E = \frac{6,7}{12} = 0,56 \text{ m}$$

On prend : $E = 0,60 \text{ m}$.

➤ **Largeur de la semelle B :**

$$3,35 \leq B \leq 4,47 \text{ m}$$

On prend : $B = 4,00 \text{ m}$.

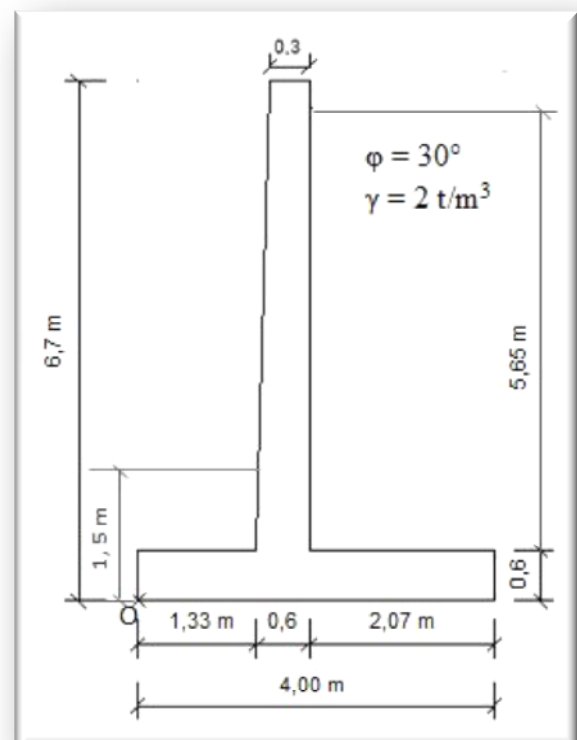


Fig. IX.3 - Pré dimensionnement de mur MS/02/03/06/07

- **Largeur du patin avant :**

$$A = \frac{4}{3} = 1,33 \text{ m.}$$

- **Section du mur sur la semelle :**

$$S = 0,56 \text{ m}$$

On prend : **S = 0,60 m.**

IX.4) Etude de la stabilité externe (étude statique):

Pour la vérification de la stabilité les calculs seront conduits sous les sollicitations de service.

IX.5.3) Application : MS/01/04/05/08 (Hm = 4,15m)

a) Effort horizontal et moment renversant :

- **Calcul des poussées :**

La contrainte s'exerçant sur le mur sous l'effet du sol a un niveau h sera donnée par :

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \cdot H^2$$

Avec :

K_a : coefficient de poussée active

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\cdot}{4} - \frac{\cdot}{2} \right)$$

$$K_a = 0,333$$

$$P_a = 0,5 \times 0,333 \times 2 \times (3,70)^2$$

$$P_a = 4,56 \text{ t/m}$$

Tableau IX.4.1- L'effort horizontal et le moment renversant

| Effort horizontal T (t) | Bras de levier (m) | Moment renversant M_r (t.m) |
|----------------------------|-----------------------|----------------------------------|
| 4,56 | 1,23 | 5,61 |

b) Efforts verticaux et moment stabilisant:

Tableau IX.4.2 – Les efforts verticaux et les moments stabilisants

| | Efforts verticaux (t) | Bras de levier (m) | Moment stabilisant M_s (t.m) |
|-------------------------------------|--------------------------|-----------------------|-----------------------------------|
| Semelle | 2,70 | 1,35 | 3,65 |
| Mur | 2,81 | 1,15 | 3,23 |
| | 0,47 | 0,97 | 0,45 |
| Remblais derrière le mur | 9,24 | 2 | 18,48 |
| Remblais avant le mur | 1,98 | 0,45 | 0,89 |
| Somme | 17, 20 | / | 26,70 |

c) Vérification de stabilité au renversement :

La stabilité au renversement est vérifiée si :

$$CSR = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

CSR : coefficient de sécurité au renversement

$$CSR = \frac{26,7}{5,61} = 4,76$$

CSR = 4,76 > 1,5 La stabilité au renversement est vérifiée.

d) Vérification du tiers central :

L'excentricité de la résultante des efforts par rapport à O.

$$a = \frac{M_s - M_r}{N}$$

N : la somme des efforts verticaux.

$$a = \frac{26,70 - 5,61}{17,20} = \frac{21,09}{17,20}$$

a = 1,23 m.

L'excentricité par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{B}{2} - a$$

$$e = \frac{2,7}{2} - 1,23 = 0,12 \text{ m}$$

$$e_{\max} = \frac{B}{6} = 0,45 \text{ m}$$

$e = 0,12 < e_{\max} = 0,45$. La résultante passe par le tiers central

e) Vérification de stabilité au glissement :

La stabilité au glissement est vérifiée si :

$$CSG = \frac{\frac{2}{3} \cdot C \cdot B + N \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right)}{T} \geq 1,2$$

CSG : coefficient de sécurité au glissement.

T : l'effort horizontal.

C : cohésion de sol de fondation (pour des raisons de sécurité on prend $C=0 \text{ t/m}^2$).

$$CSG = \frac{17,20 \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \times 30\right)}{4,56}$$

$CSG = 1,37 > 1,2$. Donc la stabilité au glissement est vérifiée.

f) Résistance de sol de fondation :

Après la vérification de la stabilité au renversement et au glissement, on procédera par la suite à la détermination de la résistance du sol de fondation sous l'effet des efforts verticaux.

Pour cela, on utilise généralement une méthode de calcul qui fait appel à la notion de la pression admissible.

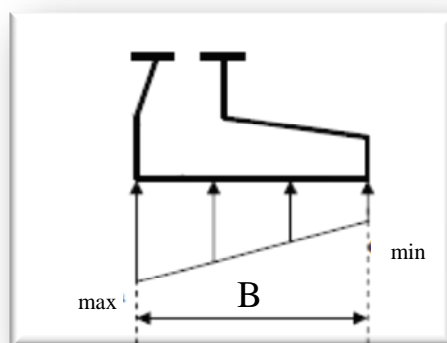


Fig. IX.4 - Schéma statique des contraintes appliquées au sol de fondation

Calcul des contraintes :

$$\max = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\text{ref} = \frac{(3 \max + \min)}{4}$$

$$\min = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

| N (t) | B (m) | e (m) | max (bar) | min (bar) | ref (bar) | adm (bar) | observation |
|-------|-------|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|---|
| 17,20 | 2,7 | 0,12 | 0,807 | 0,467 | 0,722 | 2 | ref adm le sol peut supporter la charge transmise par l'ouvrage |

IX.5.4) Application: MS/02/03/06/07 (Hm=6,7m)

a) Effort horizontal et moment renversant :

➤ *Calcul des poussées :*

$$K_a = 0,333$$

$$P_a = 0,5 \times 0,333 \times 2 \times (6,25)^2$$

$$P_a = 13,02 \text{ t/m}$$

Tableau IX.4.3– l'effort horizontal et le moment renversant

| Effort horizontal T (t) | Bras de levier (m) | Moment renversant M _r (t.m) |
|-------------------------|--------------------|--|
| 13,02 | 2,08 | 27,08 |

b) Efforts verticaux et moment stabilisant:

Tableau IX.4.4 - Les efforts verticaux et les moments stabilisants.

| | Efforts verticaux (t) | Bras de levier (m) | Moment stabilisant M_s (t.m) |
|-----------------------------|--------------------------|-----------------------|-----------------------------------|
| Semelle | 6 | 2 | 12 |
| Mur | 4,58 | 1,78 | 8,14 |
| | 2,29 | 1,53 | 3,50 |
| Remblais derrière le mur | 23,39 | 2,97 | 69,47 |
| Remblais avant le mur | 2,39 | 0,67 | 1,59 |
| Somme | 38,65 | / | 94,70 |

c) Vérification de stabilité au renversement :

$$CSR = \frac{94,70}{27,08} = 3,50$$

CSR = 3,50 > 1,5 . La stabilité au renversement est vérifiée.

d) Vérification du tiers central :

L'excentricité de la résultante des efforts par rapport à O..

$$a = \frac{94,70 - 27,08}{38,65} = \frac{67,62}{38,65}$$

$$a = 1,75 \text{ m}$$

L'excentricité par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{4}{2} - 1,75 = 0,25 \text{ m}$$

$$e_{\max} = \frac{4}{6} = 0,66 \text{ m}$$

e = 0,25 < $e_{\max} = 0,66$. La résultante passe par le tiers central

e) Vérification de stabilité au glissement :

$$CSG = \frac{38,65 \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \times 30\right)}{13,02}$$

CSG = 1,1 < 1,2. On peut accepter cette valeur vu qu'on a négligé la cohésion de sol.

f) Résistance de sol de fondation :

Calcul des contraintes :

Les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

| N (t) | B (m) | e (m) | max (bar) | min (bar) | ref (bar) | adm (bar) | observation |
|-------|-------|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|---|
| 38,65 | 4,00 | 0,25 | 1,329 | 0,604 | 1,148 | 2 | ref adm le sol peut supporter la charge transmise par l'ouvrage |

IX.5) Etude de la stabilité sous un séisme :

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_H et k_V .

$$k_H = A \quad \text{et} \quad k_V = \pm 0,3 k_H$$

A : coefficient d'accélération de zone.

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} (1 \pm k_V) H^2 K_{ad}$$

Avec:

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\delta)}{\cos^2\left[1 \pm \frac{\sin\delta \sin(\delta - \alpha)}{\cos\delta \cos\alpha}\right]^2}$$

- $\alpha = \arctan\left(\frac{k_H}{1 \pm k_V}\right)$
- H est la hauteur du mur ;
- γ est le poids volumique des terres,
- δ l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion,
- α angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

Lorsque l'équilibre du mur nécessite la prise en compte de la **butée (P_{pd})** des terres situées à l'aval du mur sur une hauteur **D**, correspondant à la profondeur d'ancrage de la semelle du mur, la valeur (**P_{pd}**) sera prise égale à $\frac{1}{2} \gamma D^2$, appliquée horizontalement à $\frac{D}{3}$ au-dessus de la base de la semelle du mur ; où γ est le poids volumique du sol en butée.

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma D^2$$

On est dans la zone sismique III et l'ouvrage est de groupe 2

$$A = 0,25$$

$$k_H = 0,25$$

$$k_V = 0,3 \times 0,25 = 0,075$$

Force d'inertie de l'ouvrage :

1. Force d'inertie verticale :

$$F_{iv} = M \times k_V$$

Avec :

M : la masse total de la structure.

k_V : coefficient sismique vertical.

2. Force d'inertie horizontale :

$$F_{iH} = M \times k_H$$

Avec :

k_H : coefficient sismiques horizontal.

IX.5.5) Application : MS/01/04/05/08 (Hm = 4,15m)

a) Efforts horizontaux et moments renversants :

➤ La poussée dynamique :

| k_H | k_V | 1 | 2 | K_{ad1} | K_{ad2} | P_{ad1} | P_{ad2} |
|-------|-------|-------|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 0,25 | 0,075 | 0,228 | 0,264 | 0,502 | 0,538 | 7,39 | 6,82 |

$$P_{ad} = \max (P_{ad1}, P_{ad2})$$

$$P_{ad} = 7,39 \text{ t/m}$$

➤ **Force d'inertie horizontale de l'ouvrage :**

$$F_H = 17,20 \times 0,25$$

$$F_H = 4,30 \text{ t}$$

➤ **Calcul de la buté :**

$$P_{pd} = -\frac{1}{2} \times 2 \times 1,5^2$$

$$P_{pd} = -2,25 \text{ t}$$

| | Effort horizontal (t) | Bras de levier (m) | Moment renversant Mr (t.m) |
|----------------------|-----------------------|--------------------|----------------------------|
| Force d'inertie | 4,30 | 1,78 | 7,65 |
| La poussée dynamique | 7,39 | 1,85 | 13,67 |
| La buté | -2,25 | 0,5 | -1,13 |
| Somme | 9,44 | / | 20,19 |

b) Efforts verticaux et moments stabilisants :

➤ **Force d'inertie verticale de l'ouvrage :**

$$F_V = 17,20 \times 0,075$$

$$F_V = 1,29 \text{ t}$$

| | Efforts (t) | Bras de levier (m) | Moment stabilisant Ms (t.m) |
|---------------------------|-------------|--------------------|-----------------------------|
| Les efforts verticaux | 17,20 | 1,55 | 26,66 |
| Force d'inertie verticale | 1,29 | 1,55 | 2,00 |
| Somme | 18,49 | / | 28,66 |

c) Vérification de stabilité au renversement :

$$CSR = \frac{28,66}{20,19} = 1,42$$

CSR = 1,52 < 1,5. La stabilité au renversement n'est pas vérifiée.

d) Vérification de stabilité au glissement :

$$CSG = \frac{18,49 \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 30\right)}{9,44} = 0,71$$

CSG = 0,71 < 1,2. La stabilité au glissement n'est pas vérifiée.

Et pour satisfaire la stabilité au renversement et au glissement on a augmenté les dimensions de la semelle et on a ajouté une bèche au talon.

Soit les dimensions suivantes :

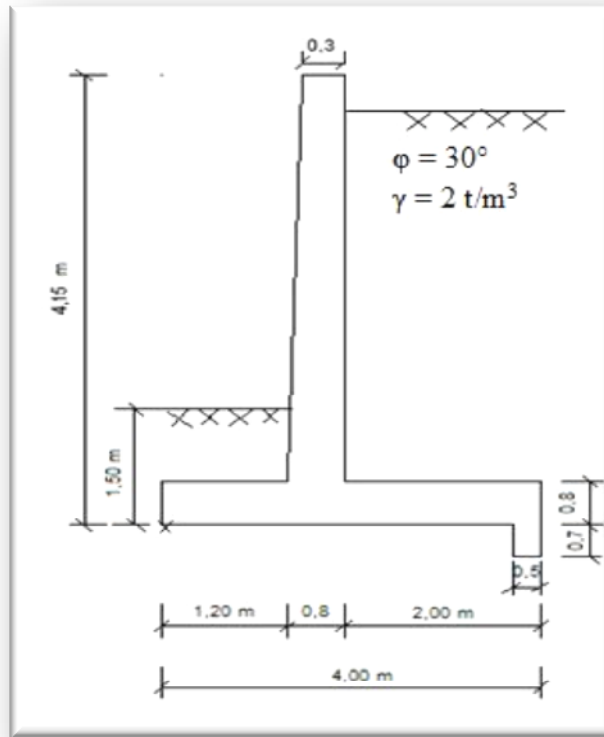


Fig. IX.5 - Dimensions de MS01/04/ 05/ 08.

Les efforts et les moments créent par les nouvelles dimensions :

| Efforts verticaux N (t) | Efforts horizontaux T (t) | Moment stabilisant Ms (t.m) | Moment renversant Mr (t.m) |
|-------------------------|---------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 28,77 | 9,24 | 67,61 | 22,35 |

➤ Vérification de la stabilité :

| | Stabilité au renversement CSR | Stabilité au glissement CSG | Tiers central e (m) |
|--------------|-------------------------------|--|--|
| valeurs | 3,03 | 1,13 | 0,41 |
| observations | La stabilité vérifiée | Vu qu'on a négligé la cohésion de sol on peut dire que la stabilité au glissement est vérifiée | La résultante passe par le tiers central |

e) Résistance de sol de fondation :

Calcul des contraintes :

Les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

| N (t) | B (m) | e (m) | max (bar) | min (bar) | ref (bar) | adm (bar) | observation |
|-------|-------|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|---|
| 28,77 | 4,00 | 0,41 | 1,162 | 0,277 | 0,941 | 2 | ref adm le sol peut supporter la charge transmise par l'ouvrage |

IX.5.6) Application: MS/02/03/06/07 (Hm=6,7m)

a) Efforts horizontaux et moments renversants :

➤ **Calcul de la poussée dynamique:**

| k_H | k_V | 1 | 2 | K_{ad1} | K_{ad2} | $P_{ad1}(t/m)$ | $P_{ad2}(t/m)$ |
|-------|-------|-------|-------|-----------|-----------|----------------|----------------|
| 0,25 | 0,075 | 0,228 | 0,264 | 0,502 | 0,538 | 21,08 | 19,45 |

$$P_{ad} = \max (P_{ad1}, P_{ad2})$$

$$P_{ad} = 21,08 \text{ t/m}$$

➤ **Force d'inertie horizontale de l'ouvrage :**

$$F_H = 38,65 \times 0,25$$

$$F_H = 9,66 \text{ t}$$

➤ **Calcul de la buté :**

$$P_{pd} = -\frac{1}{2} \times 2 \times 1,5^2$$

$$P_{pd} = -2,25 \text{ t}$$

| | Effort horizontal (t) | Bras de levier (m) | Moment renversant Mr (t.m) |
|----------------------|-----------------------|--------------------|----------------------------|
| Force d'inertie | 9,66 | 2,91 | 28,11 |
| La poussée dynamique | 21,08 | 3,13 | 65,98 |
| La buté | -2,25 | 0,5 | -1,13 |
| Somme | 28,49 | / | 92,96 |

b) Efforts verticaux et moments stabilisants :

➤ Force d’inertie verticale de l’ouvrage :

$$F_V = 38,65 \times 0,075$$

$$F_V = 2,90 \text{ t}$$

| | Efforts (t) | Bras de levier (m) | Moment stabilisant Ms (t.m) |
|---------------------------|--------------|--------------------|-----------------------------|
| Les efforts verticaux | 38,65 | 2,45 | 94,69 |
| Force d’inertie verticale | 2,90 | 2,45 | 7,11 |
| Somme | 41,55 | / | 101,80 |

c) Vérification de stabilité au renversement :

$$CSR = \frac{101,80}{92,96} = 1,10$$

CSR=1,10 < 1,5. Donc la stabilité au renversement n’est pas vérifiée.

d) Vérification de stabilité au glissement :

$$CSG = \frac{41,55 \times \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 30\right)}{28,49} = 0,53$$

CSG =0,53 < 1,2. Donc la stabilité au glissement n’est pas vérifiée.

Pour satisfaire la stabilité au renversement et au glissement on a augmenté les dimensions de la semelle et on a ajouté une bèche au talon.

Soit les dimensions suivantes :

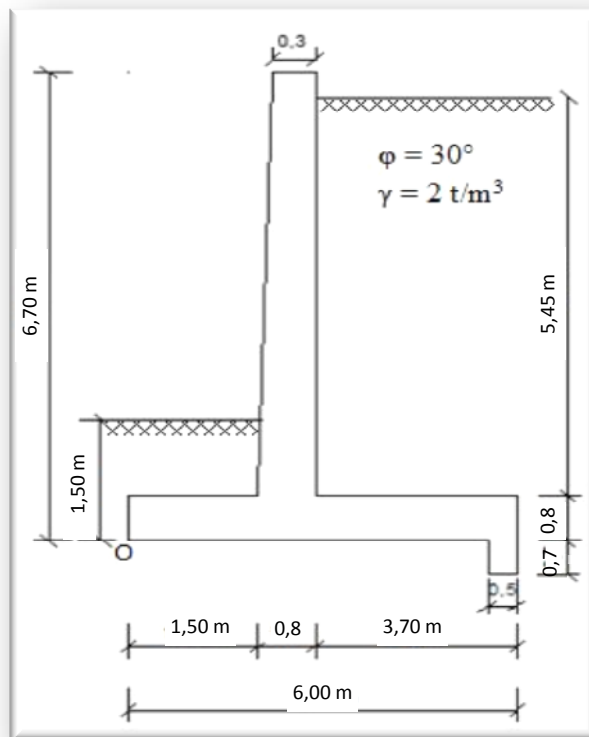


Fig. IX.5 – Dimensions de MS02/03/ 06/ 07.

Les efforts et les moments créent par les nouvelles dimensions :

| Efforts verticaux N (t) | Efforts horizontaux T (t) | Moment stabilisant Ms (t.m) | Moment renversant Mr (t.m) |
|-------------------------|---------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 68,17 | 21,49 | 244,42 | 107,10 |

➤ **Vérification de la stabilité :**

| | Stabilité au renversement CSR | Stabilité au glissement CSG | Tiers centrale (m) |
|--------------|-------------------------------|--|--|
| valeurs | 2,28 | 1,15 | 0,99 |
| observations | La stabilité vérifiée | Vu qu'on a négligé la cohésion de sol on peut dire que la stabilité au glissement est vérifiée | La résultante passe par le tiers central |

e) Résistance de sol de fondation :

Calcul des contraintes :

Les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

| N (t) | B (m) | e (m) | max (bar) | min (bar) | ref (bar) | adm (bar) | observation |
|-------|-------|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|---|
| 68,17 | 6,00 | 0,99 | 2,261 | 0,011 | 1,698 | 2 | ref adm le sol peut supporter la charge transmise par l'ouvrage |

IX.6) Ferrailage de mur en aile :

IX.5.7) Ferrailage des Murs MS/01/04/05/08 :

A) Ferrailage du rideau :

Le rideau est semi à la poussée du remblai, il est considéré comme une console encastrée au niveau de la semelle.

❖ Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa, $f_{t28} = 2,1$ MPa.

- Fissuration préjudiciable.

Acier : Fe E40 type 1, $f_e = 400$ MPa.

❖ Sollicitation:

- à ELU :

$$M_u = 1,35 \left(k_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} \right)$$

$$M_u = 7,52 \text{ t.m/ml.}$$

- à ELS :

$$M_{ser} = k_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{h}{3}$$

$$M_{ser} = 5,57 \text{ t.m/ml.}$$

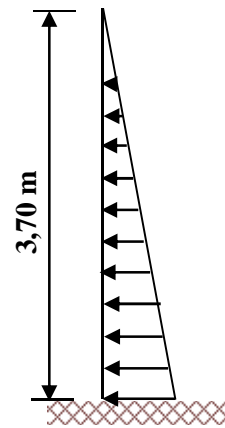


Fig. IX.6.1 – Schéma statique

❖ calcul des armatures à ELU en flexion simple:

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 0,010 < \mu_c = 0,280. \text{ (Section Sans Armatures Comprimées)}$$

$$= 0,013 \Rightarrow Z = 0,716 \text{ m.}$$

$$\mu = 0,010 \quad 0,186 \text{ (pivot A)}$$

$$s = 10 \cdot 10^3 \Rightarrow s = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot s} = 3,06 \text{ cm}^2$$

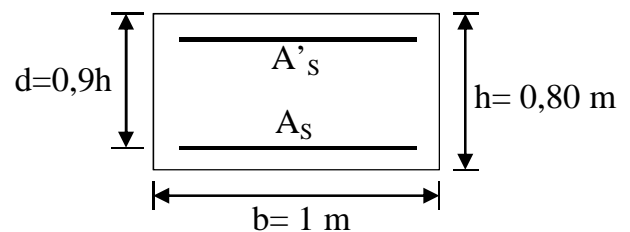
$$A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_c} = 8,69 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée alors on prend $A_s = 8,69 \text{ cm}^2$.

❖ Nombre de barres : 5HA16 = 10,05 cm².

Pour les armatures de répartition A_r :

$$\text{On prend } A_r = \frac{A_s}{2} = 4,36 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ HA12} = 5,65 \text{ cm}^2, \text{ espacées de } 20 \text{ cm.}$$



B) Ferrailage de la semelle :

La semelle est soumise :

- A la réaction du sol qui présente une répartition trapézoïdale :

Combinaison d'action à ELU :

$$F_h = 1,35 T = 1,35 \times 4,56$$

$$F_h = \mathbf{6,16 \text{ t.}}$$

$$F_v = 1,35 N = 1,35 \times 25,08$$

$$F_v = \mathbf{33,86 \text{ t.}}$$

$$M_{ru} = 1,35 M_r = 1,35 \times 5,63$$

$$M_{ru} = \mathbf{7,6 \text{ t.m.}}$$

$$M_{su} = 1,35 M_s = 1,35 \times 61,94$$

$$M_{su} = \mathbf{83,62 \text{ t.m.}}$$

$$\max = \frac{F_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \text{et}$$

Excentricité par rapport au centre de la semelle:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_{us} - M_{ur}}{F_v}$$

$$e = \mathbf{0,25 \text{ m}}$$

Les contraintes seront alors :

$$\max = \frac{F_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \text{et} \quad \min = \frac{F_v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$\max = \mathbf{11,64 \text{ t/m}^2}.$$

$$\min = \mathbf{5,29 \text{ t/m}^2}.$$

- A son poids propre réparti uniformément sur AB :

$$\text{Combinaison à ELU} = 1,35 \times (2,5 \times 0,8) = \mathbf{2,7 \text{ t/m}^2}.$$

- Au poids de rideau et de remblai réparti uniformément sur BC :

$$- \text{ Combinaison à ELU} = 1,35 \times (1,65 + 4,14) = \mathbf{7,82 \text{ t/m}^2}.$$

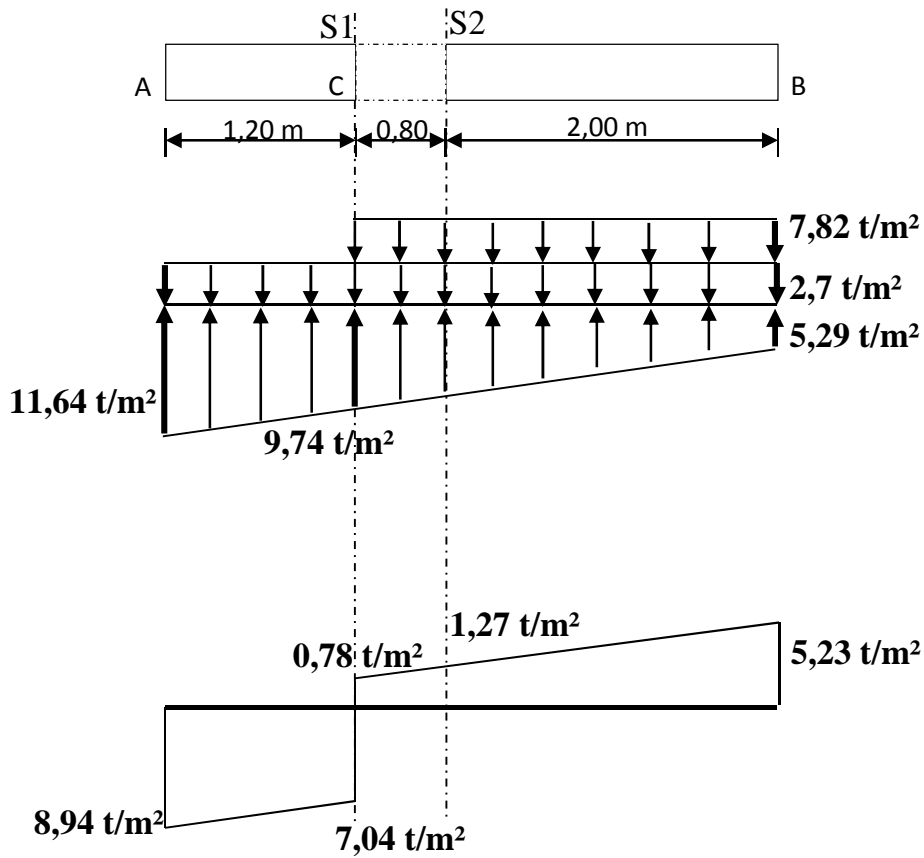


Figure IX.6.1 – diagramme contraintes

Calcul des moments :

Par rapport à S1 :

$$M_1 = 5,98 \text{ t.m} \quad \text{pour le ferrailage supérieur.}$$

Par rapport à S2 :

$$M_2 = 7,82 \text{ t.m} \quad \text{pour le ferrailage inférieur.}$$

❖ Ferrailage de la section S1 :

$$M_u = 5,98 \text{ t.m.}$$

Calcul de la section d'acier en flexion simple.

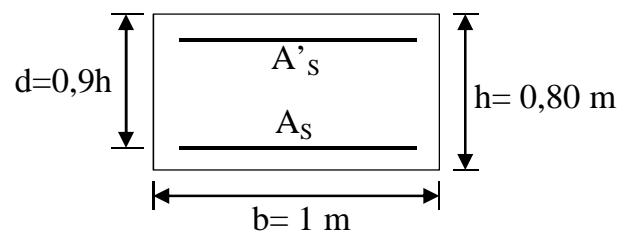
$$\mu = 0,008 < \mu_c = 0,280. \text{ (Section Sans Armatures Comprimées)}$$

$$= 0,010 \Rightarrow Z = 0,717 \text{ m.}$$

$$\mu = 0,008 \quad 0,186 \text{ (pivot A)}$$

$$s = 10 \cdot 10^3 \Rightarrow s = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot s} = 2,40 \text{ cm}^2$$



$$A_{Smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_c} = 8,69 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée alors on prend $A_s = 8,69 \text{ cm}^2$.

❖ Nombre de barres : 5HA16 = 10,05 cm².

Pour les armatures de répartition A_r :

On prend $A_r = \frac{A_s}{2} = 4,36 \text{ cm}^2$ soit 5 HA12 = 5,65 cm², tout les 20 cm.

❖ Ferrailage de la section S2 :

$$M_u = 7,82 \text{ t.m.}$$

Calcul de la section d'acier en flexion simple.

$$\mu = 0,011 < \mu_c = 0,280. \text{ (Section Sans Armatures Comprimées)}$$

$$= 0,013 \Rightarrow Z = 0,716 \text{ m.}$$

$$\mu = 0,011 \quad 0,186 \text{ (pivot A)}$$

$$s = 10 \cdot 10^3 \Rightarrow s = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot s} = 3,14 \text{ cm}^2$$

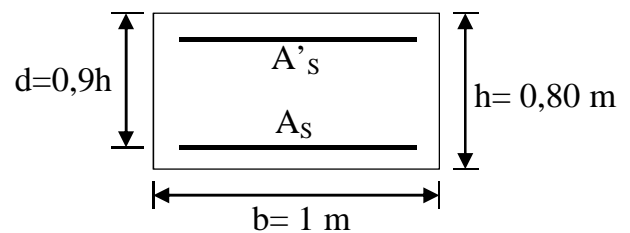
$$A_{Smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_c} = 8,69 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée alors on prend $A_s = 8,69 \text{ cm}^2$.

❖ Nombre de barres : 5HA16 = 10,05 cm².

Pour les armatures de répartition A_r :

On prend $A_r = \frac{A_s}{2} = 4,36 \text{ cm}^2$ soit 5 HA12 = 5,65 cm², tout les 20 cm.



IX.5.8) Ferrailage des Murs MS/02/03/06/03:

A) Ferrailage du rideau :

❖ Sollicitation:

- à ELU :

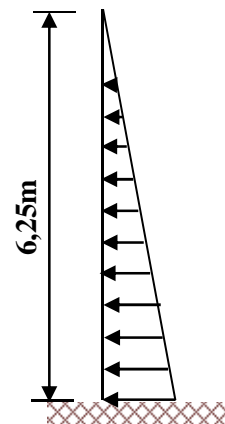
$$M_u = 1,35 \left(k_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} \right)$$

$$M_u = 36,25 \text{ t.m/ml.}$$

- à ELS :

$$M_{ser} = k_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{h}{3}$$

$$M_{ser} = 26,86 \text{ t.m/ml.}$$



❖ calcule des armatures à ELU en flexion simple:

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 0,049 < \mu_c = 0,280. \text{ (Section Sans Armatures Comprimées)}$$

$$= 0,063 \Rightarrow Z = 0,702 \text{ m.}$$

$$\mu = 0,010 \quad 0,186 \text{ (pivot A)}$$

$$s = 10 \cdot 10^3 \Rightarrow s = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot s} = 14,85 \text{ cm}^2$$

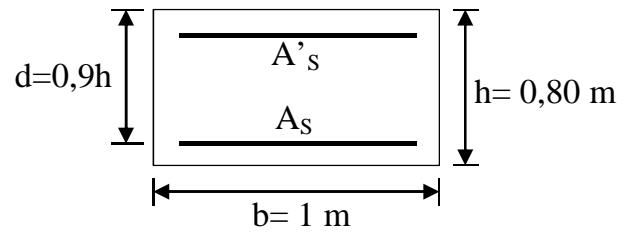
$$A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 8,69 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée

❖ Nombre de barres : 5HA20 = 15,71 cm².

Pour les armatures de répartition A_r :

$$\text{On prend } A_r = \frac{A_s}{2} = 7,43 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ HA14} = 7,70 \text{ cm}^2, \text{ espacées de } 20 \text{ cm.}$$



B) Ferrailage de la semelle :

La semelle est soumise :

- A la réaction du sol qui présente une répartition trapézoïdale :

Combinaison d'action à ELU :

$$F_h = 1,35 T = 1,35 \times 13,02 \quad F_h = 17,58 \text{ t.}$$

$$F_v = 1,35 N = 1,35 \times 61,32 \quad F_v = 82,78 \text{ t.}$$

$$M_{ru} = 1,35 M_r = 1,35 \times 27,13 \quad M_{ru} = 36,63 \text{ t.m.}$$

$$M_{su} = 1,35 M_s = 1,35 \times 224,67 \quad M_{su} = 303,30 \text{ t.m.}$$

Excentricité par rapport au centre de la semelle:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_{us} - M_{ur}}{F_v}$$

$$e = 0,22 \text{ m}$$

Les contraintes seront alors :

$$\max = \frac{F_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \text{et} \quad \min = \frac{F_v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$\max = 16,83 \text{ t/m}^2.$$

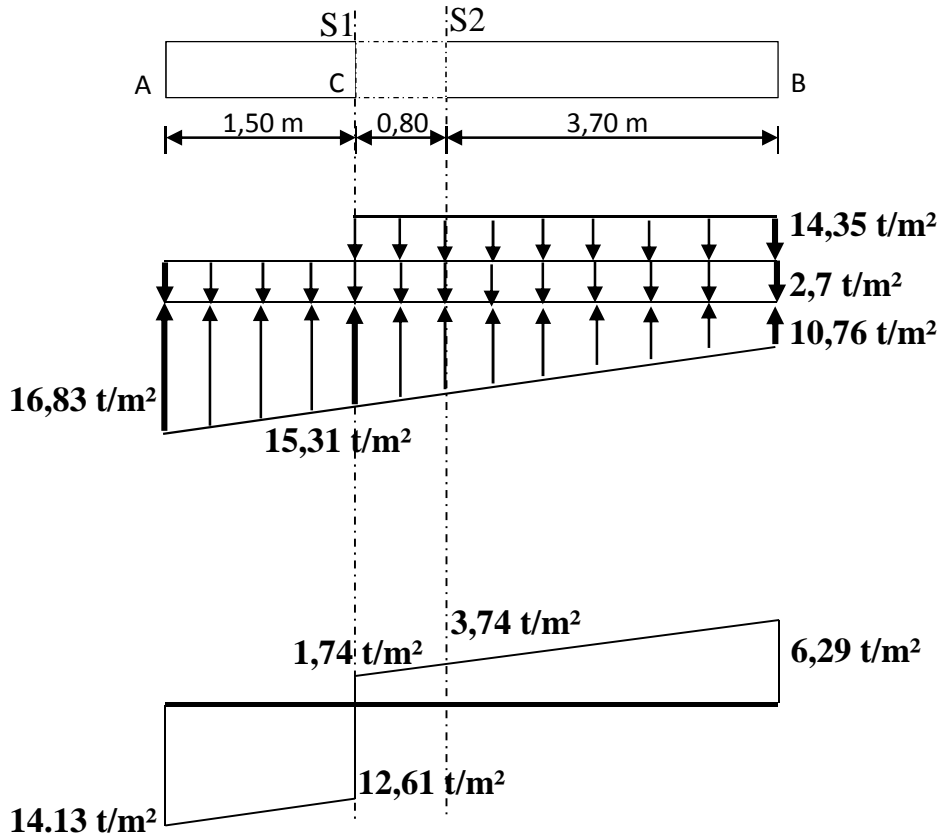
$$\min = 10,76 \text{ t/m}^2.$$

- A son poids propre réparti uniformément sur AB :

Combinaison à ELU = $1,35 \times (2,5 \times 0,8) = 2,7 \text{ t/m}^2$.

- Au poids de rideau et de remblai réparti uniformément sur BC :

Combinaison à ELU = $1,35 \times (1,80 + 8,96) = 14,35 \text{ t/m}^2$.



Calcul des moments :

Par rapport à S1 :

$M_1 = 15,30 \text{ t.m}$ pour le ferrailage supérieur.

Par rapport à S2 :

$M_2 = 37,20 \text{ t.m}$ pour le ferrailage inférieur.

❖ Ferrailage de la section S1 :

$M_u = 15,30 \text{ t.m}$.

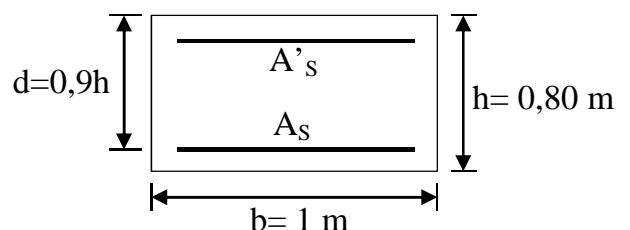
Calcul de la section d'acier en flexion simple.

$\mu = 0,021 < \mu_c = 0,280$. (S.S.A.C)

$= 0,026 \Rightarrow Z = 0,712 \text{ m}$.

$\mu = 0,021 < 0,186$ (pivot A)

$s = 10 \cdot 10^3 \Rightarrow s = 348 \text{ MPa}$.



$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot s} = 6,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 8,69 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée alors on prend $A_s = 8,69 \text{ cm}^2$.

❖ **Nombre de barres : 5HA16 = 10,05 cm².**

Pour les armatures de répartition A_r :

On prend $A_r = \frac{A_s}{2} = 4,36 \text{ cm}^2$ soit 5 HA12 = 5,65 cm², tous les 20 cm.

❖ **Ferraillage de la section S2 :**

$M_u = 37,20 \text{ t.m.}$

Calcul de la section d'acier en flexion simple.

$\mu = 0,051 < \mu_c = 0,280$. (Section Sans Armatures Comprimées)

$$= 0,065 \Rightarrow Z = 0,701 \text{ m.}$$

$\mu = 0,051 \quad 0,186$ (pivot A)

$$s = 10 \cdot 10^3 \Rightarrow s = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot s} = 15,25 \text{ cm}^2$$

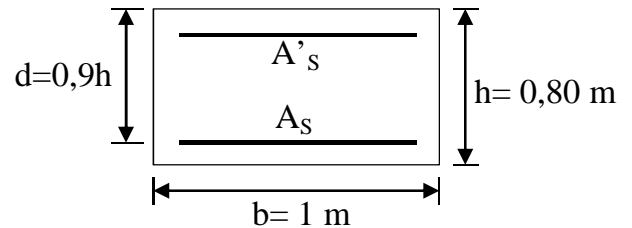
$$A_{Smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 8,69 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée

❖ **Nombre de barres : 5HA20 = 15,71 cm².**

Pour les armatures de répartition A_r :

On prend $A_r = \frac{A_s}{2} = 7,63 \text{ cm}^2$ soit 5 HA14 = 7,70 cm², tous les 20 cm.



Chapitre X

Méthodologie D'exécution

X.1) INTRODUCTION :

Dans le présent chapitre on va citer quelque méthode de réalisation des ouvrages cadre sous voie ferrée qui nous permet de le mettre en place sans perturber la circulation trop longtemps.

X.2) Ouvrages mis en œuvre par “autoripage” ou par “autofonçage” :

Cette technique consiste à construire préalablement un ouvrage cadre, à proximité de son emplacement définitif et à le mettre en place par “autoripage” ou par “autofonçage”.

Cette technique de déplacement nécessite seulement quelques jours (parfois 24 heures), ce qui minimise les perturbations des trafics.

Dès que l'ouvrage est en position définitive, la brèche est remblayée et la continuité routière ou ferroviaire rétablie.

X.2.1) L'autoripage :

L'autoripage est une méthode consistant à déplacer un ouvrage de son aire de fabrication à son emplacement définitif.

L'opération doit être effectuée le plus rapidement possible afin de ne pas perturber la circulation trop longtemps.

Le cadre (l'ouvrage) est donc construit au plus près de la voie à traverser. Un radier de guidage bétonné est construit sous ce cadre, il est muni d'un dispositif permettant d'injecter un mélange lubrifiant au niveau de sa sous-face afin de faciliter le glissement de l'ouvrage.



Un important terrassement ainsi que la démolition de l'ancien ouvrage (s'il existe) sont effectués en quelques heures à l'aide de plusieurs pelles mécaniques. Les opérations doivent être réglées au millimètre près tant le guidage demande de la précision.



L'ouvrage sur son radier est déplacé à l'aide de vérins, capables de déplacer plusieurs tonnes, et de câbles de traction installés dans le radier. La vitesse de déplacement est de quelques mètres par heure en fonction de l'ouvrage.



Le guidage est contrôlé par des visées lasers. La précision est extrême, à tel point que l'ouvrage arrive à se loger exactement dans l'emplacement qui lui est réservé. En cas d'écart (en général très faible) ; des injections de ciment peuvent être prévues pour combler les vides entre les bracons (poutre de maintien) et le sol.

Le ripage terminé, le radier de guidage est détruit. Les voies peuvent être replacées sur ou sous l'ouvrage, et la réouverture de la circulation rétablie.



X.2.2) L'autofonçage :

La seule différence entre l'autoripage et l'autofonçage est ce dernier n'a pas besoin d'ouverture dans le talus : un bec situé à l'avant permettra de le faire progresser dans le talus. La terre est alors évacuée au fur et à mesure.

Dans cette technique, l'ouvrage construit est poussé sous la plate-forme à l'aide de vérins prenant appui sur un massif de butée, l'excavation des terres situées à l'intérieur de l'ouvrage étant menée simultanément.

Le handicap que constitue la réalisation du massif de butée peut être surmonté par la technique de l'auto-fonçage, qui consiste à préfabriquer deux demi-ouvrages de part et d'autre de la plate-forme, à les relier par des câbles de précontrainte placés dans des forages horizontaux de petit diamètre, puis à tirer les deux demi-ouvrages l'un vers l'autre à l'aide de vérins agissant sur les câbles.

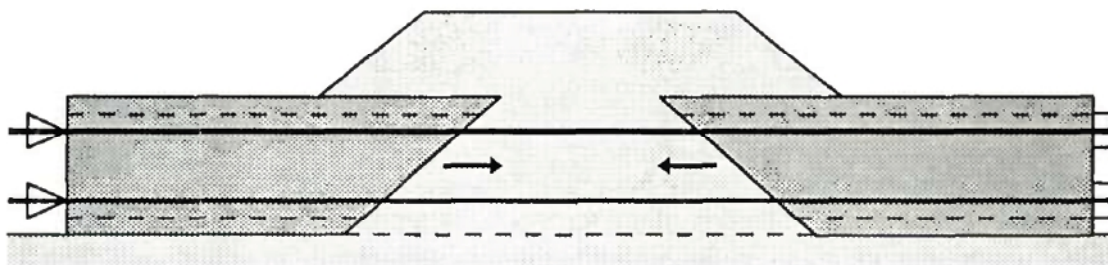


Schéma de principe de l'autofonçage

❖ Radier de guidage :

La réalisation de cadres se fait sur un radier de guidage qui a pour but de le guider pendant son ripage longitudinal et de servir d'ancrage aux câbles de traction.

Le radier de guidage est constituée par une dalle en béton armé parfaitement plane et raidie en grande partie par 3 nervures fondées sur barrettes, ces dernières devant reprendre l'effort maximal de ripage lorsque l'ouvrage avance ; la dalle est munie latéralement de murets de guidage en béton armé renforcés par plats métalliques, destinés à maintenir la structure dans la bonne trajectoire lorsqu'il quitte son aire de préfabrication et translate directement sur le sol.

X.3) Le ripage APS (air pad sliding system) : ripage sur coussins d'aire

Cette technique consiste à lever l'ouvrage d'art et à le pousser sur deux lignes de ripage (Skidways).

Le coefficient de frottement est très faible ($< 1\%$) en raison de l'utilisation de coussins d'azote comprimé.

La poussée s'effectue au moyen de vérins pousseur d'une très grande capacité de poussée.

X.3.1) Les phases de construction :

- ❖ Préparation sur une aire de préfabrication ;
- ❖ Préfabrication de l'ouvrage sur un côté (à quelque mètre de son futur emplacement)

- ❖ Terrassement et dépose des voies ;



- ❖ Installation des skidways (ligne de ripage)
- ❖ Installation des matériels de levage et de glissement sous le radier de l'ouvrage (Vérins APS)
- ❖ Pré-ripage de l'ouvrage (vérinage et ripage sur un mètre environ).
- ❖ ripage de l'ouvrage à son emplacement définitif ;
- ❖ remblaiement et repose des voies ferrées



- ❖ rétablissement de la circulation.



X.4) Camarteaux et tabliers auxiliaires :

La construction traditionnelle d'ouvrages sous voies ferrées consiste d'abord à poser des tabliers auxiliaires (TA) qui prennent appuis sur des camarteaux.

- ❖ coupe et enlèvement des voies;
- ❖ terrassement pour l'encoffrement des TA et des camarteaux.
- ❖ pose de ces TA sur appuis fixés au milieu des camarteaux;
- ❖ et enfin repose des rails.

X.4.1) Tabliers auxiliaires :

Les tabliers auxiliaires sont des ponts rails provisoires métalliques, permettant de maintenir la circulation ferroviaire pendant la durée des travaux.

X.4.2) Camarteaux :

Les camarteaux sont des dalles en béton (coulés en place ou préfabriqués), posée soit directement sur le terrain en place, soit sur micro-pieux.

Leur implantation tiendra compte :

- ❖ de la position et de l'orientation de l'axe de l'ouvrage ;
- ❖ de la portée et de la position des tabliers auxiliaires.

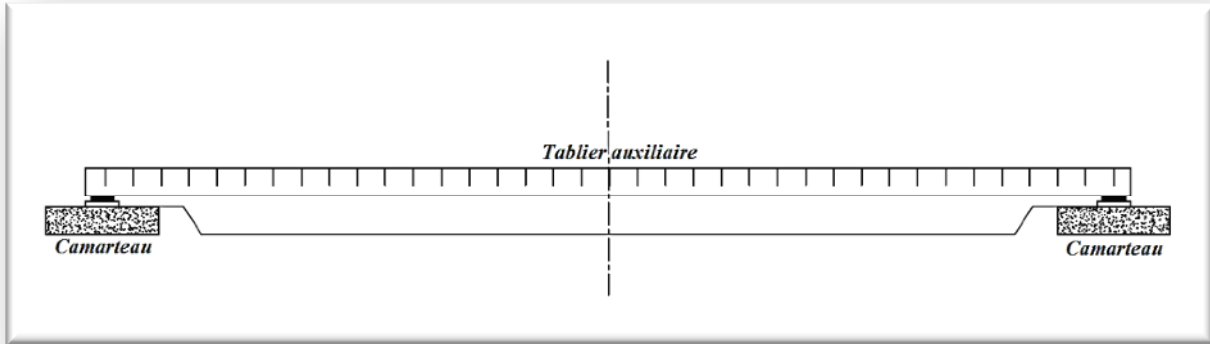
X.5) Méthode retenue :

La ligne Alger-Oran est un axe ferroviaire capital, alors toute coupure longue de la circulation est inenvisageable. On tenant compte de ce facteur et des moyens dont on dispose en Algérie la méthode retenue pour la construction de cet ouvrage est la construction sous Tabliers auxiliaires.

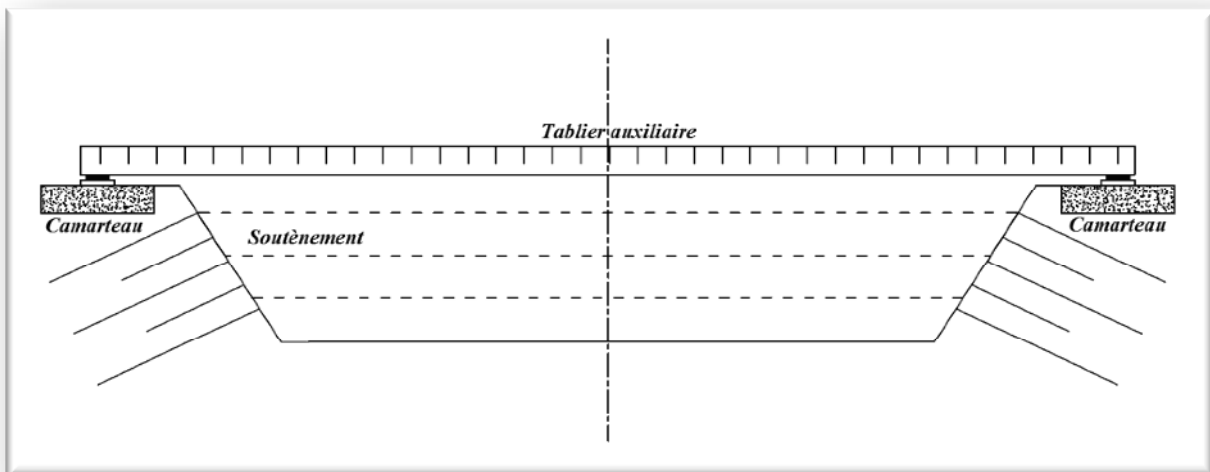
L'utilisation de cette méthode nous emmène à la préfabrication partielle de l'ouvrage (radier et pieddroits sont coulés sur place et la dalle est préfabriquée).

Phases de construction :

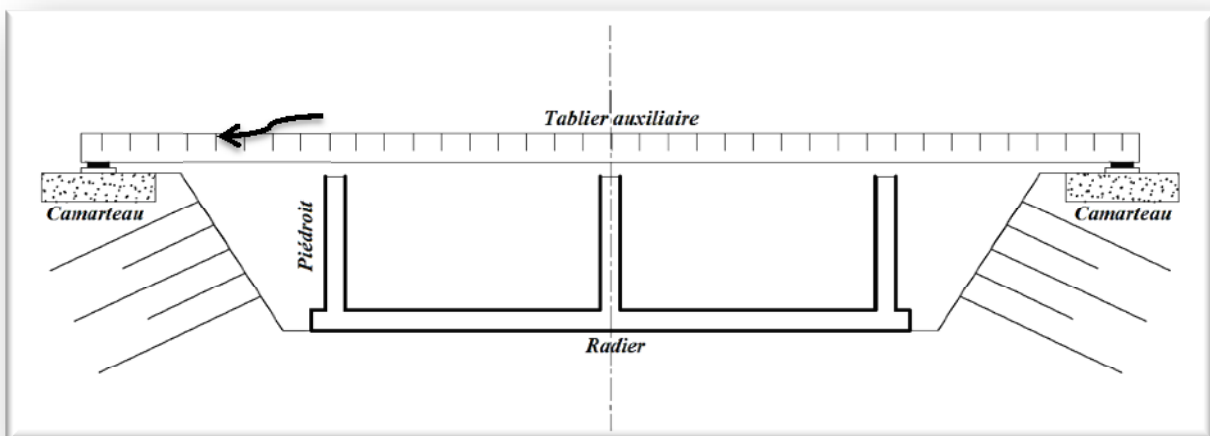
- ❖ Pose des tabliers auxiliaire et terrassements sous ouvrage.
 - coupe et enlèvement des voies;
 - terrassement pour l'encoffrement des TA et des camarteaux.
 - pose de ces TA sur appuis fixés au milieu des camarteaux;
 - et enfin repose des rails.



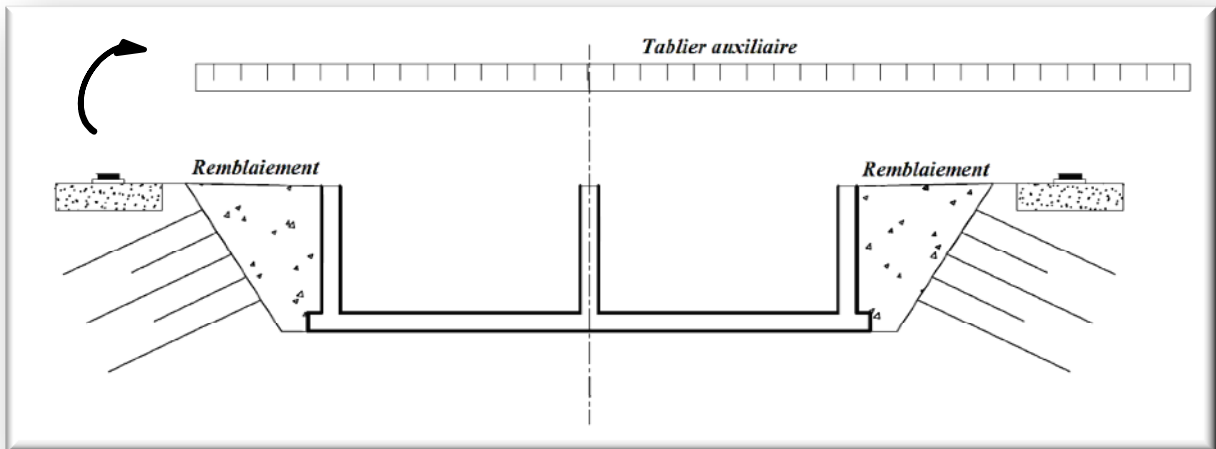
- ❖ Terrassement en paliers successifs et réalisation des soutènements de la tranchée.



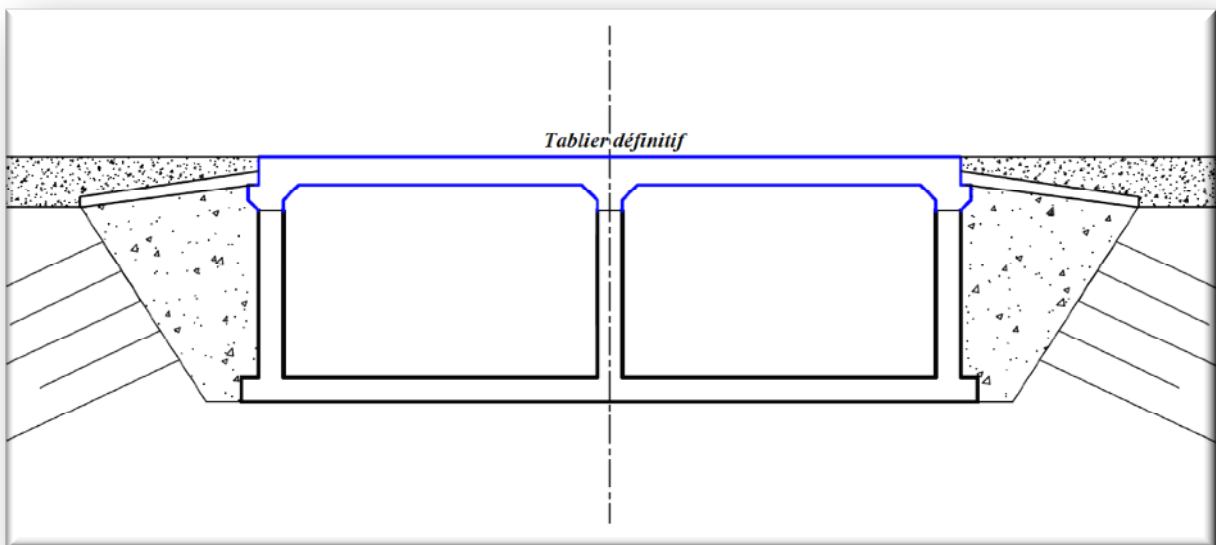
- ❖ Construction du radier et des piédroits de l'ouvrage



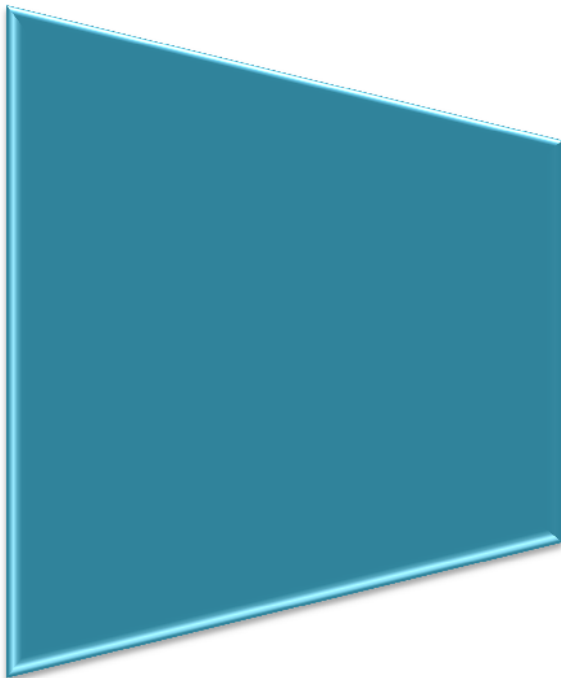
- ❖ Dépose des tabliers auxiliaires et des camarteaux,



- ❖ Pose du tablier définitif et finitions



- ❖ Pose des voies ferroviaires ;
- ❖ Réouverture de circulation.



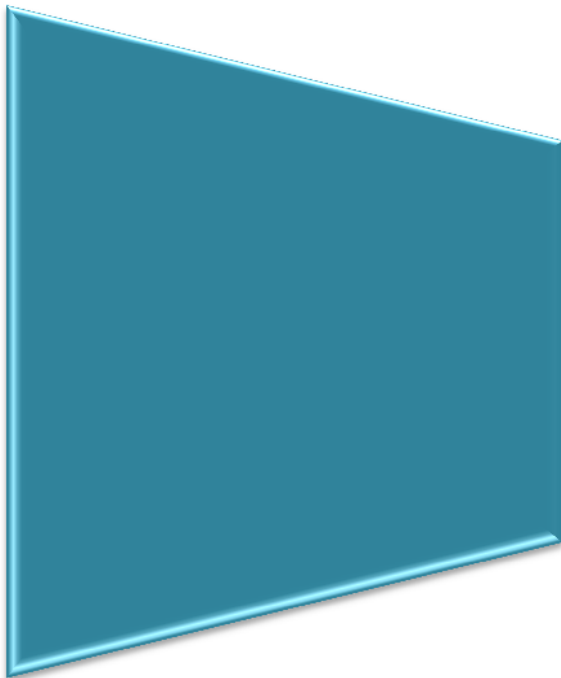
Conclusion générale

À l'issu de ce qui se passe, on peut déduire certains points essentiels dans un projet d'ouvrage d'art :

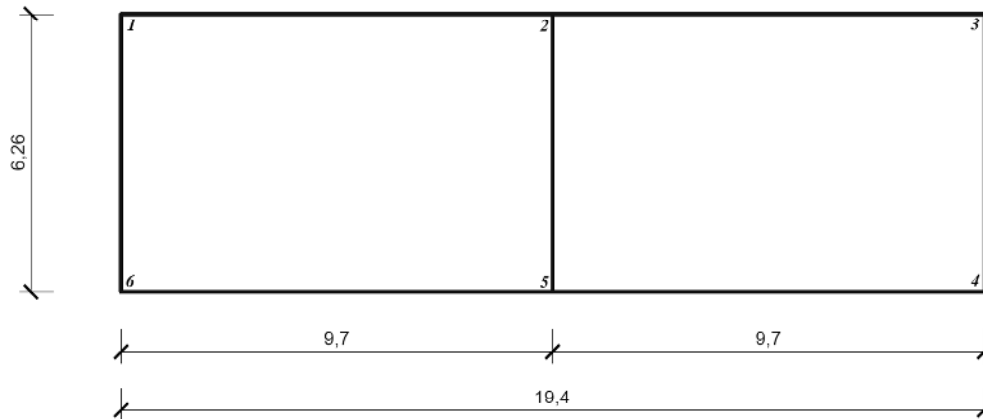
- L'élaboration et l'exécution d'un projet d'ouvrage d'art nécessitent une bonne reconnaissance de site ainsi la nature d'obstacle franchi ;
- La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées ;
- Un projet de pont ne peut être établi que par ou avec un ingénieur expérimenté, possédant une solide culture technique dans les domaines de modélisation des structures ; des normes ; des conceptions ; de calcul ; de propriété physique et mécanique des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables et des méthodes d'exécution ;
- Le béton et l'acier sont les matériaux privilégiés pour la construction d'un pont.

Pour cela, la culture technique de domaines des ouvrages d'arts constitue une source d'information indispensable à chacune des étapes de la naissance d'un pont. À cet effet, cette reconnaissance permet :

- **Au stade d'étude :** de bien définir le projet (recherche sur des solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur le plan technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts ;
- **Au stade de l'exécution :** de réaliser les travaux avec des minimum de financement possible (choix des moyens et des matériels adaptés à la conception choisie, et les techniques de procédées...etc.).



Détail sur la Méthode de calcul manuel :



$M_{i,j}$: moment statique appliqué au nœud i par la barre ij,

$m_{i,j}$: moment d'encastrement appliqué au nœud i par la barre ij (déterminé par les charge appliquées à la barre),

i : rotation du nœud i

k_d : caractérise la rigidité de la dalle : $2E_d I_1 / L$

k_p : caractérise la rigidité des piédroits : $2E_p I_2 / H$

k_r : caractérise la rigidité de radier : $2E_r I_3 / L$

$M_{i,j} = k(2 \theta_i + \theta_j) + m_{i,j}$, $k = k_d$ ou k_p ou k_r

L'équilibre du nœud 1 s'écrit :

$$M_{1,2} + M_{1,6} = 0$$

$$\implies k_d (2 \theta_1 + \theta_2) + m_{1,2} + k_p (2 \theta_1 + \theta_6) + m_{1,6} = 0$$

$$\implies 2 (k_d + k_p) \theta_1 + k_d \theta_2 + k_p \theta_6 = - (m_{1,2} + m_{1,6})$$

En écrivant l'équilibre de tous les nœuds, nous obtenons 6 équations à 6 inconnues

($\theta_1, \theta_2, \theta_3, \theta_4, \theta_5$ et θ_6)

Nœud 1: $2 (k_d + k_p) \theta_1 + k_d \theta_2 + k_p \theta_6 = - (m_{1,2} + m_{1,6}) = b_1$

Nœud 2 : $k_d \theta_1 + 2(2k_d + k_p) \theta_2 + k_d \theta_3 + k_p \theta_5 = - (m_{2,1} + m_{2,3} + m_{2,5}) = b_2$

Nœud 3 : $k_d \theta_2 + 2(k_d + k_p) \theta_3 + k_p \theta_4 = - (m_{3,2} + m_{3,4}) = b_3$

Nœud 4 : $k_p \theta_3 + 2(k_r + k_p) \theta_4 + k_r \theta_5 = - (m_{4,3} + m_{4,5}) = b_4$

Nœud 5 : $k_p \theta_2 + k_r \theta_4 + 2(2k_r + k_p) \theta_5 + k_r \theta_6 = - (m_{5,2} + m_{5,4} + m_{5,6}) = b_5$

Nœud 6 : $k_p \theta_1 + k_r \theta_5 + 2(k_r + k_p) \theta_6 = - (m_{6,1} + m_{6,5}) = b_6$

Les coefficients de ce système d'équation sont :

$$k_d = 5,56.10^{11}$$

$$k_p = 6,71.10^{11}$$

$$k_r = 4,33.10^{11}$$

$$2(k_d+k_p) = 2,45.10^{12}$$

$$2(2k_d+k_p) = 3,57.10^{12}$$

$$2(k_r+k_p) = 2,21.10^{12}$$

$$2(2k_r+k_p) = 3,07.10^{12}$$

1. Les moments d'encastrement :

On considère chaque barre comme une poutre encastree sur ses deux rives et on calcul les moments sur ces appuis, (calcul RDM).

a. Exemple : Moments d'encastrement sous la charge permanente :

- pour la barre 1-2 :

$$m_{1,2} = \frac{-P_d \cdot L^2}{12} = \frac{-2,96 \cdot 9,7^2}{12}$$

$$m_{1,2} = -23,21 \text{ t.m}$$

$$m_{2,1} = -m_{1,2} = 23,21 \text{ t.m}$$

- Pour la barre 1-6 :

$$m_{1,6} = \frac{(Pt_1 - Pt_0) \cdot H^2}{30} + \frac{Pt_0 \cdot H^2}{12} = \frac{(7,9 - 3,75) \cdot 6,26^2}{30} + \frac{3,75 \cdot 6,26^2}{12}$$

$$m_{1,6} = 17,67 \text{ t.m}$$

$$m_{6,1} = \frac{-(Pt_1 - Pt_0) \cdot H^2}{20} - \frac{Pt_0 \cdot H^2}{12} = -\frac{(7,9 - 3,75) \cdot 6,26^2}{20} - \frac{3,75 \cdot 6,26^2}{12}$$

$$m_{1,6} = -20,38 \text{ t.m}$$

Le même calcul se fait pour les autres barres pour trouver tous les moments d'encastrement nécessaire pour la suite de calcul.

2. Les coefficients du second membre du système d'équations :

| | | | |
|-----------|----------------------------------|-----------|----------------------------------|
| b1 | $-(m_{1,2} + m_{1,6})$ | b4 | $-(m_{4,3} + m_{4,5})$ |
| b2 | $-(m_{2,1} + m_{2,3} + m_{2,5})$ | b5 | $-(m_{5,2} + m_{5,4} + m_{5,6})$ |
| b3 | $-(m_{3,2} + m_{3,4})$ | b6 | $-(m_{6,1} + m_{6,5})$ |

La résolution de système d'équations se fait avec le logiciel **EXEL**.

3. Les rotations en chaque nœud :

La résolution du système d'équations obtenu donne les valeurs des rotations en chaque nœud.

4. Les moments statiques :

$M_{i,j} = k(2i + j) + m_{i,j}$, $k = k_d$ ou k_p ou k_r (résultat dans le chapitre Calcul de sollicitations).

5. Les moments isostatiques au milieu du tablier, radier et piédroits :

M0t : moment isostatique au milieu de tablier.

M0r : moment isostatique au milieu de radier.

M0p : moment isostatique au milieu de piédroit.

6. Les moments maximaux en travées et sur appuis (t.m/ml)

| | | |
|--------------------------|---|----------------------------------|
| Tablier de chaque travée | <i>Appui d'extrémité (M_{aet})</i> | Max (M_{12} ; M_{32}) |
| | <i>Appui intermédiaire (M_{ait})</i> | Max (M_{23} ; M_{21}) |
| | <i>milieu de la travée (M_{tt})</i> | $(M_{aet} + M_{ait})/2 + M_{0t}$ |
| Radier | <i>Appui d'extrémité (M_{aer})</i> | Max (M_{65} ; M_{45}) |
| | <i>Appui intermédiaire (M_{air})</i> | Max (M_{54} ; M_{56}) |
| | <i>milieu de la travée (M_{tr})</i> | $(M_{aer} + M_{air})/2 + M_{0r}$ |
| Piédroit Latéral | <i>Appui inférieur (M_{aip})</i> | M_{61} |
| | <i>Appui supérieur (M_{asp})</i> | M_{16} |
| | <i>milieu de la travée (M_{tp})</i> | $(M_{aip} + M_{asp})/2 + M_{0p}$ |
| Piédroit intermédiaire | <i>Appui inférieur (M_{aip})</i> | M_{52} |
| | <i>Appui supérieur (M_{asp})</i> | M_{25} |
| | <i>milieu de la travée (M_{tp})</i> | $(M_{aip} + M_{asp})/2$ |

7. Les réactions à chaque appui: (t/ml)

- Action des moments aux appuis seuls.

$$R_{k(M)}^g = \frac{M_{k-1} - M_k}{l_k};$$

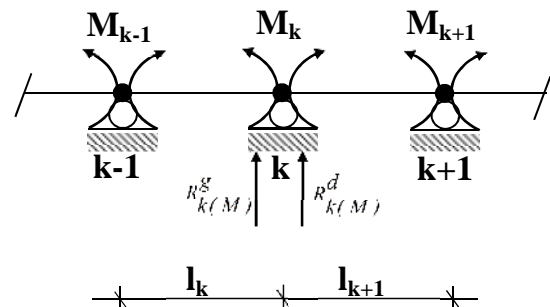
$$R_{k(M)}^d = \frac{M_{k+1} - M_k}{l_{k+1}}$$

- Action des forces extérieures :

$$R_{k(F)} = R_{k(F)}^g + R_{k(F)}^d$$

d'où :

$$R_k = R_{k(F)} + \frac{M_{k-1} - M_k}{l_k} + \frac{M_{k+1} - M_k}{l_{k+1}}$$



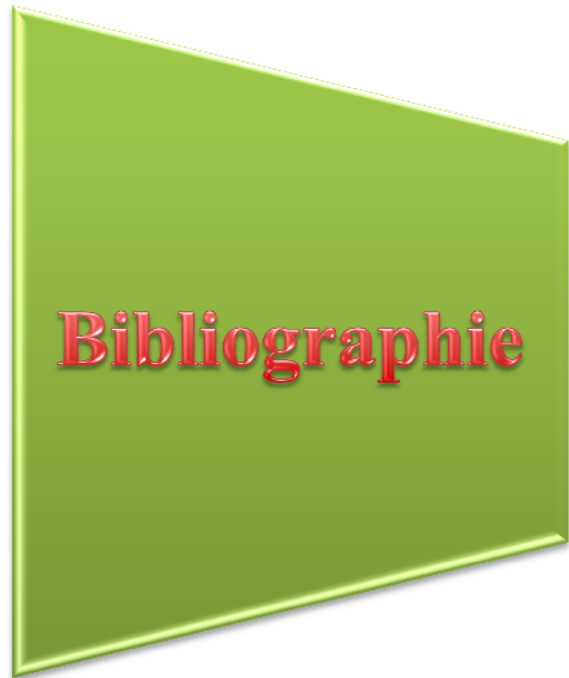
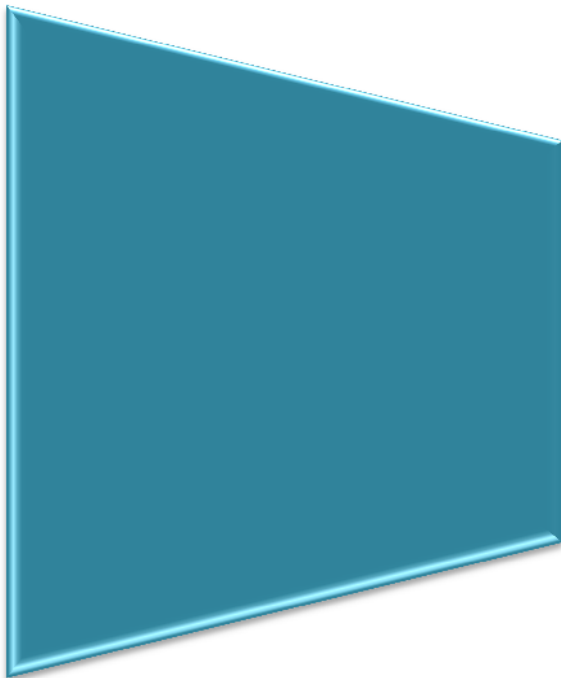
❖ Valeurs de moment critique μ_c :

$$\rho_M = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

| fc28(MPa) | | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
|--------------------------|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Fe E40 type 1, 3 ou 4 | $\rho_M = 1,35$ | 0,219 | 0,255 | 0,283 | 0,306 | 0,323 | 0,338 |
| | $\rho_M = 1,40$ | 0,233 | 0,271 | 0,300 | 0,323 | 0,341 | 0,356 |
| | $\rho_M = 1,45$ | 0,247 | 0,286 | 0,317 | 0,340 | 0,359 | 0,375 |
| | $\rho_M = 1,50$ | 0,261 | 0,302 | 0,334 | 0,358 | 0,378 | 0,392 |
| Fe E40 type 2 | $\rho_M = 1,35$ | 0,209 | 0,249 | 0,280 | 0,305 | 0,325 | 0,341 |
| | $\rho_M = 1,40$ | 0,224 | 0,266 | 0,298 | 0,324 | 0,345 | 0,362 |
| | $\rho_M = 1,45$ | 0,239 | 0,283 | 0,317 | 0,344 | 0,367 | 0,386 |
| | $\rho_M = 1,50$ | 0,255 | 0,301 | 0,337 | 0,366 | 0,392 | 0,392 |

❖ les sections nominales des barres :

| Diamètre nominal (mm) | Masse (kg/m) | NOMBRE DES BARRES | | | | | | | | |
|-----------------------|--------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 6 | 0,221 | 0,28 | 0,57 | 0,85 | 1,13 | 1,41 | 1,69 | 1,98 | 2,26 | 2,54 |
| 8 | 0,392 | 0,50 | 1,00 | 1,50 | 2,01 | 2,51 | 3,10 | 3,51 | 4,02 | 4,52 |
| 10 | 0,613 | 0,79 | 1,57 | 2,35 | 3,14 | 3,92 | 4,71 | 5,45 | 6,28 | 7,07 |
| 12 | 0,882 | 1,13 | 2,26 | 3,39 | 4,52 | 5,65 | 6,78 | 7,92 | 9,04 | 10,18 |
| 14 | 1,201 | 1,54 | 3,08 | 4,62 | 6,16 | 7,70 | 9,24 | 10,78 | 12,32 | 13,85 |
| 16 | 1,568 | 2,01 | 4,02 | 6,03 | 8,04 | 10,05 | 12,10 | 14,07 | 16,13 | 18,15 |
| 20 | 2,450 | 3,14 | 6,28 | 9,42 | 12,56 | 15,71 | 18,85 | 21,99 | 25,13 | 28,27 |
| 25 | 3,829 | 4,91 | 9,82 | 14,73 | 19,64 | 24,54 | 29,45 | 34,36 | 39,27 | 44,18 |
| 32 | 6,273 | 8,04 | 16,08 | 24,13 | 32,16 | 40,21 | 48,25 | 56,30 | 64,34 | 72,38 |
| 40 | 9,802 | 12,57 | 25,13 | 37,70 | 50,28 | 62,83 | 75,40 | 87,96 | 100,53 | 113,10 |
| | | SECTIONS NOMINALES (cm²) | | | | | | | | |



BIBLIOGRAPHIE

- ❑ Document technique de SETRA :
 - ☞ Pont-Cadre et Portique (guide de conception) ;
 - ☞ Guide du projecteur ouvrages d'arts (ponts courants).
- ❑ Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes (Livret 2.01 édition février 1995) ;
- ❑ Code UIC 776-1 (5^{ème} édition août 2006) ;
- ❑ Programme de charges et épreuves des ponts routiers (Fascicule 61 titre II) ;
- ❑ Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008) ;
- ❑ Cours de MDS 4^{ème} année Mur de soutènement ;
- ❑ Cours de RDM 3^{ème} année chapitres 6 et 7;
- ❑ Cours de béton armé 4^{ème} année ;
- ❑ BAEL 91 rev. 99.
- ❑ Site Internet :
 - ☞ www.setra.com ;
 - ☞ www.civilmania.com ;
 - ☞ www.forume.lmgc.fr.