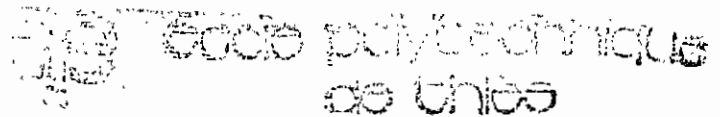


Ecole Polytechnique de Thiès

Département : Génie Civil



PROJET  
DE  
FIN D'ETUDES

Titre : Pont-rail métallique  
sur courbe

Auteur : Abdoul A. BALL

Directeur : Sami A. BOULOS

Juin 1982

## TABLE DES MATIERES

1.	INTRODUCTION	
2	DESIGN DE L'OUVRAGE . . . . .	1
2.1	GENERALITES	2
2.2	DESCRIPTION SOMMAIRE	4
2.3	CHOIX DU SYSTEME DE PONT	5
2.4	DESCRIPTION DES CHARGES	10
2.5	ETUDE DE LA VOIE FERREE	12
2.5.1	DONNEES GENERALES	13
2.5.2	CHOIX DES RAILS	19
2.5.3	CHOIX DES TRAVERSES	23
2.6	DESIGN DE LA SUPERSTRUCTURE	37
2.6.1		
2.6.1	DIMENSIONS PRELIMINAIRES	38
2.6.2	DESIGN DES LONGERONS	41
2.6.3	DESIGN DES ENTRETOISES	53
2.6.4	DESIGN DES POUTRES PRINCIPALES	50
2.6.4.1	GENERALITES	60
2.6.4.2	ANALYSE STRUCTURALE	63
2.6.4.3	DESIGN DES MEMBRURES	71
3	CONCLUSION	79
4	ANNEXES	83

\* A mes parents

\* A tous les ingénieurs et hommes de science africains.

A. VELL

1-

INTRODUCTION

## SOMMAIRE

Dans les bureaux d'ingénieurs-conseils, il est une tradition, lors des études de projet de pont, d'effectuer l'étude technique conjointe pont et voie de communication supportée. Lorsque cette voie est un chemin de fer circulaire et le pont en acier, l'ouvrage est alors communément appelé pont-rail métallique sur courbe.

L'étude de la voie se fait par un choix judicieux et opérationnel des rails et traverses en fonction des charges qu'ils auront à supporter et conformément aux normes et spécifications en vigueur.

Quand au pont, il faut "designer" ses éléments qui, pour l'étude qui va être présentée dans les pages suivantes se trouvent être les longerons, entretoises, poutres principales, moyens de liaisons, appareils d'appui, dispositifs de contreventements, piles et culées.

Le calcul des longerons et des entretoises peut s'effectuer en les considérant comme des poutres simplement appuyées. On les dimensionne en fonction des efforts de flexion et de cisaillement qu'ils sollicitent.

Les poutres principales du pont supportent les entre-

toises et sont dans le cas de la présente étude un treillis en arc statiquement déterminé; par la méthode des lignes d'influence, on détermine les efforts normaux maximum dans chacune des membrures du treillis qui sont alors dimensionnées en conséquence.

Par le moyen des appareils d'appui, les piles et culées reprennent les charges issues des poutres principales et les transmettent aux fondations. Les piles et culées sont des éléments comprimés et sont par conséquent conçues en fonction de leur longueur et des charges transmises; le dimensionnement des fondations sera surtout déterminé par la nature du sol en place et des sollicitations.

Enfin, il faut installer un contreventement de manière à reprendre les charges de vent et la force centrifuge.

En s'inspirant de ces méthodes de calculs qui sont quelques unes de celles utilisées pour le design d'un pont-rail métallique, l'étude présentée dans les pages suivantes propose des dimensions de longerons, entretoises et de poutres principales ainsi qu'un choix de rails et de traverses après analyse des charges et des sollicitations.

Cependant, le temps alloué s'étant avéré relativement court, l'étude n'a pas pu présenter des résultats de calculs d'assemblages, de piles,

de culées, de fondations et de contreventement.

Il n'a pas non plus été fait mention, du moins d'une manière détaillée et complète, de la méthode de choix d'appareils d'appui compatibles avec les hypothèses posées.

En définitive, l'étude faite se résume au calcul de la structure d'un pont-rail métallique sur courbe.

- 2 -

DESIGN  
DE L'OUVRAGE



## 2.1 GENERALITES

Au cours des différents processus d'évolution de l'humanité, les hommes se sont souvent déplacés vers des points géographiques correspondant à leurs nouveaux modes de vie et à leurs nouvelles aspirations. Cette nécessité matérielle de s'orienter vers de nouvelles zones écologiques plus favorables ne s'est pas toujours déroulée automatiquement quand on songe que certains obstacles naturels tels les cours d'eau, les lacs ou les profondes dépressions ne manquaient pas de se dresser au travers de la direction du mouvement des hommes. Les nouvelles activités de production n'étant compatibles qu'avec une translation des personnes, il fallait surmonter ces obstacles et, du point de vue historique, des ponts en troncs d'arbres, en lianes et en maçonnerie furent tour à tour utilisés pour atteindre de nos jours une dimension structurale, esthétique et économique à la mesure des progrès technologiques intervenus depuis lors.

Aujourd'hui donc, les ponts qui constituent certaines des nobles réalisations des ingénieurs du génie civil, peuvent être définis comme étant des ouvrages qui supportent une voie de communication au-dessus d'un obstacle naturel ou au-dessus d'une autre voie de communication. Ils sont construits en plusieurs matériaux dont les plus usuels sont l'acier, le béton armé, le bois et l'aluminium. Chacun de ces matériaux se caractérise par ses propriétés intrinsèques que nous devons connaître et présenter des avantages et inconvénients pour nos besoins de constructions. L'acier est excellent pour la traction et la ductilité mais

est sujet à la corrosion et au flambage en compression. Le béton se comporte de manière satisfaisante en compression mais est environ dix fois plus faible en traction. De plus, il se fissure, flue, ne possède aucune ductilité sauf s'il est renforcé d'une façon très spéciale et a une masse unitaire très élevée. Quand au bois, il est peu ductile mais a une bonne capacité d'absorption d'énergie. Le grand problème réside dans le calcul des assemblages. L'aluminium se distingue par sa masse unitaire inférieure à celle de l'acier mais présente les mêmes inconvénients quand au flambage.

Outre la connaissance des propriétés et du comportement du matériau, la conception d'un pont passe par la détermination des charges et combinaisons de charges produisant les sollicitations et déformations maximales dans la structure, réside dans le calcul des sections des éléments et de leur assemblage et est basée sur le principe universel que la structure doit résister à toutes les charges quelle que soit leur combinaison.

En tout état de cause, il faudra respecter la dualité équilibre et compatibilité géométrique.

2.2 DESCRIPTION SOMMAIRE

L'ouvrage dont nous avons à faire l'étude est constitué d'une voie ferrée supportée par un pont métallique et comporte les éléments suivants :

- 1 La voie ferrée : elle se compose des rails, des traverses et des attaches rails-traverses
- 2 Le pont : il comprend la superstructure qui supporte directement la voie de communication, l'infrastructure qui repose sur le terrain de fondation et qui supporte la superstructure et les appareils d'appui qui sont des éléments interposés entre la superstructure et l'infrastructure et qui ont le rôle de transmettre à l'infrastructure les réactions dues aux charges auxquelles est soumise la superstructure.

La description complète et le calcul des divers éléments feront l'objet d'une étude particulière.

Les ponts sont de divers types et peuvent être classés selon plusieurs critères dont les plus courants sont la destination ou la position des voies supportées, le matériau de construction, la mobilité et le pont et le

mode d'action de la superstructure sur l'infrastructure

Nos méthodes de calcul s'articuleront autour de la détermination des charges agissant sur le pont, de l'analyse structurale et du dimensionnement des éléments du pont.

La première réflexion portera sur la détermination de toutes les charges qu'aura à supporter le pont au cours de sa vie, étant entendu que selon leur importance relative, certaines seront négligées et d'autres prises en considération.

La deuxième s'attachera à étudier la combinaison de ces charges produisant les forces internes maximales dans les éléments du pont et servira de base à la troisième réflexion qui devra choisir et vérifier les sections et assemblages de ces éléments de manière à ce qu'ils résistent aux sollicitations issues de la deuxième réflexion.

Ces trois réflexions constitueront le focus de notre étude et s'appliqueront sur le système de pont que nous aurons choisi.

Il faut donc, dans une première étude, procéder au choix du système de pont.

### 2.3 CHOIX DU SYSTEME DE PONT

Comme précédemment annoncé, il existe une multitude de types d'ouvrages et chacun d'eux est déterminé par un ensemble complexe de paramètres. Un pont se caractérise généralement par sa portée et la nature du sol sur lequel il sera fondé. Ces deux données premières sont en réalité les conditions naturelles et offrent certaines contraintes à respecter.

Dans certains cas, les contraintes dimensionnelles et fonctionnelles sont fixées par le maître de l'ouvrage, en tenant compte de ce qui est imposé ou souhaité par les différents services concernés par le projet.

L'emplacement du pont mérite aussi une appréciation particulière tant il est vrai que la qualité du tracé est intrinsèquement lié au caractère économique du projet.

Un projet de pont exige la connaissance à la fois de l'ensemble des contraintes à respecter et de l'ensemble des types d'ouvrages envisageables. La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution ou les solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle

interviennent de nombreuses variables et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

Cependant, les problèmes à résoudre étant nombreux et complexes du fait de la présence d'éléments non chiffrables et de l'évolution galopante des types d'ouvrages et d'études, il nous est permis à nous ingénieurs sans expérience pratique de tenter un type et une étude de pont.

Les types de pont, répétons-le, sont très nombreux. Pour des portées inférieures à cinquante (50) mètres, les ponts à une seule travée sont les plus indiqués. C'est seulement pour des cas exceptionnels qu'on franchit une portée de plus de mille (1000) avec une seule travée. Pour les grandes portées, il faut choisir un pont suspendu.

Pour une longueur de quatre vingt dix (90) mètres qui est en fait celle de notre pont et qui est relativement importante, un système à treillis en arc est suggéré pour ses belles qualités d'économie et de légèreté de la structure. De plus, il semble que la présenter en trois (3) travées indépendantes dont une centrale de quarante (40) mètres et deux extrêmes de vingt cinq (25) mètres chacune aura entre autres l'avantage de la symétrie et celui d'une structure statiquement déterminée et réduira ainsi superbement les calculs de structure à effectuer afin de déterminer les sollicitations.

A cette fin, il faudra choisir des appareils d'appui appropriés.

Schématiquement, une vue d'élevation et une coupe transversale sont présentées à la page suivante. Ces schémas sont simplement présentés à titre illustratif; plus tard ils seront complétés lorsque nous aurons procédé au pré-dimensionnement des éléments.

Avec un notre système choisi, nous espérons, le long de cette étude allier la résistance, la stabilité et l'économie à l'esthétique.

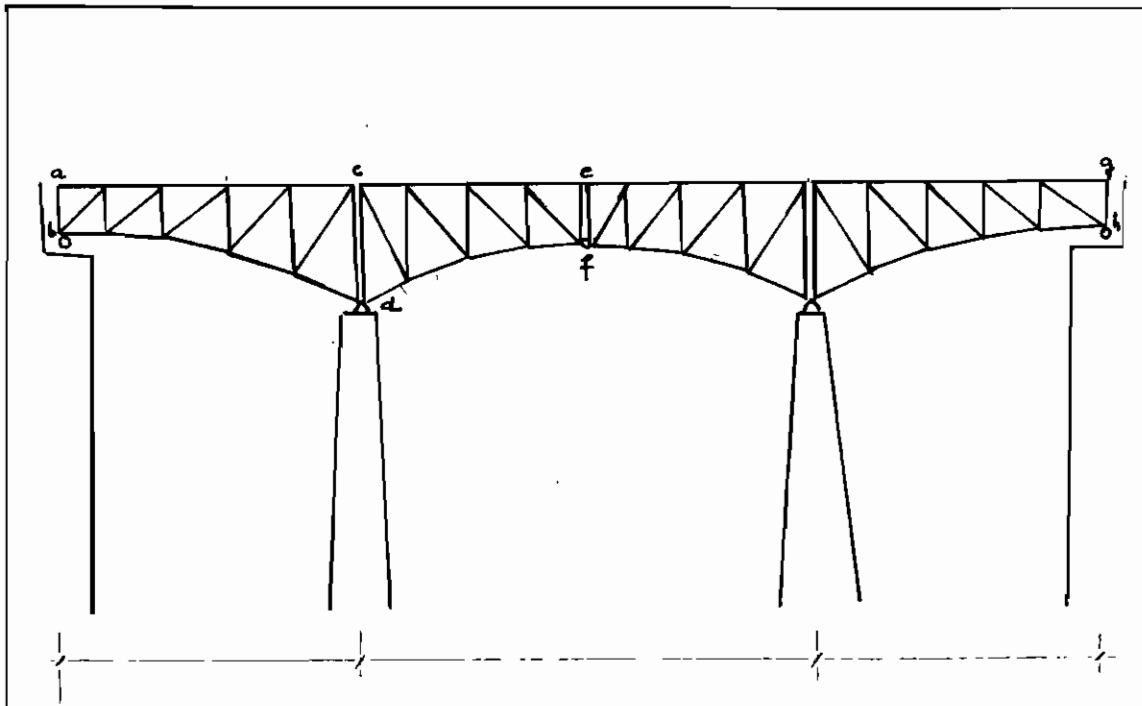


Fig. 2.1 : Vue d'élevation schématique du pont

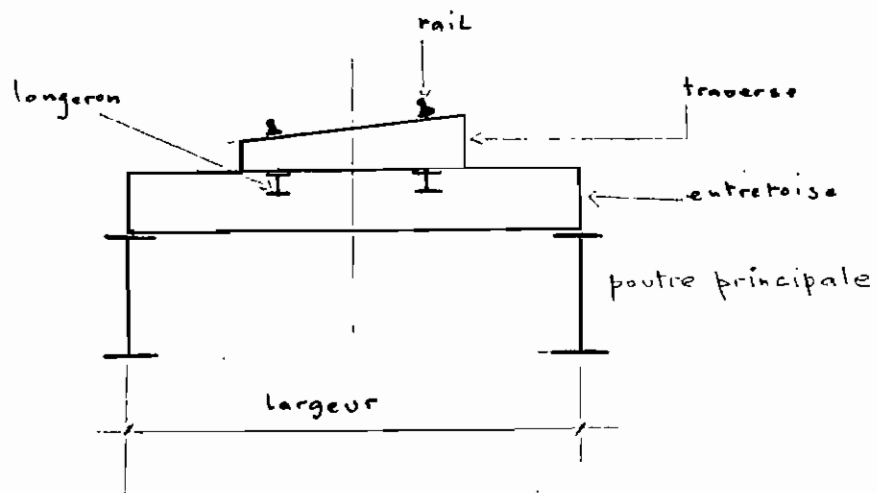


Fig 2.2 Vue transversale du pont.



## 2.4 DESCRIPTION DES CHARGES

Les charges qui sollicitent un pont sont multiples et variées et se subdivisent en quatre catégories :

### • Les charges mortes :

Elles sont composées des charges qui agissent de façon permanente sur le pont, à savoir le poids des rails, des traverses et du tablier.

### • Les charges vives

Ce sont les charges des véhicules (ici trains) et sont fixées dans chaque pays par des règlements. Au Sénégal, on utilise les règlements de la Régie des Chemins de fer.

### • Les charges accessoires

Elles proviennent généralement de l'action des charges principales et incluent la force centrifuge, la force de choc latéral, les forces de frottements, etc....

### • Les charges accidentelles

Elles comportent les charges de vent, la force de freinage, les forces thermiques, les effets de pluie, de tremblement de terre, etc...

Cette description doit intégrer les remarques suivantes:

1. Les sollicitations maximales dans un pont dépendent de la charge lors du passage du train et de sa position et seront calculées à l'aide de Lignes d'influence.

Nous allons négliger Les cas marginaux suivants:

a/ Le poids des véhicules est non seulement variable mais la distance entre les essieux des remorques peut également être variable.

b/ Les effets de la charge due à la pesanteur des trains dépendent du type et de la portée du pont.

Cependant, il faudra inclure l'effet d'impact qui dépend de la portée du pont et qui a pour objet de majorer les charges vives pour simuler les effets dynamiques des vibrations; sa valeur maximale est fixée à 0.30 selon la norme S1-1988.  
(§ 6.7)

2. Notre étude n'étant pas exhaustive nous ne considérerons que les charges mortes, Les charges vives, La force centrifuge et Les charges de vent.

Dans la plupart des cas, ces charges représentent 90% ou plus des charges totales.

2-5

ETUDE  
DE LA VOIE FERRÉE

## 2.5.1 DONNEES GENERALES

### CONCERNANT LES VOIES FERREES

#### DU SENEGAL

- Ecartement des rails : 1000 mm
- Distance entre le dessus des rails et le Centre de gravité des trains : 2000 mm
- Vitesse de conception des ouvrages : 100 km/heure
- Train type de conception des ouvrages : voir Page 14.

Source : Régie des Chemins de fer du Sénégal.

INSTRUCTION GENERALE

Conditions générales d'établissement des  
Couvrages d'art (Ponts-rails).

PRESCRIPTIONS GENERALES

CHAPITRE PREMIER

PONTS NEUFS

ARTICLE 1 - Règlement en vigueur

Tous les ponts neufs à établir sur les Réseaux de l'A.O.F. doivent être calculés en observant les prescriptions des règlements suivants :

Fonts-rails - a) métallique

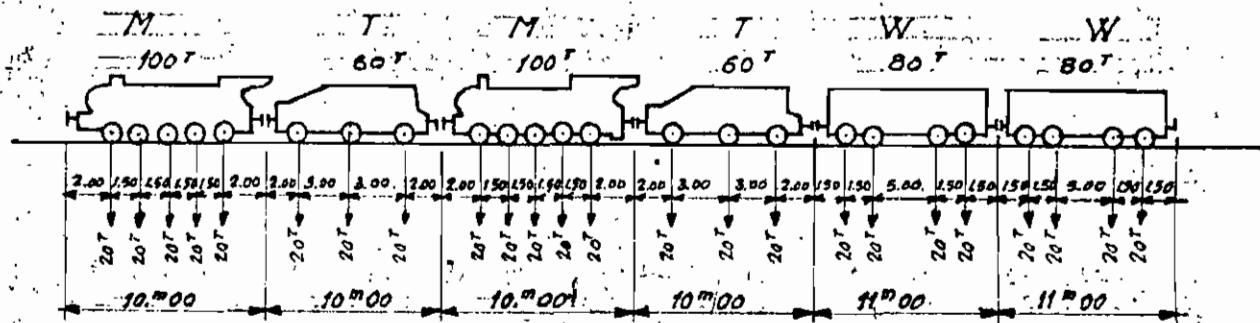
Règlement du 10 Mai 1927 modifié et complété par les articles ci-après:

b) en béton armé

Instruction ministérielle du 19 Juillet 1934 modifiée et complétée par les articles ci-après .

ARTICLE 2 - Surcharges

La surcharge à introduire dans les calculs est constituée par le train-type composé de 2 machines avec tender placées en tête et suivie de wagons chargés.



Dans le cadre de la présente étude, nous ne ferons pas une analyse et un dimensionnement de la voie ferrée ; un tel objectif constitue lui-même un sujet de projet de fin d'études. Nous nous limiterons simplement à faire un choix d'éléments standardisés. En revanche, nous effectuerons un calcul des sollicitations au niveau des traverses, ce qui est un préalable impératif au calcul du pont.

Nous avons déjà dit que la voie se compose des rails des traverses et des attaches et qu'elle décrit un cercle de six cents (600) mètres de rayon.

La courbure de la voie induira une force centrifuge et modifiera sensiblement l'état de distribution des charges. La force centrifuge aura la faculté d'endommager le rail externe pour des cas de trains rapides en raison de l'augmentation de la réaction sur le rail externe et la diminution sur le rail interne qu'elle produit. Cette différence de réactions peut partiellement être compensée par le dévers des rails.

### CALCUL DE LA SUPERELEVATION

Une charge verticale "W" se déplaçant à une vitesse "V" sur une courbe de rayon "r" engendre une force centrifuge "C" telle que :

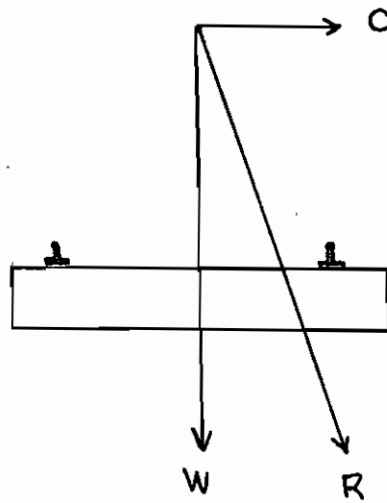
$$C = \frac{W}{g} \cdot \frac{v^2}{r}$$



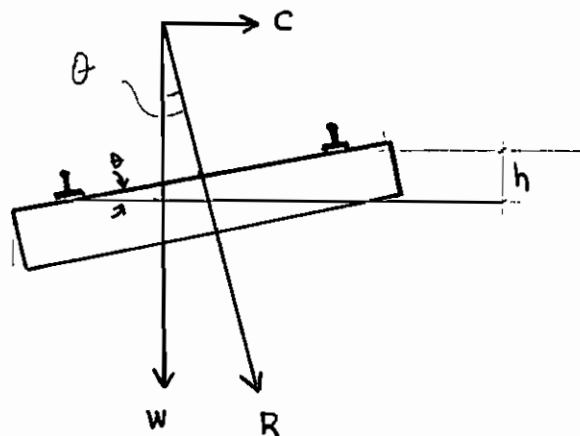
École Polytechnique  
de Beni Hassen

"C" agit au centre de gravité des masses, à environ deux (2) mètres au-dessus des rails et, tel que mentionné plus haut, produit une augmentation de la réaction sur le rail externe et une diminution sur le rail interne.

Sans une superélévation des rails la situation se présentera comme suit :



La superélévation idéale "h" est telle que la résultante "R" passe par le milieu des deux rails pour la vitesse maximale ou 80% de celle-ci. Schématiquement, on devra avoir :



Une telle configuration impose les relations mathématiques suivantes :

$$\sin \theta = \frac{h}{1.000} \quad (1)$$

1.000 m : écartement des rails ; nous justifierons cette valeur plus tard

$$\sin \theta = \frac{C}{R}$$

$$\tan \theta = \frac{C}{W} \quad (2)$$

$\sin \theta \approx \tan \theta$  car  $\theta$  est très petit

$$\Rightarrow \sin \theta = \frac{C}{W}$$

En égalant (1) et (2) on obtiendra :

$$\frac{h}{1.000} = \frac{C}{W} = \frac{W}{g} \cdot \frac{v^2}{r} \cdot \frac{1}{W} ; \text{ d'où}$$

$$h = \frac{v^2}{g \cdot r}$$

Etude de quelques exemples



- $V = 75 \text{ km/heure (21 m/s)}$   
 $r = 600 \text{ mètres}$

$$h = \frac{1 \times 21^2}{9.8 \times 600} = 7.5 \text{ cm}$$

- $V = 90 \text{ km/heure (25 m/s)}$   
 $r = 600 \text{ mètres}$

$$h = \frac{1 \times 25^2}{9.8 \times 600} = 10.6 \text{ cm}$$

- $V = 120 \text{ km/heure (33 m/s)}$   
 $r = 600 \text{ mètres}$

$$h = \frac{1 \times 33^2}{9.8 \times 600} = 18.5 \text{ cm}$$

- $V = 0 \text{ km/heure}$   
 $r = 600 \text{ mètres}$

$$h = 0$$

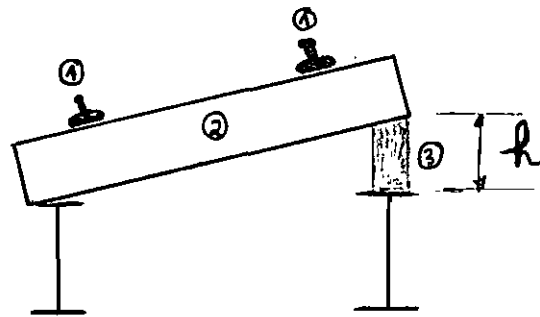
Ainsi, pour obtenir les conditions favorables sur la voie dans les deux situations de vitesse maximale et de vitesse minimale, on choisira une superélévation constante de 10 cm pour tous les cas sus-mentionnés.

La superélévation se fait en utilisant des traverses d'épaisseur variable, ou en disposant les longerons à des niveaux différents, ou encore en installant une pièce de 10cm d'épaisseur entre la traverse et le longeron extérieur. C'est cette dernière solution que nous adopterons.

RESULTAT : SUPERÉLEVATION :  $h = 10\text{cm}$

DISPOSITION :

Fig 2.3  
Disposition de la  
traverse



- ① RAILS
- ② TRAVERSE
- ③ PIECE .

### 2.5.2 CHOIX DES RAILS .

Les rails sont les éléments de la voie qui supportent directement les charges issues des essieux du

du train type -

Sous l'influence des efforts verticaux, les rails travaillent à la flexion comme des poutres posées sur plusieurs appuis constitués par les traverses.

D'autre part, sous l'action des efforts transversaux, les rails travaillent à la flexion dans le sens transversal.

De plus, la force appliquée en haut du rail ainsi que la réaction des appuis à la partie inférieure sollicitent le rail en traction.

Plusieurs formes de rails ont été adoptées; de nos jours, on utilise en grand nombre au Sénégal le rail VIGNOLE qui se présente comme suit :

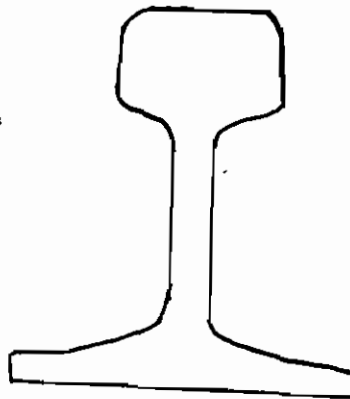


Fig 2.4 : Rail-Vignole.

Il a l'avantage d'offrir une résistance sensible à la flexion transversale et est de pose facile.

Ses principaux paramètres que nous devons connaître sont la longueur disponible de rail ainsi que l'écartement de la voie.

### Longueur des rails .

Pour une voie ferrée , un joint représente toujours une zone de faiblesse de sorte qu'il faudra toujours chercher à avoir les plus longs possibles .

Le RAIL VIGNOLE 55 KG se trouve dans les marges courantes de 16 , 18 , 22 et 24 mètres .

Dans les courbes , les développements des deux files de rails ne sont pas les mêmes ; on est obligé de mettre des rails courts dans la file intérieure .

Le RAIL VIGNOLE 36 KG STANDARD se trouve dans les longueurs de 11 , 12 et 16 mètres . Pour le train type dont nous nous servons pour le design de notre ouvrage et que nous pouvons voir en Annexe , c'est le rail le plus utilisé au Sénégal .

Son profil est présenté à la page suivante .

### Ecartement des rails .

Selon les informations recueillies à la Régie des Chemins de fer du Sénégal , l'écartement des rails pour les trains existants est fixé à un (1) mètre .

Pour notre étude , nous adopterons cette valeur étant entendu qu'elle représente la distance centre à centre des rails . La longueur totale des rails sera déterminée ultérieurement .

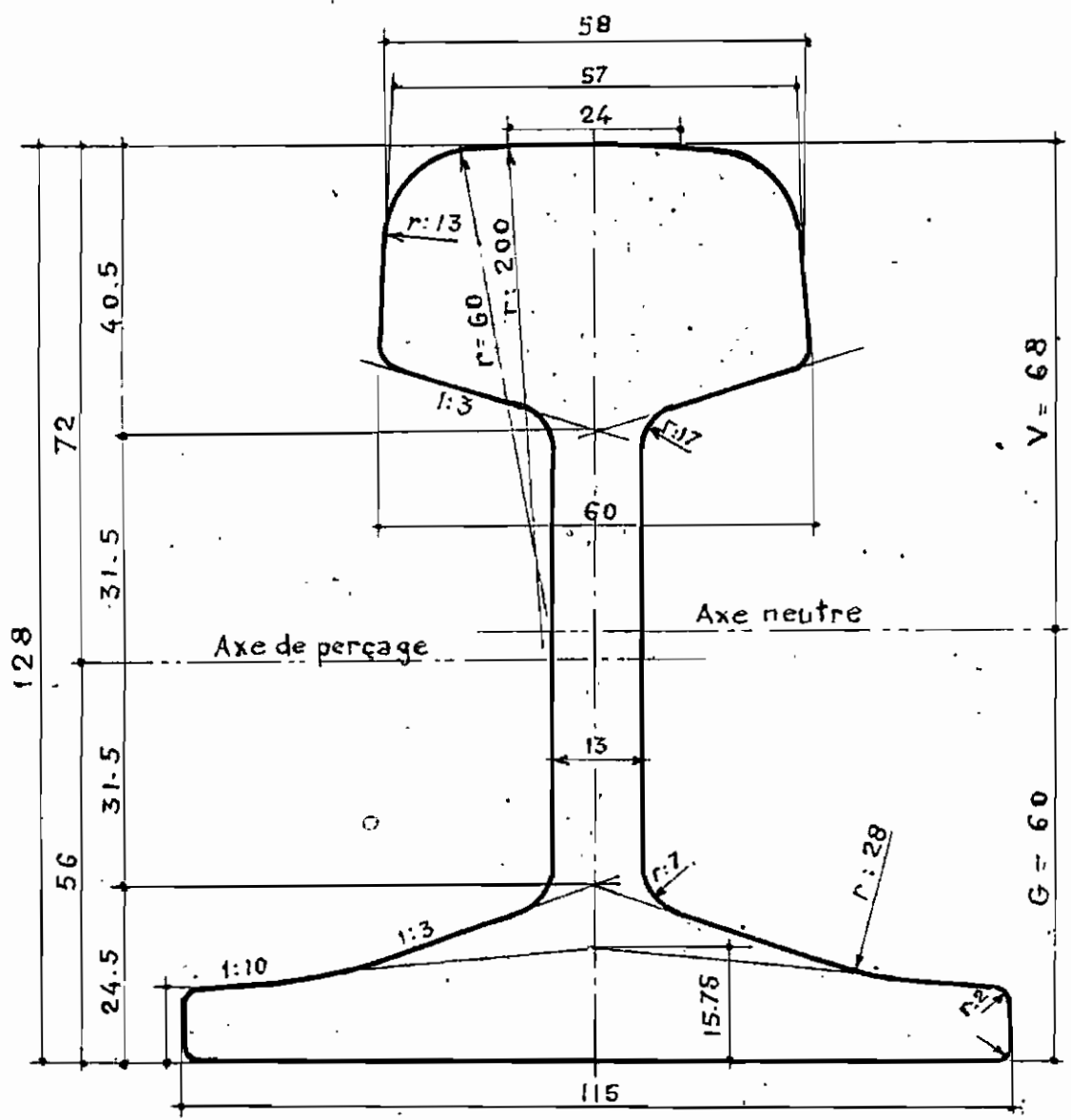
3-1-4-9

Fig 2.5

# RAIL VIGNOLE 36<sup>k</sup> STAND.

36 kg/m

22



## RESULTAT POUR LES RAILS :

RAIL VIGNOLE 30 KG STANDARD .

Ecartement : 1 METRE .

### 2.5.3 CHOIX DES TRAVERSES

La transmission des efforts entre rail et éléments du pont se fait par des traverses qui assurent en même temps le maintien de l'écartement des deux files de rail.

Mécaniquement, les traverses sont soumises à la charge transmise par les rails et à la réaction des éléments du pont qui dépend des conditions d'appui des traverses. Actuellement ces traverses existent en acier, béton armé et bois.

Les traverses en bois offrent de meilleures qualités de souplesse à la voie et permettent dans les voies modernes d'assurer sans dispositifs spéciaux une isolation électrique suffisante entre deux files de rails pour permettre l'utilisation de circuits de voie de signalisation automatique.

Elles sont livrées en bois dur, en chêne, hêtre et bois exotique.

Les bois des pays tropicaux tels le Gabon ou le Cameroun sont aussi utilisés et offrent une grande résistance mécanique et résistent de façon remarquable aux agents de destruction.

Le principal inconvénient de la traverse en bois réside dans sa relative sensibilité aux agents atmosphériques, liée à la texture hétérogène de certaines essences de bois.

Cependant, à l'heure actuelle, la traverse en bois reste la plus utilisée au Sénégal dans les ouvrages d'art.

En réalité, le choix d'un type de traverse est un problème économique qui fait intervenir le prix d'achat de la traverse et des dispositifs de fixation ou d'isolement, la durée de vie et les frais d'entretien.

Pour notre étude, nous adopterons des traverses en bois pour rester dans la tendance générale du Sénégal et nous calculerons les charges qui leur sont transmises. Les dimensions standard de la traverse de la classe 2 dans la classification de la Régie des Chemins de fer du Sénégal sont :

LONGUEUR : 2.60 m

LARGEUR : 0.25 m

Épaisseur : 0.14 m.

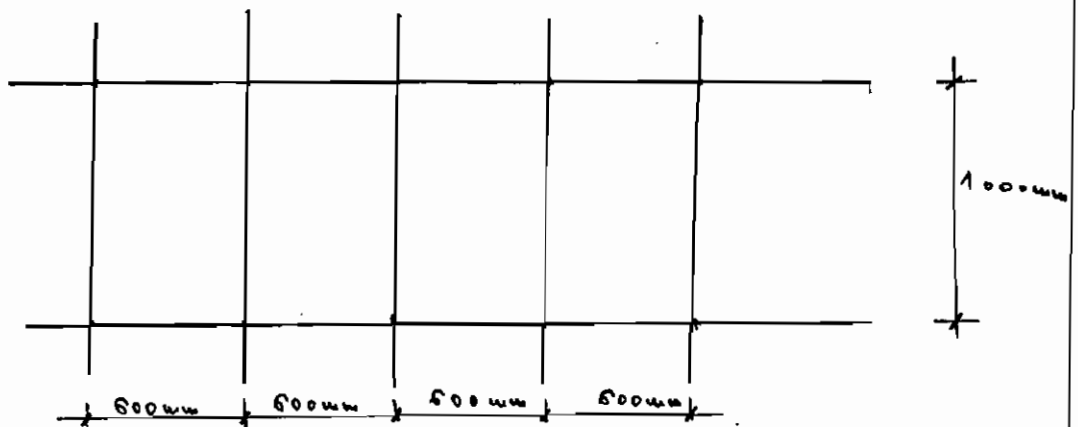
DISPOSITION DES TRAVERSES

Fig 2.6: Disposition des traverses.



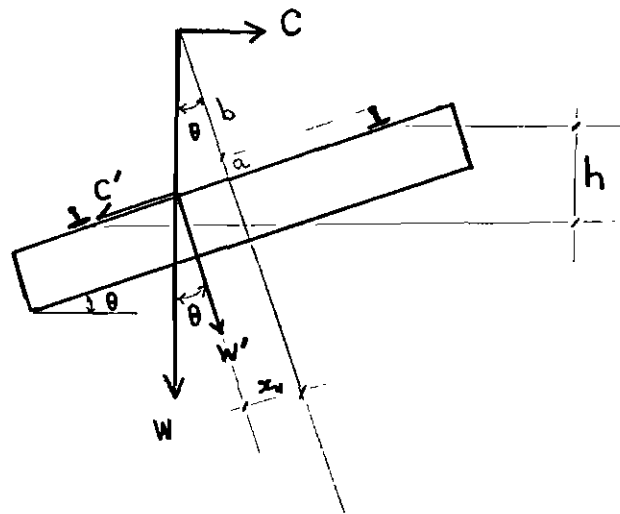
## CALCUL DES CHARGES TRANSMISES

### AUX TRAVERSES

Pour ce calcul, nous allons considérer un cas de train lent puis un autre de train rapide.

### Cas de train lent

Pour un train lent identique au train type, le chargement de la traverse sera le suivant:



$C$ : force centrifuge

$W$ : charge transmise par essieu = 200 kN

$h$ : superélevation = 100 mm

$a$ : hauteur du rail : 128 mm

$b$ : hauteur du centre de gravité : 2000 mm

Pour ces cas de train lent, la force centrifuge a une valeur négligeable de sorte que  $W$  se répartit en  $W'$  sur la traverse et en  $C'$  sur le dispositif de contreventement.  $W'$  sera transmis par l'intermédiaire des rails.

Il faut donc déterminer  $x_1$

$$\tan \theta = \frac{x_1}{a+b} \Rightarrow x_1 = (a+b) \tan \theta$$

$$\sin \theta = \frac{h}{L} \Rightarrow \theta = \sin^{-1} \left( \frac{h}{L} \right)$$

d'où:

$$x_1 = (a+b) \tan \left[ \sin^{-1} \left( \frac{h}{L} \right) \right]$$

$$= (128 + 2000) \tan \left[ \sin^{-1} \left( \frac{100}{1000} \right) \right]$$

$$= 2128 \tan (\sin^{-1} 0.1)$$

$$= 213.87 \text{ mm}$$

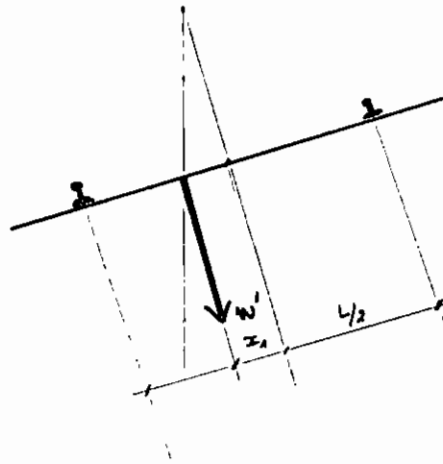
Calcul de  $W'$

$$W' = W \cos \theta$$

$$= 200 \cos \left[ \sin^{-1} (0.1) \right]$$

$$= 199 \text{ kN}$$

Le système devient alors :



Surcharge sur rail interne :

$$W' \times \left( \frac{L}{2} + x_1 \right) \times \frac{1}{L} = 199 \times \frac{500 + 213.87}{1000}$$

$$= 142.06 \text{ kN}$$

Surcharge sur rail externe :

$$W \times \frac{\frac{L}{2} - x_1}{L} = 199 \times \frac{500 - 213.87}{1000}$$

$$= 58.94 \text{ kN}$$

Charges mortes

- Poids des rails

Selon la disposition des traverses, chacune d'elles sera tributaire de 500 mm de rail, ce qui correspond à une charge de:

$$0.6 \times 36 \times 9.8 \times 10^{-3} = 0.250 \text{ kN}.$$

### Poids de la traverse

La densité du bois varie selon la nature du bois et l'orientation de ses fibres. Une valeur moyenne de 0.6 est recommandée.

Le poids linéaire de la traverse sera alors:

$$0.6 \times 0.25 \times 0.14 \times 9.8 \times 10^{-3} = 0.21 \times 10^{-3} \text{ kN/m}$$

### Force d'impact: I

I est donné par la formule:

$$I = \frac{50}{L + 125} \quad \text{S1-1988 - §}$$

L: longueur entre appuis de la traverse en pieds

$$= 1000 \text{ mm} = 3.30 \text{ pieds}$$

$$I = \frac{50}{3.3 + 125} = 0.39$$

Selon le code S1-1988 I a une valeur maximale de

0.3

$$I_{\max} = 0.3$$

Les surcharges deviennent alors :

$$\text{RAIL INTERNE : } 142.06 \times 1.30 = 184.68 \text{ kN}$$

$$\text{RAIL EXTERNE : } 56.94 \times 1.30 = 74.02 \text{ kN}$$

Les charges totales transmises sont :

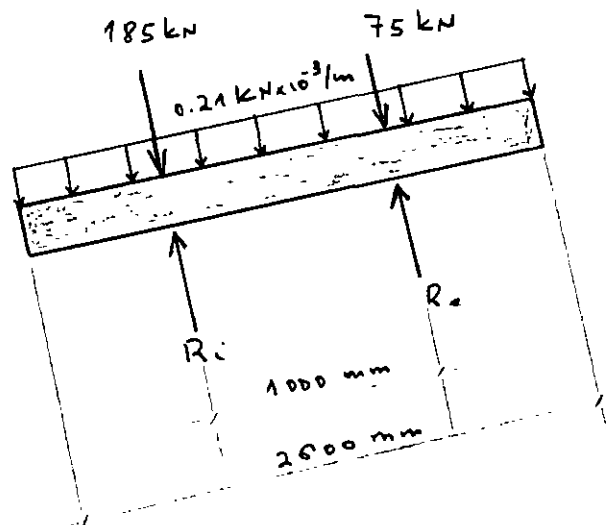
$$\text{RAIL INTERNE : } 184.68 + 0.25$$

$$\approx 185 \text{ kN}$$

$$\text{RAIL EXTERNE : } 74.02 + 0.25$$

$$\approx 75 \text{ kN}$$

Le diagramme de corps libre de la traverse sera comme suit.



En résolvant le système, on obtient :

$$R_i = 185 \text{ kN}$$

$$R_e = 75 \text{ kN}$$

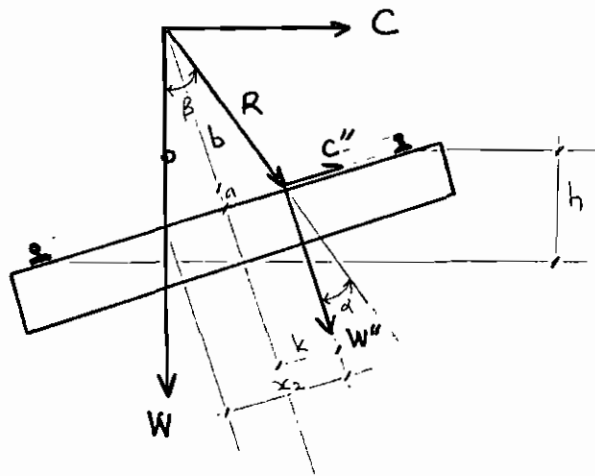
La bonne pratique a montré que la traverse de la classe 2 telle que définie à la page <sup>24</sup> résiste à un tel chargement pour le train type considéré. Les résultats trouvés nous aideront simplement à trouver les charges transmises aux longerons et entretoises.

Cependant, pour un projet de voie ferrée, l'étude des sollicitations au niveau des traverses doit être effectuée.

## Cas de train rapide.

Pour un train traversant le pont à une vitesse de 100 kilomètres à l'heure, la force centrifuge ne peut plus être négligée. Le poids mort des rails et des traverses reste inchangé.

Le chargement sera alors le suivant:



$$C = \frac{W}{g} \frac{v^2}{r}$$

$$W = 200 \text{ kN}$$

$$v = 100 \text{ km/h} = 27.77 \text{ m/sec}$$

$$r = 800 \text{ m}$$

$$g = 9.80 \text{ m/sec}^2$$

$$C = \frac{200 \times 27.77}{9.8 \times 800} = 25.25 \text{ kN}$$

$$\tan \beta = \frac{C}{W} = \frac{26.25}{200}$$

$$= 0.131$$

$\beta$  étant voisin de  $10^\circ$ , on peut dire que

$$\tan \beta = \beta \text{ (radians)} ; \text{ donc :}$$

$$\tan \beta = \frac{x_2}{a+b} = \frac{x_2}{2128} = 0.131$$

$$\Rightarrow x_2 = 2128 \times 0.131 = 278.77 \text{ mm}$$

$$k = x_2 - x_1$$

$$x = 213.87 \text{ mm (d'après les calculs}$$

du cas de train lent)

$$\Rightarrow k = 278.77 - 213.87 = 65 \text{ mm}$$

### Calcul de la charge transmise "W"

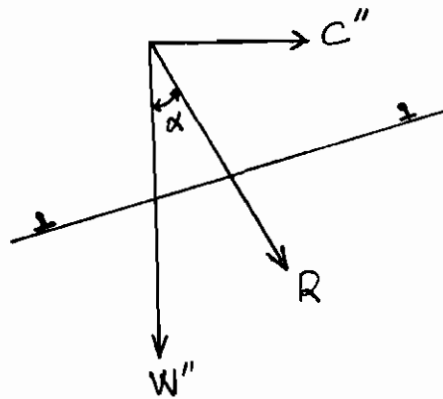
La résultante R a été décomposée de deux façons:  
la première en C et W et la deuxième en C'' et W''.

Selon la première, la valeur de R sera de:



$$\begin{aligned}
 R &= W^2 + C^2 \\
 &= (200)^2 + (26.25)^2 \\
 &= 202 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$R$ ,  $W''$  et  $C''$  se présentent comme suit:



de la Page 32

Selon la figure ci-dessus  $\tan \alpha = \frac{k}{2128}$

$$= \frac{65}{2128}$$

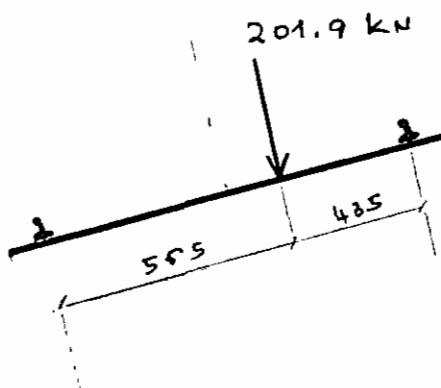
Selon la figure ci-dessus  $W'' = R \cos \alpha$

$$\begin{aligned}
 &= 202 \cos \left[ \tan^{-1} \left( \frac{65}{2128} \right) \right] \\
 &= 201.9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

et

$$C'' = 6.2 \text{ kN.}$$

La traverse considérée sera alors chargée comme suit :



Surcharge sur le rail interne :

$$201.90 \times \frac{435}{1000} = 87.83 \text{ kN}$$

Surcharge sur le rail externe :

$$201.90 \times 555 = 114.08 \text{ kN.}$$

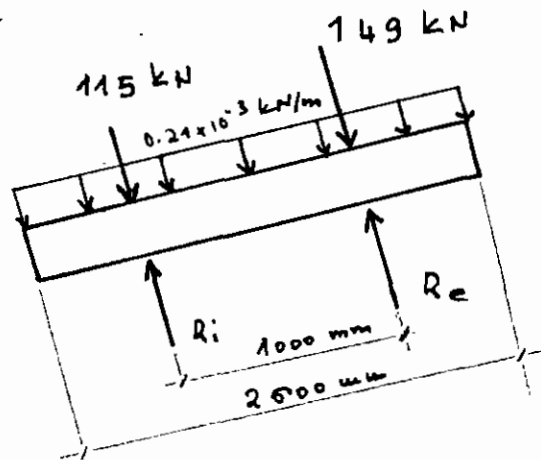
En tenant compte de l'effet d'impact et du poids mort de la traverse et des rails, les charges totales transmises à la traverses par les rails seront :

$$\text{RAIL INTERNE : } (87.83 \times 1.30) + 0.25 \\ \approx 115 \text{ kN.}$$

RAIL EXTERNE :

$$(114.08 \times 1.30) + 0.25 = 149 \text{ kN.}$$

Bilan des forces sur la traverse :



En résolvant, on trouvera :

$$R_e \approx 149 \text{ kN}$$

$$R_i \approx 115 \text{ kN.}$$

Pour les mêmes raisons que précédemment, la traverse aura un comportement mécanique acceptable sous les charges indiquées.

2.6

DESIGN  
DE LA SUPERSTRUCTURE

## 2.6.1 DIMENSIONS PRELIMINAIRES

### Longueur du pont :

La distance à franchir étant de 90 mètres, le pont sera donc long de cette valeur.

Les longueurs des travées seront discutées ultérieurement.

### Largeur du pont

La largeur dépendra de la voie. L'écartement des rails étant de 1 (un) mètre (il sera précisé plus tard) et la voie étant courbe, nous choisirons une largeur de 4 (quatre mètres) pour assurer le développement des files de rails en courbe.

### Longerons et entretoises.

Le pont étant relativement long, il semble qu'un placement d'entretoises à tous les quatre (4) mètres pourra assurer une bonne tenue. Donc, les longerons auront, comme les entretoises, quatre (4) mètres de portée.

## Poutre principale

Pour la poutre principale, il faut déterminer les dimensions des membrures a-b, c-d, e-f et g-h de la figure 2.1 de la Page 9

### • Membrane c-d

Pour un treillis droit, on suggère dans "Structural Steel Design" de Lambert TALL de prendre la longueur de la membrane c-d telle que :

$$\frac{L}{d} = 10$$

L: Longueur de la travée = 40m

d: Longueur de la membrane:

d'où  $d = 4 \text{ m}$

Mais, puisque le treillis n'est pas droit on prendra  $d = 5 \text{ mètres}$

### • Membrane e-f

Longueur:  $2.5 \text{ mètres} = \frac{d}{2}$

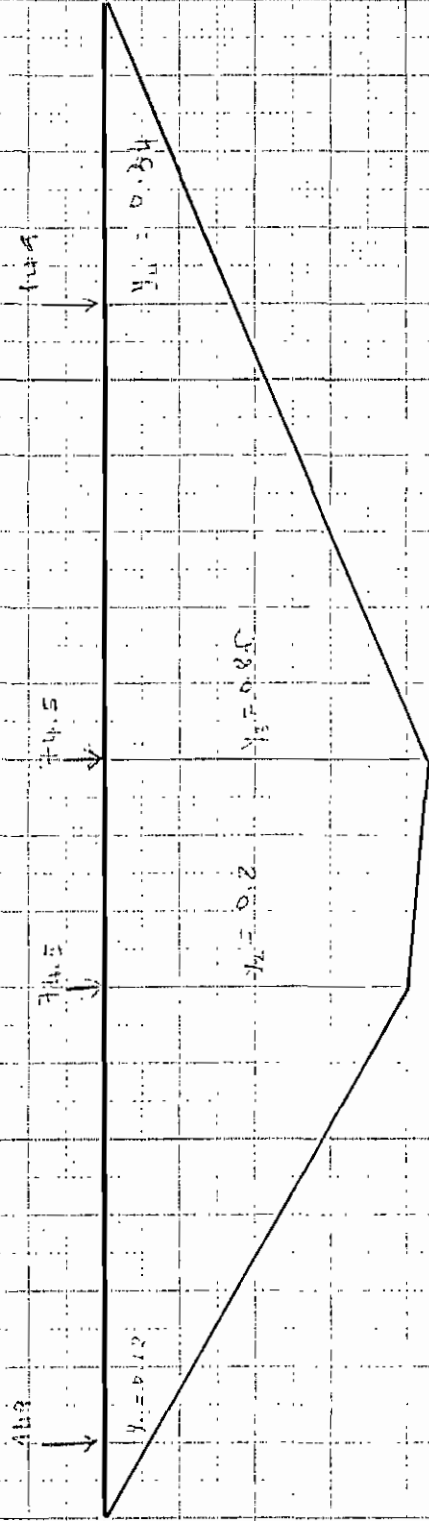
### • Membrane a-b

On prendra une longueur de  $2 \text{ mètres}$ .

L.F. M<sub>1.7</sub>

Echelle verticale:  $1\text{ cm} = 0.2\text{ kN.m}$

Echelle horizontale:  $1\text{ cm} = 2\text{ m}$



$$M_{A,F} = 1.425 \times 0.12 + 7.5 \times 0.8 + 14.5 \times 0.45 = 1.425 + 6.0 + 6.525 = 13.95 \text{ kN.m}$$

## 2.0.2 DESIGN DES LONGERONS

Les longerons sont les éléments du pont qui supportent directement les traverses de la voie ferrée. La courbure des rails imposera un placement des longerons en ligne brisée tel qu'indiqué à la figure

Étant donné que le pont n'est pas très large, les longerons seront placés au droit des rails.

Pour le calcul, nous localiserons le longeron le plus sollicité pour un cas de train lent puis pour un autre de train rapide.

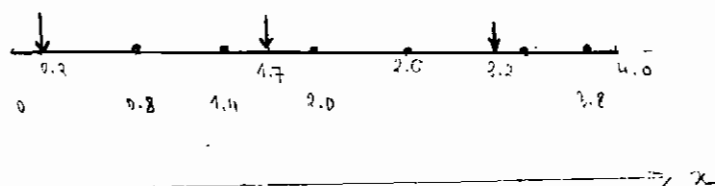
Selon la disposition fonctionnelle, chaque longeron aura une portée de quatre (4) mètres. Les charges donnant les efforts maximum peuvent être déduites du calcul des traverses.

Pour une portée de quatre mètres et une distance de 1.5 mètre entre les essieux du train, ~~un~~ maximum de trois (3) roues peuvent se retrouver en même temps sur le longeron.

La situation la plus défavorable surviendra lorsque la première et la troisième roue seront au droit des traverses pour une même portée de longeron.

Schématiquement, le cas se présentera comme suit:





Selon les calculs effectués au niveau des traverses, la structure ci-dessus engendrera les actions suivantes sur les longerons :

## Cas de train lent

### Longeron extérieur

#### Charges mortes

Poids du rail : 0.25 kN

Poids de la traverse :  $2.75 \times 10^{-4}$  kN

#### Surcharges

Surcharges provenant des traverses chargées

74.02 kN

Surcharges provenant des traverses  
non chargées

$$37.01 \text{ kN}$$

### Charges totales

- Positions 0.2 et 3.2 :

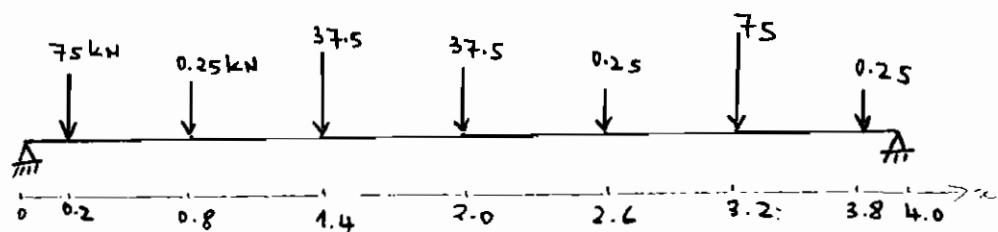
$$74.02 + 0.25 + 2.75 \times 10^{-4} \approx 75 \text{ kN}$$

- Positions 1.4 et 2.0

$$37.01 + 0.25 + 2.75 \times 10^{-4} = 37.5 \text{ kN}$$

- Autres positions: 0.25 kN.  
(Poids rails + traverses)

Ainsi, le longeron extérieur sera  
chargé comme suit:



### Longeron intérieur

Les charges mortes conservent les  
mêmes valeurs.

Surcharges provenant des traverses en contact avec la roue du train :

$$184.68 \text{ kN}$$

Surcharges provenant des traverses non chargées :

$$92.34 \text{ kN.}$$

### Charges totales

- Positions 0.2 et 3.2

$$184.68 + 0.25 + 2.75 \times 10^4 = 185 \text{ kN}$$

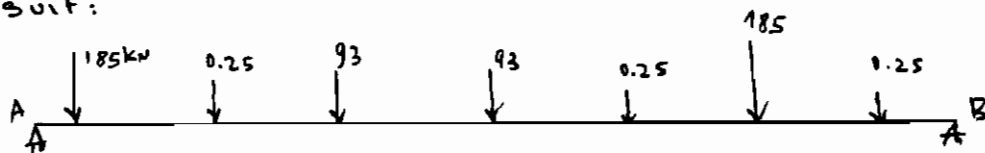
- Positions 1.4 et 2.0

$$92.34 + 0.25 + 2.75 \times 10^4 = 93 \text{ kN}$$

- Autres positions : 0.25 kN

Le longeron intérieur sera alors chargé comme

suit :



Ce chargement est le plus critique pour le cas de train lent car c'est lui qui engendre les plus grandes valeurs de moment de flexion et d'effort tranchant.

Pour des soucis de disposition constructive, tous les longerons du tablier seront identiques bien qu'ils ne soient pas pareillement sollicités.

### Calcul des sollicitations

Selon les lois de la résistance des matériaux, nous pouvons dire que :

- La réaction d'appui en A est de: 320 kN
- La réaction d'appui en B est de: 237 kN
- Le moment maximum dans le longeron se produira au milieu, en raison du caractère <sup>quasi</sup> symétrique de la structure et du chargement.

Ce moment peut être calculé à l'aide de la ligne d'influence du moment au point 2.0  
 Cette ligne d'influence est construite en page 50 et la théorie est présentée à l'annexe II

Selon cette ligne, on aura:

$$M_{\max} = 185 \times 0.10 + 0.25 \times 0.40 + 93 \times 0.70 + 93 \times 1.00 \\ + 0.25 \times 0.70 + 185 \times 0.40 + 0.25 \times 0.10 \\ = 251 \text{ kN.m}$$

et

$$V_{\max} = 320 \text{ kN.} ~~m~~$$

Ces valeurs ne tiennent pas compte du poids propre du longeron. C'est pourquoi, nous allons les majorer et les porter à :

$$M_{\max} = 255 \text{ kN.m}$$

$$V_{\max} = 325 \text{ kN.m}$$

## Cas de train rapide

Pour une charge mobile, la détermination des sollicitations maximales dans le longeron par la construction des L.I. de ces sollicitations. Le chargement sur le longeron se fait par l'intermédiaire des traverses de sorte que les L.I. doivent être construites

pour les points de contact traverse - longeron, c'est à dire pour les positions 0.2 ; 0.8 ; 1.4 ; 2.0 ; 2.6 ; 3.2 ; 3.8

Cependant, la bonne pratique enseigne que pour une poutre simplement appuyée avec un chargement semblable à celui des pages précédentes, le moment de flexion maximum se produit vers le milieu de la poutre de sorte que seules les L.I. du moment aux positions 1.7 ; 1.4 ; 2.0 ; 2.3 ; 2.6 seront construites.

Le chargement appliqué sera celui produisant les réactions maximales c'est à dire le chargement sur le longeron extérieur.

Les L.I. sont présentées aux pages suivantes -

- charges mortes : traverse + rail : 0.25 kN

- charges vives :

positions 0.2 et 3.2 : 149 kN

positions 1.4 et 2.0 : 74.5 kN

Les L.I. donnent les résultats suivants :

Moment maximum dû aux charges vives :

202 kN.m

Moment maximum dû aux charges mortes :

0.90 kN.m

D'où :

$$M_{\max} = 202 + 0.90$$

Pour simuler l'effet du poids propre du longeron, on prendra une valeur de 205 kN.m.

L'effort tranchant maximal est égale à la valeur de la réaction d'appui en et pour les mêmes raisons que précédemment, l'on prendra 260 kN.

#### RESULTAT :

$$M_{\max} = 205 \text{ kN.m}$$

$$V_{\max} = 260 \text{ kN.}$$

#### RÉSUMÉ DES SOLLICITATIONS

##### • LONGERON EXTERIEUR :

$$M = 205 \text{ kN.m}$$

$$V = 260 \text{ kN}$$

##### • LONGERON INTERIEUR

$$M = 255 \text{ kN.m}$$

$$V = 325 \text{ kN.}$$

## Design du Longeron.

Le longeron de design sera le plus sollicité lors du passage du train. Il s'agit du longeron intérieur pour le cas de train lent.

La norme suggère de faire un design aux contraintes admissibles.

L'exposé ne comportera pas la présentation de la théorie de cette méthode de design. Il se basera principalement sur les tables de design aux contraintes admissibles du CISC de la Page 3.67.

$$\text{Pour } M = 255 \text{ kN.m et} \\ V = 325 \text{ kN}$$

on peut en effet choisir la section

W 450x57 de l'Acier

G 40. 21 M 300 W .

pour laquelle

$$M_r = 261 \text{ kN.m}$$

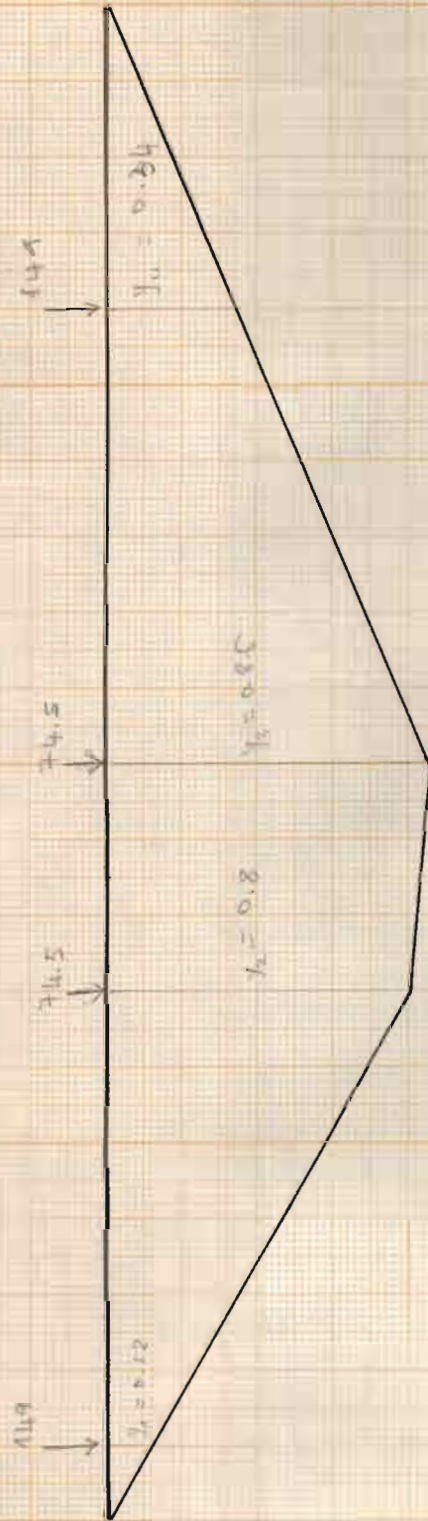
$$V_r = 463 \text{ kN.}$$



L.I. M<sub>1.7</sub>

Echelle verticale:  $J_{cm} = 0.2 \text{ kN.m}$

Echelle horizontale:  $J_{cm} = 2 \text{ m}$

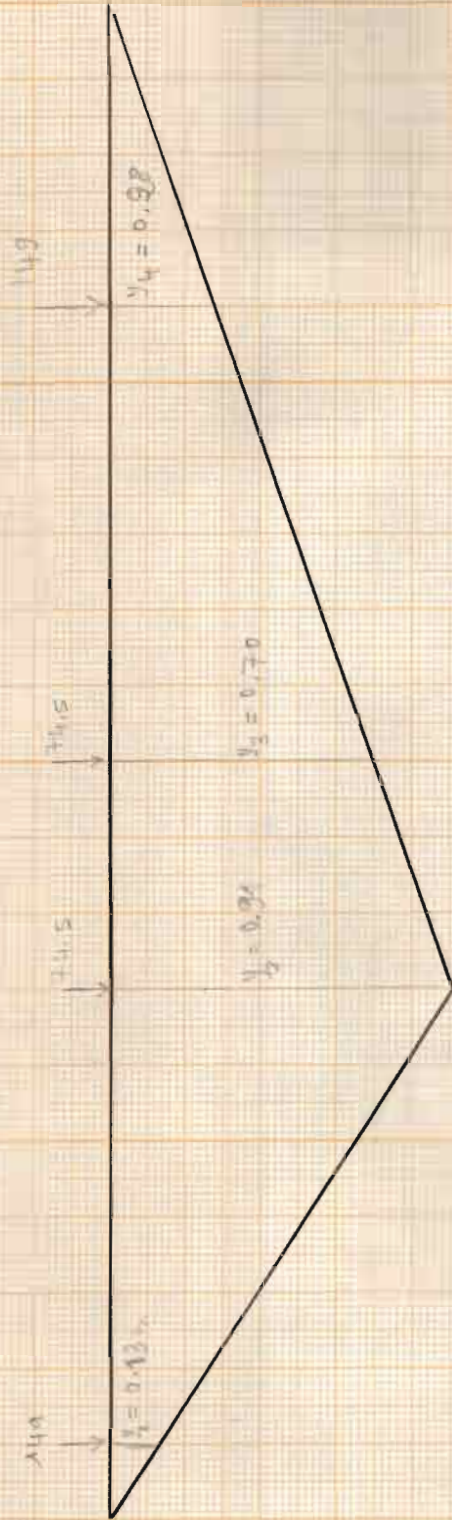


$$M_{x,y} = 149 \times 0.12 + 74.5 \times 0.8 + 74.5 \times 0.125 + 149 \times 0.34 = 193 \text{ kN.m}$$



L.I M.A.4

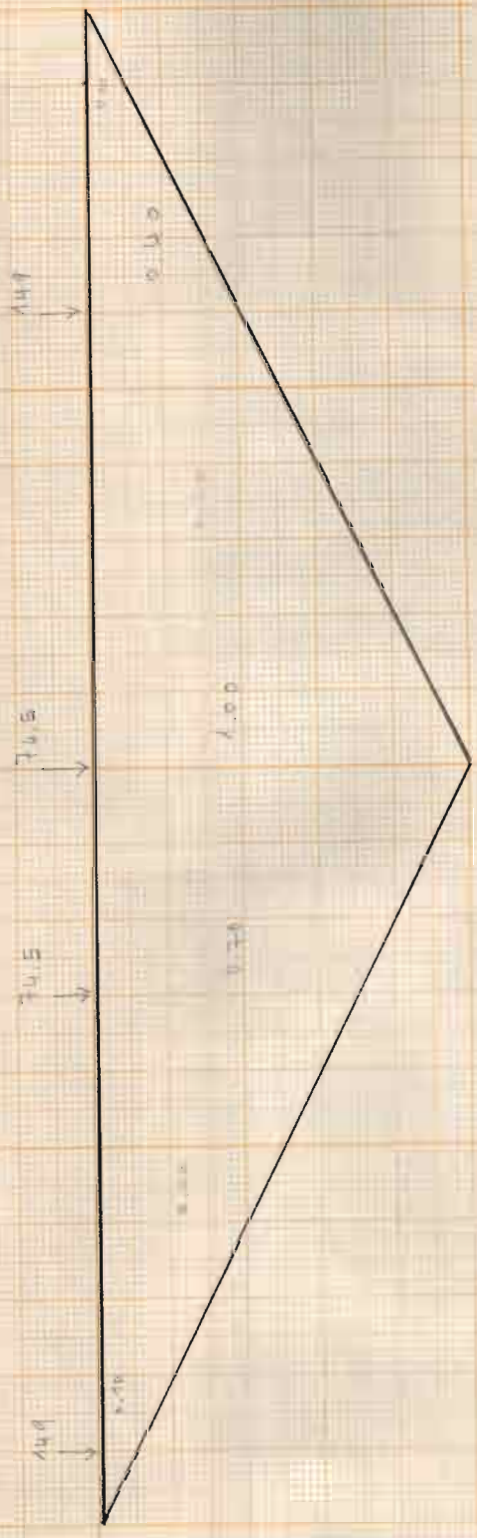
Ech. verticale:  $\Delta cm = 0.2 \text{ kN.m}$   
Ech. horizontal:  $\Delta cm = 2 \text{ m}$



$$M_{A4} = 149 \times 0.13 + 74.5 \times 0.26 + 74.5 \times 0.70 + 149 \times 0.28 = 198 \text{ kN.m}$$



L.I M 2.0  
 Ech. verticale :  $ACM = 0.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 Ech. horizontale :  $ACM = 2 \text{ m}$



$$H_0 = 1.49 \times 1 + 1.49 \times 0.70 + 1.49 \times 1.00 + 1.49 \times 0.40 = 2.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

L.I M2.3

Ech. vertical:  $1\text{cm} = 0.20\text{ kN.m}$

Ech. horizontal:  $1\text{cm} = 2\text{ m}$



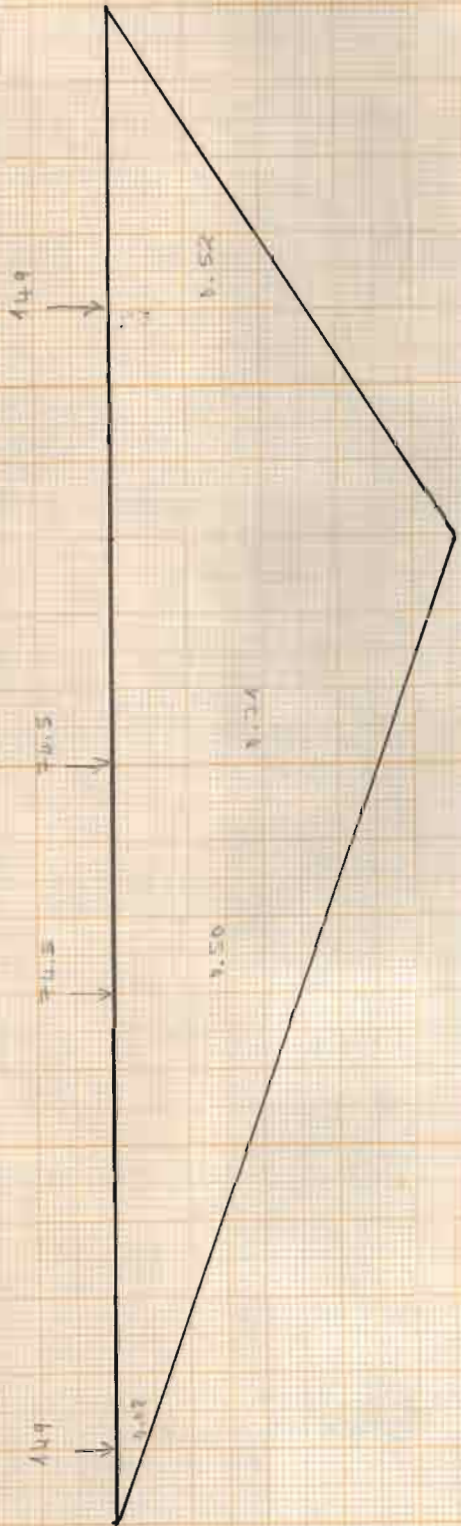
$$M_{2.3} = 1.00 \times 0.10 + 1.00 \times 0.50 + 1.00 \times 0.50 + 1.00 \times 0.50 = 1.94.8\text{ kN}$$



L. I M<sub>2.0</sub>

Echelle verticale: 1cm = 0.2 km/m

Echelle horizontale: 1cm = 2m



$$M_{2.0} = 14.9 \times 0.02 + 74.5 \times 0.50 + 74.5 \times 0.71 + 14.9 \times 0.52 = 180 \text{ km}\cdot\text{m}$$

### 2.6.3 DESIGN DES ENTRETOISES

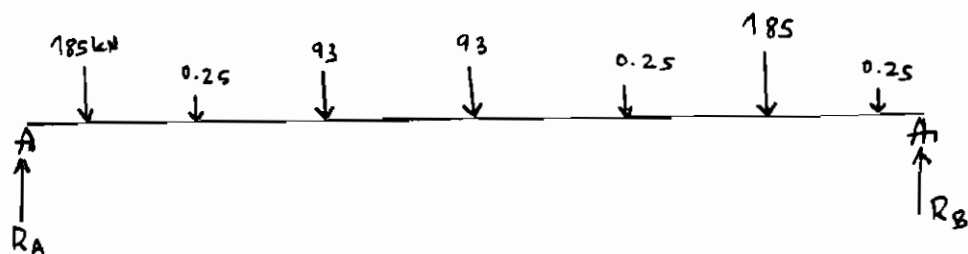
Les charges donnant les sollicitations maximales dans l'entretoise seront prises du calcul des longerons.

Du fait que les longerons sont en ligne brisée, la distance entre les points d'appui longeron-entretoise et la poutre principale varie continuellement entre le milieu et les extrémités du pont; le calcul des entretoises devra donc être effectué à ces endroits-là.

Au préalable, il faut déterminer les charges transmises à l'entretoise dans un cas de chargement critique

#### Cas de train lent

Selon le calcul des longerons fait dans le cas de train lent, le longeron le plus sollicité reposant sur deux entretoises A et B se présente comme suit :



$R_A$  et  $R_B$  seront les charges transmises aux longerons A et B et un simple calcul de statique permet de les déterminer:

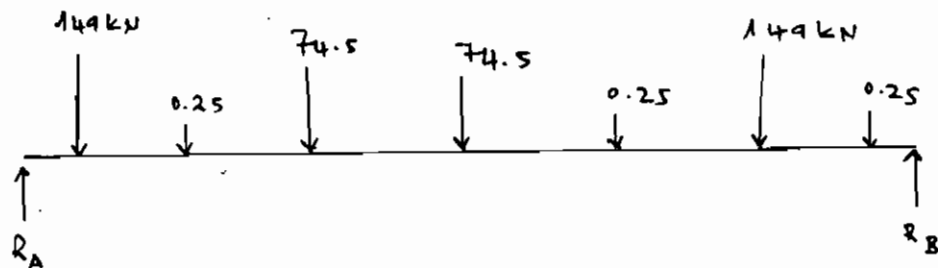
$$\Sigma M_A = 0 = 185 (3.2 + 0.2) + 0.25 (0.8 + 2.6 + 3.8) + 93 (1.4 + 2.0) - 4 R_B$$

$$\Rightarrow R_B = 237 \text{ kN}$$

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow R_A = 320 \text{ kN}.$$

### Cas de train rapide

Pour ce cas, le longeron sera chargé comme suit :



En procédant de la même manière qu'au cas de train lent on trouvera :

$$R_A = 258 \text{ kN}$$

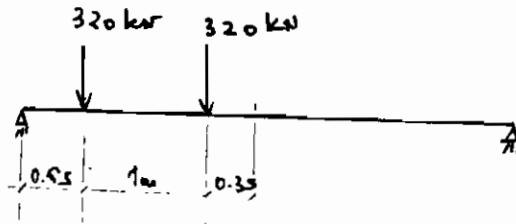
$$R_B = 191 \text{ kN}.$$

Donc, pour rester dans un cas sécuritaire, l'on dira que le cas le plus défavorable pour une entretoise sera celui où il recevra 320 kN de chaque longeron.

Ainsi, l'analyse structurale peut être entamée.

### Entretoise au milieu du pont

Les résultats issus du dimensionnement préliminaires imposent la situation suivantes :



$$\sum M_A = 0 = 4 R_B - 320 \times 1.05 - 320 \times 0.65$$

$$\Rightarrow R_B = 184 \text{ kN}$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow R_A = 456 \text{ kN}$$



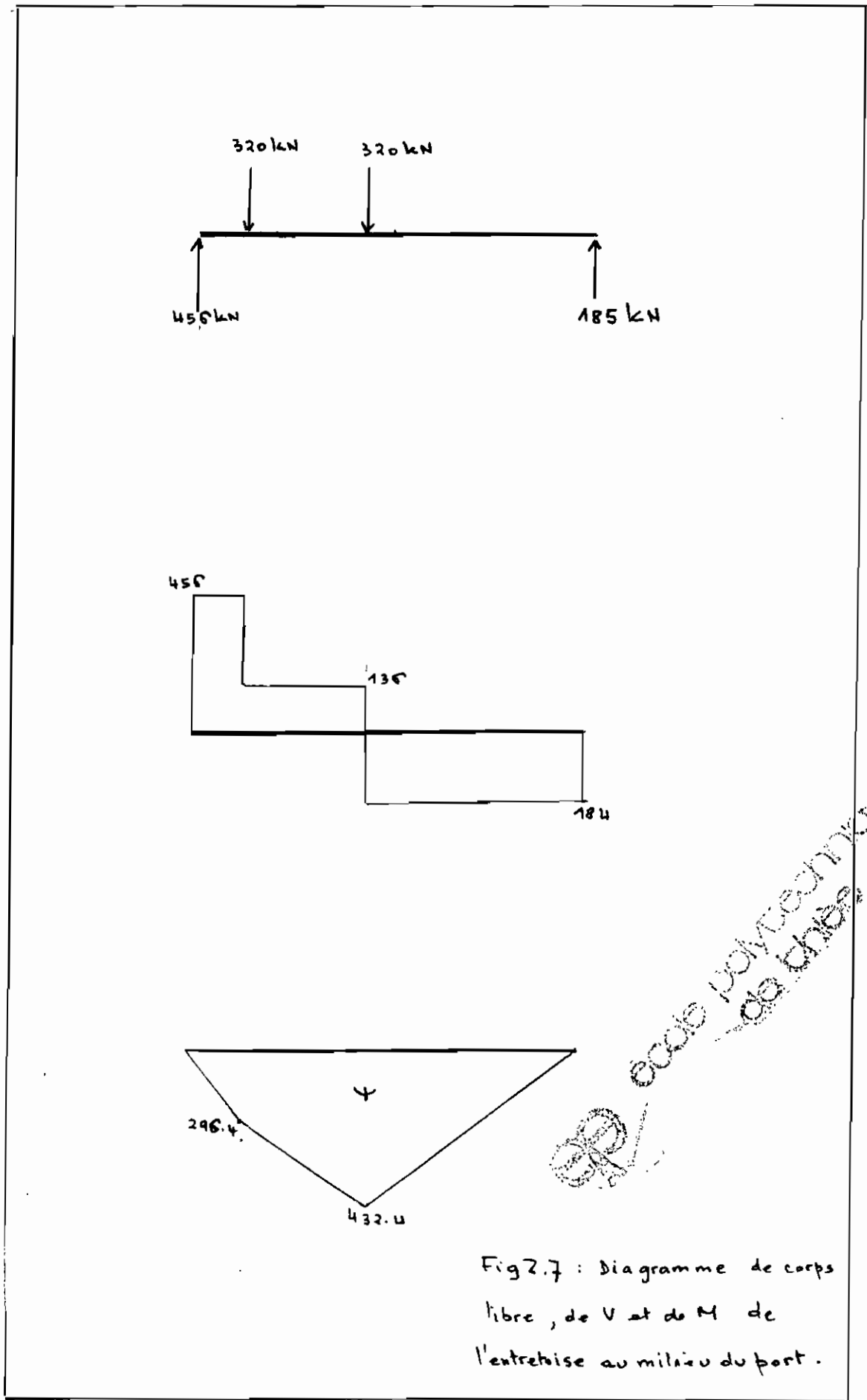
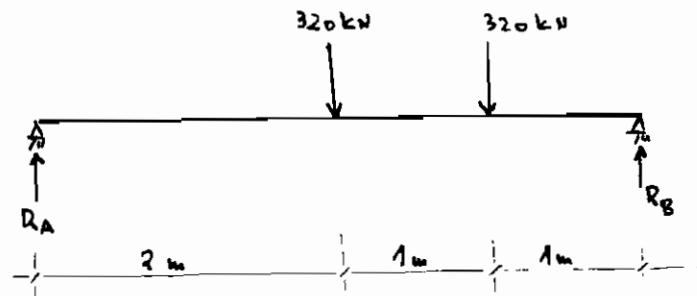


Fig 2.7 : Diagramme de corps libre, de  $V$  et de  $M$  de l'entretoise au milieu du port.

## Entretoise à l'extrémité du pont

Le chargement sera le suivant:



$$\Sigma M = 0 = 4 R_B - 320 \times 3 - 320 \times 2$$

$$\rightarrow R_B = 400 \text{ kN}$$

$$\Sigma F = 0 \rightarrow R_A = 240 \text{ kN}$$

Les diagrammes de corps libre, de moment de flexion  $M$  et d'effort tranchant  $V$  seront alors:

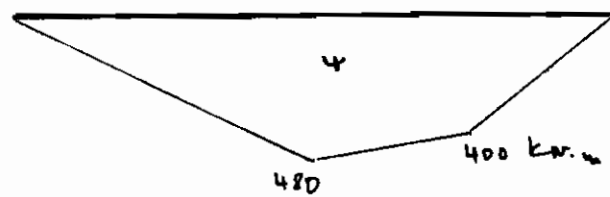
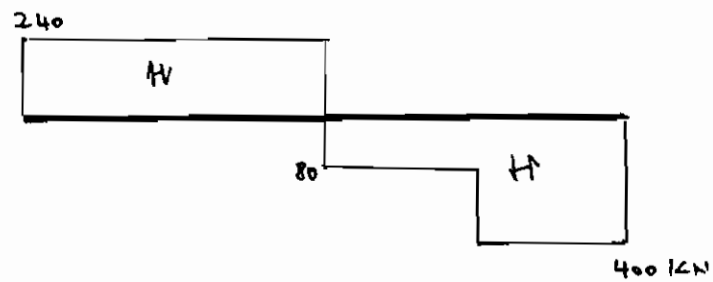
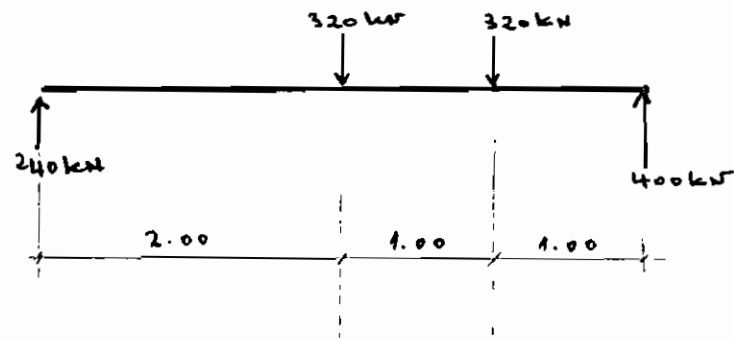


Fig 2.8 : Diagrammes de corps libre, de  $V$  et de  $M$  de l'entretoise à l'extrémité du pont.

Résumé :

$$M_{\max} = 480 \text{ kN.m}$$

$$V_{\max} = 456 \text{ kN}$$

Design de l'entretoise

Les valeurs des sollicitations conduisent à un choix, toujours en contraintes admissibles et selon le code CISC en sa page 3.62, de la section

W 530 x 109 -

Acier: G 40.21 M

pour laquelle:

$$M = 491 \text{ kN.m}$$

$$V = 750 \text{ kN}$$

$$L_u = 2880 \text{ mm}$$

$L_u$ : Longueur maximale  
non supportée latéralement.

## 2.6.4 DESIGN DES POUTRES PRINCIPALES

### 2.6.4.1 GENERALITES

Comme tous les autres éléments du pont, les poutres principales seront dimensionnées en fonction des sollicitations maximales qu'elles auront à supporter.

Le calcul des sollicitations s'effectue au moyen des lignes d'influence.

Cependant, la courbure de la voie induira des différentielles d'efforts entre les poutres principales intérieure et extérieure.

La vue de plan se présentant comme à la page suivante, les sollicitations maximales dans la poutre principale extérieure se produiront pour le train rapide; dans ce cas chaque ordonnée de la ligne d'influence normale sera multipliée par le coefficient

$$\frac{2C}{B}$$

Les sollicitations maximales pour la poutre principale intérieure se produiront dans le cas du train lent en multipliant chaque ordonnée de la ligne d'influence normale par le coefficient:

$$\frac{2D}{B}$$

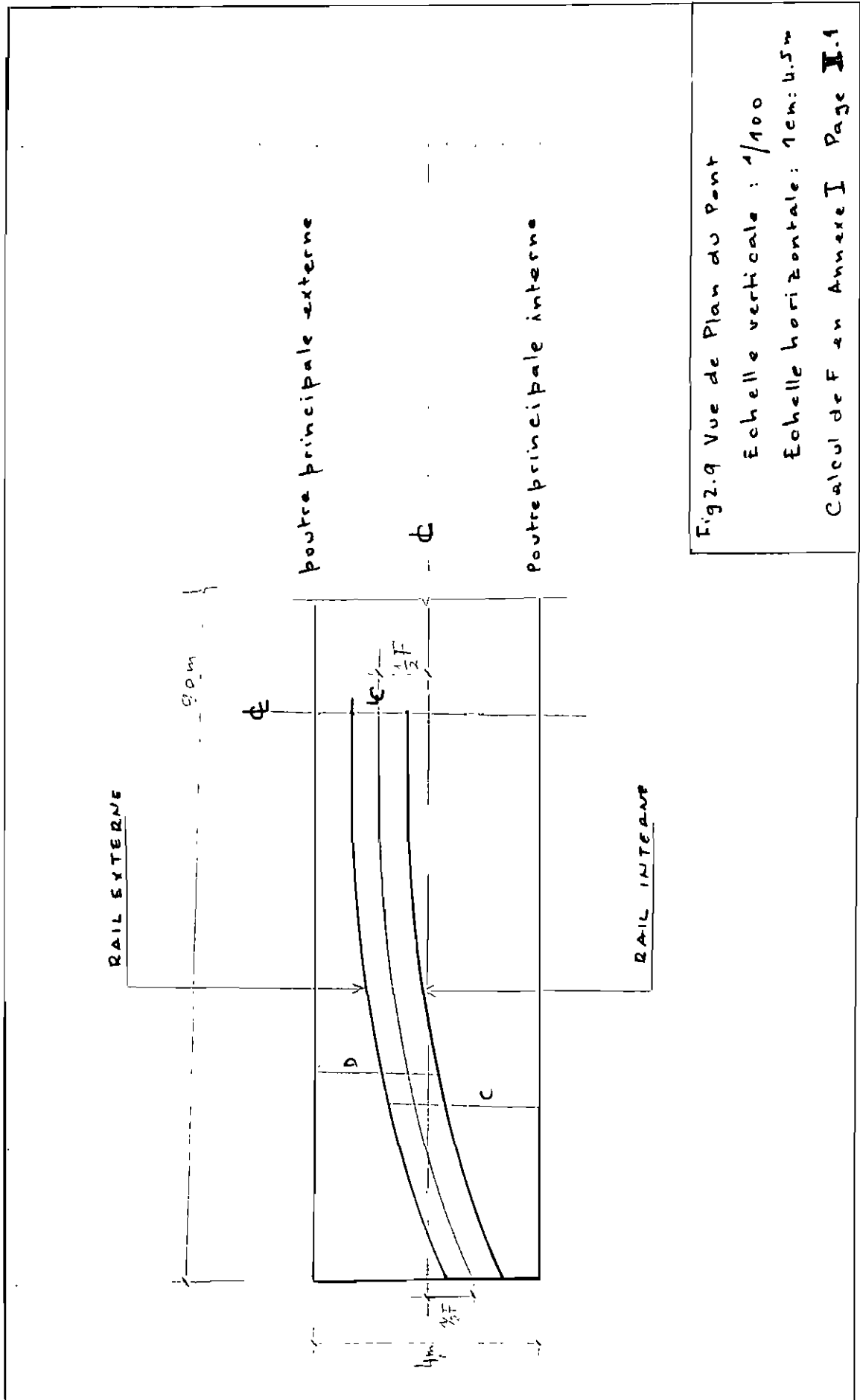


Fig2.9 Vue de Plan du Pont  
 Echelle verticale : 1/100  
 Echelle horizontale : 1cm:4.5m  
 Calcul de F en Annexe I Page II.1

La détermination de C et D s'avère assez longue et particulièrement incompatible avec le temps alloué à l'étude.

C'est la raison pour laquelle une méthode plus rapide mais conservatrice sera utilisée pour déterminer les efforts dans les sections des poutres principales; en effet, pour les raisons mentionnées plus haut et pour d'autres de mise en œuvre du pont, des poutres identiques seront employées bien que n'étant pas également sollicitées.

Pour cela, après avoir déterminé les charges transmises aux poutres dans le cas le plus défavorable et au niveau du milieu et des extrémités du pont, l'on choisira une valeur moyenne de ces charges. Cette valeur moyenne sera alors considérée comme étant la charge transmise au pont par les entretoises.

Cette méthode tient compte de la courbure de la voie car les charges du milieu et des extrémités du pont sont déterminées dans le cas d'une courbure de six cents (600) mètres de rayon. En remontant au niveau des entretoises, l'on verra que les charges transmises au milieu et aux extrémités du pont dans un cas critique sont respectivement de 400 et de 450 kN. Ces valeurs représentent des maximum. Une valeur moyenne de 450 kN sera utilisée pour les calculs.

Bien que présentant l'avantage de la résistance et de la sécurité, cette méthode conduira à un surdimensionnement du pont par rapport aux chargements réellement appliqués, ce qui est contraire au critère d'économie qui l'un des plus décisifs. Mais, le critère de résistance de la structure devant prévaloir et le temps alloué à la présente étude n'étant pas particulièrement suffisant, l'artifice proposé trouve sa justification.

#### 2.6.4.2 ANALYSE STRUCTURALE

Pour le système de treillis en arc choisi pour le pont, il faut déterminer l'effort axial maximum dans chaque membrure par la méthode des lignes d'influence.

La théorie des lignes d'influence ainsi que quelques exemples sont présentés à l'annexe II. Il faudra simplement présenter les résultats des efforts axiaux trouvés dans chaque membrure.

Les efforts totaux sont une combinaison des efforts dus au poids propre de l'ouvrage, aux charges vives et aux facteurs de correction qui sont:

- le coefficient d'impact qui, conformément à l'article 730.7 du code S1. 1988



sera de 0.30 : en effet pour la plus longue membrure,  $L = 5m = 15.15$  pieds

$$I = \frac{50}{15.15 + 125} \geq 0.30$$

or  $I_{max} = 0.30$

- Selon le code S1-1988 à la clause 24 les barres soumises à des efforts qui changent de signe doivent être calculées pour un effort égal à chacun des efforts trouvés, augmenté de 50% du plus grand effort de signe contraire.

### Exemple de calcul

#### MEMBRURE 1-3

- Les ordonnées de la L.I. de la membrure sont à la page II-51
- La force transmise par l'entretoise est de 450 kN (charge vive)
- La charge morte composée du poids des traverses, des rails, des longerons et entretoises sera de:

rails : 0.25 kN  
 traverses : 0  
 Longerons :  
 entretoises : } 10.20

TOTAL : 11 kN .

- Effort de compression dans la membrure 1.3 dû aux charges vives :

$$C = 450 (0.70 + 0.40 + 0.10) = 540 \text{ kN}$$

- Effort de tension

$$T = 450 (0.20 + 0.50 + 0.40 + 0.30 + 0.20 + 0.10) \\ = 765 \text{ kN}$$

- Effort dû aux charges mortes

$$F = 11 \left[ -(0.70 + 0.40 + 0.10) + (0.20 + 0.50 + 0.40 + 0.30 + 0.20 + 0.10) \right] \\ = +5.5 \text{ kN (tension)}$$

En incluant l'effet d'impact et le correctif dû à la présence d'efforts de signe contraire, l'on

aura finalement:

$$T = 5.5 + 1.30 \left( 705 + \frac{540}{2} \right) = 1351 \text{ kN}$$

$$C = -5.5 + 1.30 \left( 540 + \frac{705}{2} \right) = 1194 \text{ kN}$$

En procédant de même pour toutes les autres membrures, on trouvera les efforts de tension et de compression maximaux dans chacune d'elles. Les résultats sont présentés au tableau suivant pour lequel les symboles suivants représentent:

MEMBR : MEMBRURE

LONG : Longueur de la membrure (Mètres)

$F_D$  : Effort dû aux charges mortes

$C_L$  : compression due aux charges vives

$T_L$  : Tension due aux charges vives

$T_{max}$  : Tension maximale

$C_{max}$  : Compression maximale.

MEMBR.	LONG M	$F_D$ KN	$C_L$ KN	$T_L$ KN	$T_{max}$ KN	$C_{max}$ KN
1-3	5	5.50	540	765	1351	1194
3-5	4.0	-2.50	1057.5	954	1926	1198
5-7	4.0	7.15	1215	922.5	1982	2187
7-9	4.0	35.42	238.5	1687.5	2385	1372
9-11	4.0	0	0	0	0	0
a-1		4.4	432	612	1081	955
1-2	6.0		801	810	1574	1568
2-3	4.0	-2.75	675	562.5	1168	1246
3-4	5.50	5.50	450	742.5	1264	1063
4-5	3.50	-13.97	652.5	13.50	428	871
5-6	5.0	0.22	270	495	820	673
6-7	3.0	12.54	382.5	715.5	1192	950
7-8	5.0	0.88	742.5	700.5	1402	1425
8-9	3.0	8.05	495	742.5	1294	1121

Tableau 1 : Résultats C et T

9-10	5.0	-17.8	1280	540	1504	2007
10-2	4.0	-220	9000	0	0	11920
2-4		-232	9495	0	0	12576
4-6		-214	8730	0	0	11563
6-8		-220	9000	0	0	11920
8-10		-313	12780	0	0	16927
-1' 1		-28.8	1170	0	0	1550
1'-3'	4.0	-28.95	1102.5	0	0	1461
3'-5'	4.0	-51.15	2092.5	0	0	2772
5'-7'	4.0	-70.62	2889	0	0	3827
7'-9'	4.0	-122.20	4995	0	0	6618
9'-11'	4.0	-60.50	2475	0	0	3278
6-1'	5.0	-28.80	1170	0	0	1550
1'-2'	5.8	38.81	0	1579.5	2092	0
2'-3'	4.2	-39.93	1647	13.50	1049	2190

Tableau 1...

MEMBR	LONG	$F_D$	$C_L$	$T_L$	$T_{max}$	$C_{max}$
3'-4'	5.3	34.10	13.5	1408.5	1874	899
4'-5'	3.5	-24.31	1062	67.5	754	1449
5'-6'	5.0	23.98	126	1107	1545	860
6'-7'	3.0	-10.34	870.5	247.5	748	1043
7'-8'	4.75	6.05	227.5	675	1162	989
8'-9'	2.00	1.32	414	468	879	842
9'-10'	4.5	-18.15	1057.5	315	1079	1598
10'-11'		25.30	450	1125	1780	1290
11'-13'		59.4	2430	0	0	3219
11'-C		-53.80	2610	0	0	3457
C-13'	2.0	-25.4	1080	0	0	1431
2'-4'	4.0	27.94	0	1143	1514	0
4'-6'	4.1	55.60	0	2277	3016	0
6'-8'	4.0	71.5	0	2925	3874	0

Tableau 1.

MEMBR	LONG (M)	$F_s$ (KN)	$C_L$ (KN)	$T_L$ (KN)	$T_{max}$ (KN)	$C_{max}$ (KN)
8'-10'	4.1	78.1	0	3195	4232	0
10'-C	5.0	82.7	0	2585	3398	0
10-11	2.5	18.59	279	1093.5	1822	1055

Tableau 1

### 2.6.4.3. DESIGN DES MEMBRURES.

Le design se fera par la méthode des contraintes admissibles.

Pour les éléments dont les efforts axiaux changent de signe, le design sera gouverné par le plus grand effort ; ensuite on vérifie la section choisie pour l'autre sollicitation.

#### Exemple

##### Design de la membrure 1.3

Les efforts de tension et de compression sont, selon l'exemple traité à la Page 64 :

$$T = 1351 \text{ kN}$$

$$C = 1194 \text{ kN}$$

Selon le code S1-1988, la contrainte admissible en traction est de :  $0.6 F_y$   
(S1-1988 clause 7.1)

De plus, on devra avoir  $0.6 F_y < 0.5 F_u$

Etant donné que nous prévoyons une utilisation d'acier soudable, l'acier



G40.21 M - 300 W conviendra.

On supposera que  $F_y = 300 \text{ MPa}$ .

- Calculons l'aire requise pour une tension de 1351 kN ( $A_T$ )

$$A_T = \frac{1351}{0.6 \times 300 \times 10^3} = 7506 \text{ mm}^2$$

- Dimensionnons la membrure 1-3 pour une compression de 1194 kN.

Longueur de la membrure : 4000 mm

$C = 1194 \text{ kN}$

Selon le "Metric Structural steel design data" en Page 3.28 "Allowable Axial load", la section requise pour reprendre en contraintes admissibles cette compression est:

W 310 x 79

- Vérification flambage

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} = \frac{1 \times 4000}{62.9} = 64$$

$$\frac{KL}{r} < 200 \quad : \quad \text{O.K.}$$

- Vérification pour la traction

Pour la section W 310 x 97, l'aire est :

$$A = 10100 \text{ mm}^2$$

L'aire requise pour la traction est :

$$A_T = 7506 \text{ mm}^2$$

Pour W310x97,  $A > A_T \rightarrow \text{o.k.}$

• Vérification limite d'élasticité de W310x97

Selon le Metric Structural Steel  
Design Data, en Page 3.28,  
 $F_y = 300 \text{ MPa}$ .

DESIGN O.K.

Toutes les autres membrures seront dimensionnées de la même manière.

Les résultats sont compilés dans le tableau suivant dans lequel les symboles suivants sont utilisés:

MEM: MEMBRURE

T: tension en kN

C: compression en kN

$A_T$ : Aire de la section de la membrure  
en  $\text{mm}^2$  requise pour la tension

$A$ : Aire de la section choisie en  
 $\text{mm}^2$

$L$ : Longueur de la membrure en  
metres

$r$ : rayon de giration

Tableau 2 : RESULTATS DES SECTIONS

MEM. Ligne	(M)	T	(KN)	A <sub>1</sub>	(mm <sup>2</sup> )	C	(KN)	SECTION	(mm <sup>2</sup> )	A	(mm <sup>2</sup> )
1-3	4.0	1351	7505	1194	W 340x79	10100	64				
3-5	4.0	1926	10700	1998	W 340x107	13600	52				
5-7	4.0	1982	11012	2187	W 340x118	15000	52				
7-9	4.0	2385	13250	1372	W 250x115	14600	64				
9-11	4.0										
2-1	5.0	1084	6006	955	W 340x74	9490					
1-2	6.0	1574	8745	1568	W 340x107	13600	73				
2-3	4.0	1168	6489	1246	W 250x73	9280	62				
3-4	5.5	1254	7023	1063	W 250x73	9280	62				
4-5	3.5	428	2378	871	W 250x58	7420	68				
5-6	5.0	820	4556	673	W 250x58	7420	68				
6-7	3.0	1192	6623	950	W 250x58	7420	68				
7-8	5.0	1402	7789	1425	W 250x89	11400	74				
8-9	3.0	1294	7189	1121	W 340x67	8540	55				

Tableau 2

MEM LONG	(M)	T	(KN)	A <sub>T</sub>	(m <sup>2</sup> )	C	(kV)	SECTION	A	(m <sup>2</sup> )	L	(m)
9-10	5.0	1504	8356	2007	W 340x67	8510	60					
- 2	4.0	0	11920	11920	W 550x820	92000	30					
2.4	0	0	12575	12575	W 550x620	92000	30					
4.6	0	0	14563	14563	W 550x620	92000	30					
6.8	0	0	11920	11920	W 550x620	92000	30					
8.10	0	0	10927	10927	W 550x720	92000	29					
6.1	5.0	0	1550	1550	W 340x97	12300	52					
1.3	4.0	0	1461	1461	W 340x86	11000	63					
3.5	4.0	0	2772	2772	W 340x158	20100	54					
5.7	4.0	0	3827	3827	W 340x226	28900	50					
7.9	4.0	0	6616	6616	W 550x358	49100	43					
9.11	4.0	0	3278	3278	W 340x179	22800	51					
6.1	4.0											
1.2	5.8	2092	11523	0	W 340x97	12300						

MEM	LONG (M)	T (kw)	A <sub>T</sub> (mm <sup>2</sup> )	C (kw)	SECTION	A	L T
2'-3'	4.2	1049	5828	2190	W 250 x 131	16700	83
3'-4'	5.3	1874	10412	899	W 250 x 89	11400	82
4'-5'	3.5	754	4189	1449	W 310 x 79	10100	56
5'-6'	5.0	1545	8584	860	W 250 x 73	9280	78
6'-7'	3.0	748	4156	1043	W 250 x 58	7420	60
7'-8'	4.7	1162	6456	989	W 250 x 73	9280	74
8'-9'	2.6	879	4884	842	W 250 x 49	6520	53
9'-10'	4.5	1079	5995	1598	W 310 x 97	12300	
10'-11'	2.2	1780	9889	1290	W 310 x 79	10100	
11'-13'		0		3219	W 310 x 179	22800	
11'-C		0		3457	W 310 x 225	28900	
C-13'	2.0	0	0	1431	W 250 x 80	10200	31
2'-4'	4.0	1514	8412	0	W 310 x 67	8510	82
4'-6'	4.1	3016	15756	0	W 310 x 143	18200	53

Tableau 2

MEM	LONG (M)	T (KN)	A <sub>T</sub> (mm <sup>2</sup> )	C (KN)	SECTION	A (mm <sup>2</sup> )	$\frac{L}{r}$
6'-8'	4.0	3016	21523	0	W 310 x 179	22800	51
8'-10'	4.1		23512	0	W W F 350 x 192	24400	45
10'-C	5.0	3398	18878	0	W 310 x 158	20100	63
10-11	2.5	1822	9012	1055	W 250 x 73	9280	39

Tableau 2 .

3

CONCLUSION  
ET  
DISCUSSIONS



LA Conception d'un pont suivant des critères de GENIE ne se limite pas au design des éléments du tablier et à celui des poutres principales.

Cela est d'autant plus vrai que les autres parties du pont qui n'ont pas fait l'objet d'une étude dans ce rapport peuvent constituer des sujets de projet de fin d'études :

- Etude de l'infrastructure du pont.
- Etude des assemblages
- Etude des systèmes de contreventements
- Analyse économique du projet
- Etude des fondations.

Cependant, la superstructure reste l'élément névralgic de toute étude de pont en raison de l'analyse structurale basée sur les lignes d'influence qu'elle requiert.

La diversité des systèmes possibles pour des contraintes données donne la mesure de l'importance du critère d'économie pour un projet. C'est sous cet aspect qu'une étude comparative entre nos résultats et ceux de notre collègue Mamadou L. Diouf qui a "designé" un pont pour des conditions naturelles et une utilisation identiques aux nôtres pourrait s'avérer enrichissante.

L'effet de l'arc dans le treillis a été positif, en

ce sens que les efforts dans les membrures ont été inférieurs à ceux qu'aurait supportés un treillis droit dans les mêmes conditions de chargement.

En tout état de cause, un concepteur ne pourrait passer outre les suggestions des voies autorisées en raison du fait que la diversité du sujet lui impose de chiffrer une multitude d'éléments, faute de quoi son effort intellectuel est rendu caduc.

Cette multitude d'éléments à chiffrer requiert un délai supérieur à celui alloué à la présente étude, à telle enseigne que les autorités pédagogiques de l'Ecole Polytechnique de Thiès devraient peut-être <sup>repenser</sup> l'organisation du temps relatif aux projets de fin d'études.

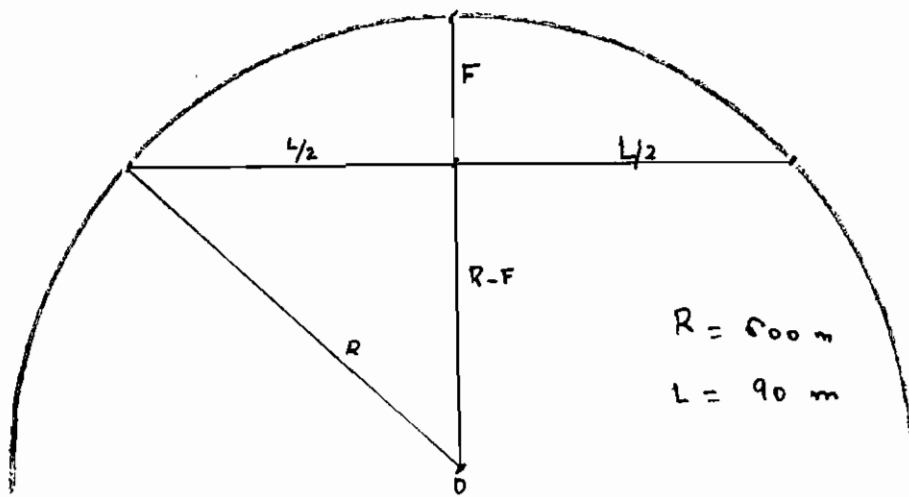
Que DIEU conduise l'Ecole Polytechnique de Thiès !

## BIBLIOGRAPHIE

- TALL, Lambert : "Structural Steel Design", 2<sup>e</sup> ed
- GAYLORD, E.H and GAYLORD, C.M : "Design of steel Structures", ed Mc Graw-Hill
- "Manual of bridge design", 3<sup>e</sup> ed, state of California, Bridge department
- "Metric structural steel design data", 1<sup>ere</sup> ed.
- Code S1. 1988 "Steel Railways Bridges"
- GRATTESAT, Guy : "Conception des Ponts", ed Eyrolles 1978
- ALIAS, Jean : "La voie ferrée", ed Eyrolles 1977
- SENI, Aefio : "Cours de Ponts", 3<sup>e</sup> ed EPM 1975
- LUPIEN, Roger : Notes de cours STRUC 4.11, EPT 1980 - 1981
- INSTRUCTION GENERALE I - 49 - 402, pour le calcul des ouvrages sous voies ferrées.

4

ANNEXES

ANNEXE IRAPPEL DE CALCUL

Théorème de Pythagore :

$$\begin{aligned} \left(\frac{L}{2}\right)^2 + (R-F)^2 &= R^2 \Rightarrow R^2 - (R-F)^2 = \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\ &\Rightarrow (R-R+F)(R+R-F) = \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\ &\Rightarrow F(2R-F) = \left(\frac{L}{2}\right)^2 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow 2RF - F^2 = \left(\frac{L}{2}\right)^2$$

$$F^2 \approx 0 \Rightarrow 2RF = \left(\frac{L}{2}\right)^2$$

$$\Rightarrow F = \frac{L^2}{8R} = \frac{(90)^2}{8 \times 600} = 1.69 \text{ m}$$

## ANNEXE II: LIGNES D'INFLUENCE

### Théorie générale

Les lignes d'influence servent à déterminer les sollicitations maximales dues aux charges mobiles dans une structure donnée.

Si la position de la charge est connue, les sollicitations maximales peuvent être obtenues directement des lignes représentatives de moment, effort tranchant ou effort axial.

Dans le cas de charges mobiles, on doit d'abord déterminer la position de la charge qui donne la sollicitation maximale. C'est ce problème complexe que les lignes d'influence résolvent d'une manière simple et élégante.

### Définition

On appelle ligne d'influence (L.I.) la représentation graphique des efforts dans une section donnée d'un élément de structure, ou du déplacement d'un point de cette structure, en fonction de la position de la charge.

En d'autres termes, La L.I. du moment de flexion  $M$  (ou de l'effort tranchant  $V$ , de la réaction  $R$ ) à un point donné "n" est une courbe dont l'ordonnée "y" en un point quelconque "x" est égale au moment de flexion  $M$

(ou  $V$  ou  $R$ ) en "n" quand une charge unitaire est appliquée au point "x". Cela veut dire que toutes les ordonnées de la L.I. représentent le moment de flexion  $M$  (ou  $V$  ou  $R$ ) au même point "n" pour une charge unitaire mobile.

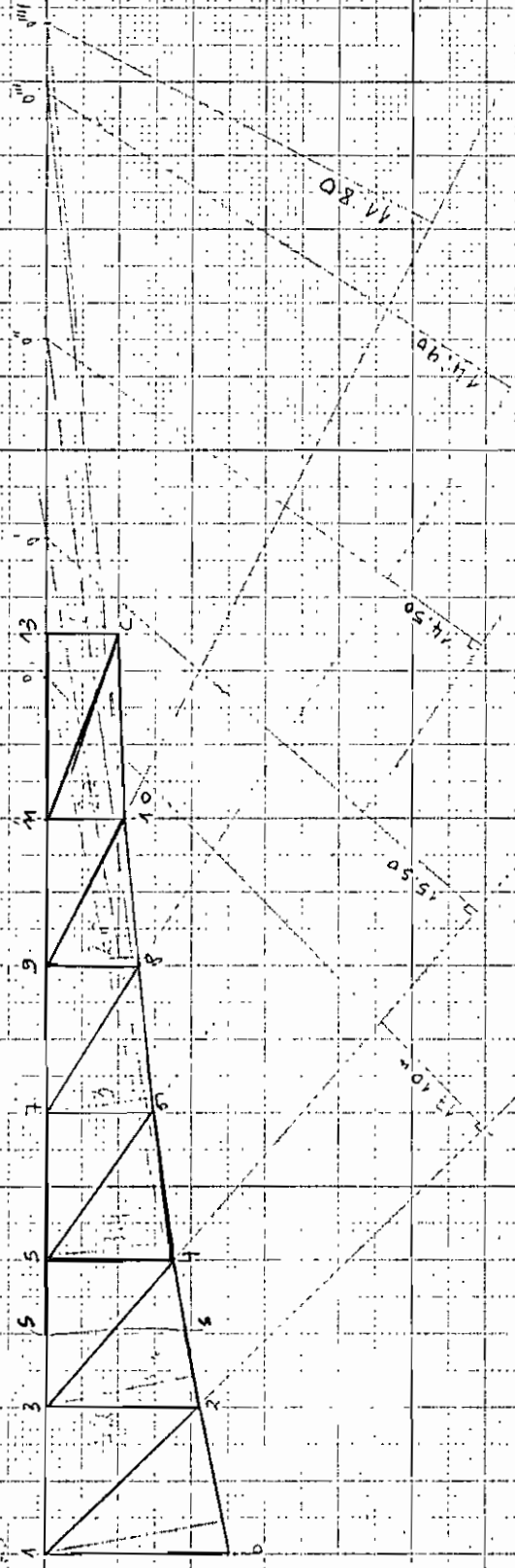
Les L.I. peuvent être construites pour les moments, les efforts tranchants, les efforts axiaux, les réactions d'appuis, les déplacements à n'importe quel point d'une structure isostatique ou hyperstatique. En général, la L.I. est une fonction linéaire dans le cas des structures statiquement déterminées.

### Construction des L.I.

Les L.I. peuvent être construites suivant plusieurs méthodes dont les plus usuelles sont :

- la méthode des points fixes
- la méthode de réciprocité de Maxwell
- la méthode de distribution des moments de HARDY-CROSS.

Pour un treillis isostatique pour lequel il faut construire la L.I. pour chaque membrure, la méthode mathématique est la plus appropriée.

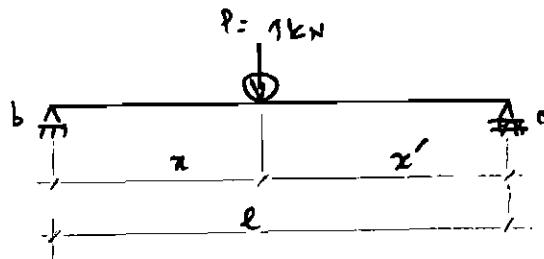




Exemple: Travée extérieure de droite (Page suivante)

- Calcul de la L.I. de la réaction en b et c

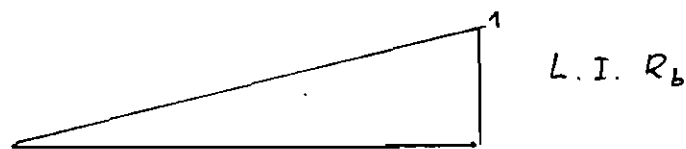
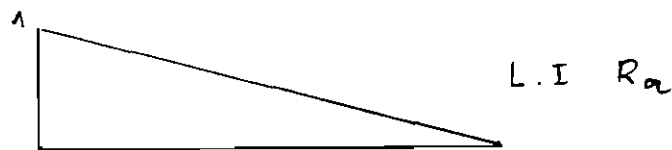
Pour une charge de 1 kN qui se déplace entre b et c, les deux réactions peuvent être calculées comme celles aux appuis d'une poutre simplement appuyée :



$$R_a = \frac{1 \times x'}{l}$$

$$R_b = \frac{1 \times x}{l}$$

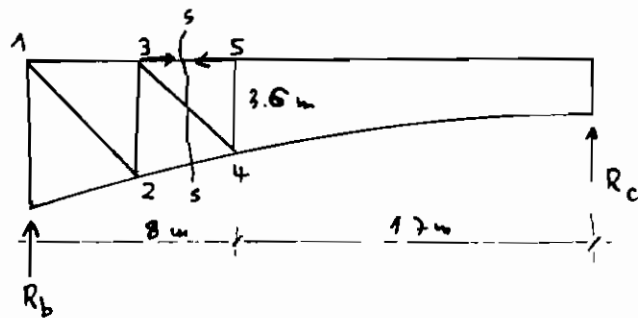
Ce sont là des équations de droite et les L.I seront :



• L.I  $F_{3-5}$

On fait la coupe s-s et on calcule le moment des forces par rapport au nœud 4.

Le système devient:



$P = 1 \text{ kN}$  se déplaçant à droite de s

$$\sum M/4 = 0 = F_{3-5} \times 3.6 + R_b \times 8$$

$$\Rightarrow F_{3-5} = \frac{-8 R_b}{3.6} \text{ [Compression]}$$

$P = 1 \text{ kN}$  se déplaçant à gauche de s

$$\sum M/4 = 0 = -F_{3-5} \times 3.6 - R_c \times 17$$

$$\Rightarrow F_{3-5} = \frac{-17 R_c}{3.6}$$

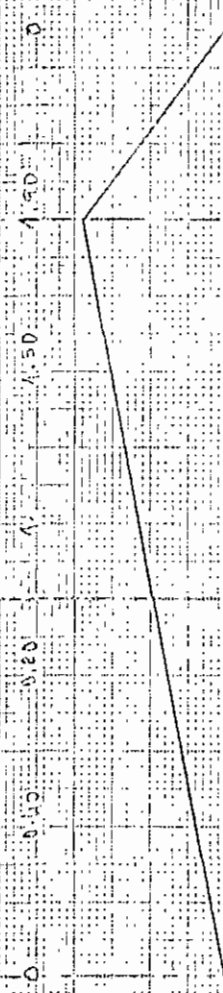
Donc : à droite de s, L.I  $F_{3-5} = -L.I R_b \times \frac{8}{3.6}$

à gauche de s, L.I  $F_{3-5} = -L.I R_c \times \frac{17}{3.6}$

Ainsi, analytiquement, on calcule les L.I et on obtient:

170 C - 1000 - 1200

L.I. F 10-c



II - 5



L.I. F<sub>10</sub>-11'

Echelle horizontale: 1cm = 2m

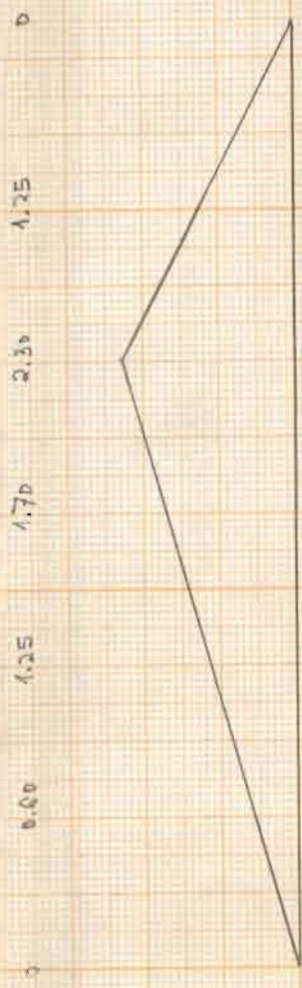
Echelle verticale: 1cm = 1m

H - 6



8.10  
New  
1K5

L. I. F 8' 10"



II-7

Handwritten notes in the top left corner, including "L. I. F. 8", "1000", "2000", and "1000".

L. I. F. 8'

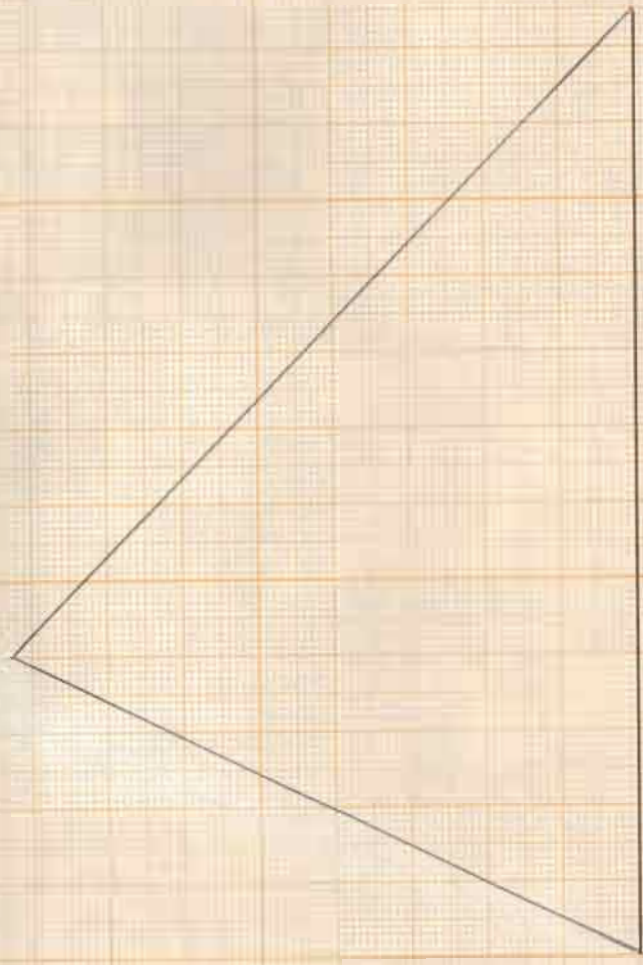


II-8



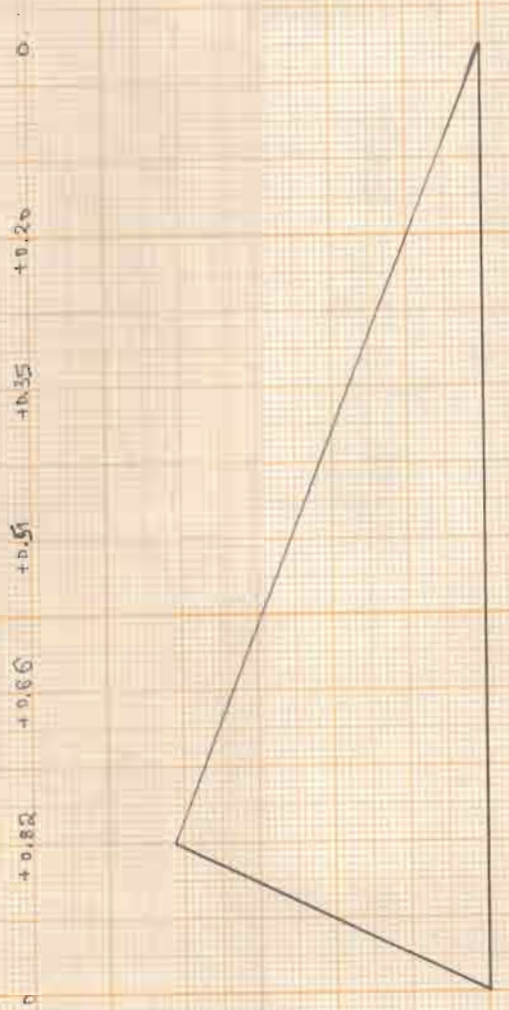
L. E. F. H. - 5'

0      + 0.20      1.05      1.25      0.87      0.48      0



II-9

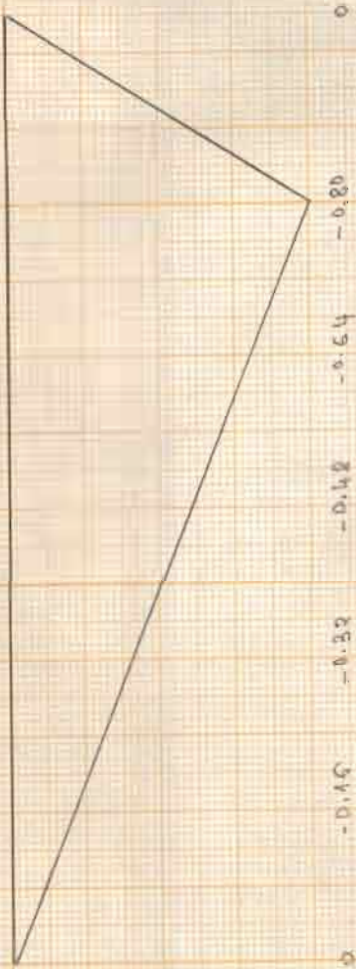
L.I.F 2'-4'



2'.4"



L. K. F. A. 3 - C



L.I F1A-C

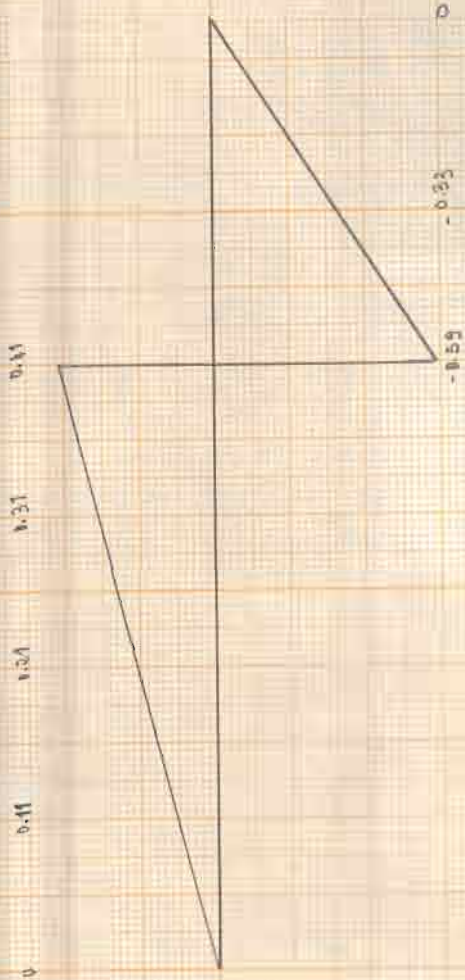




1. 100 = 20  
plant

L.I. Fa-10





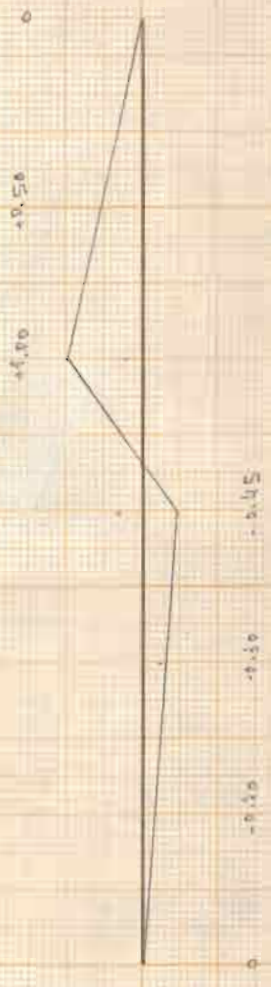
1

L. I F 9. P

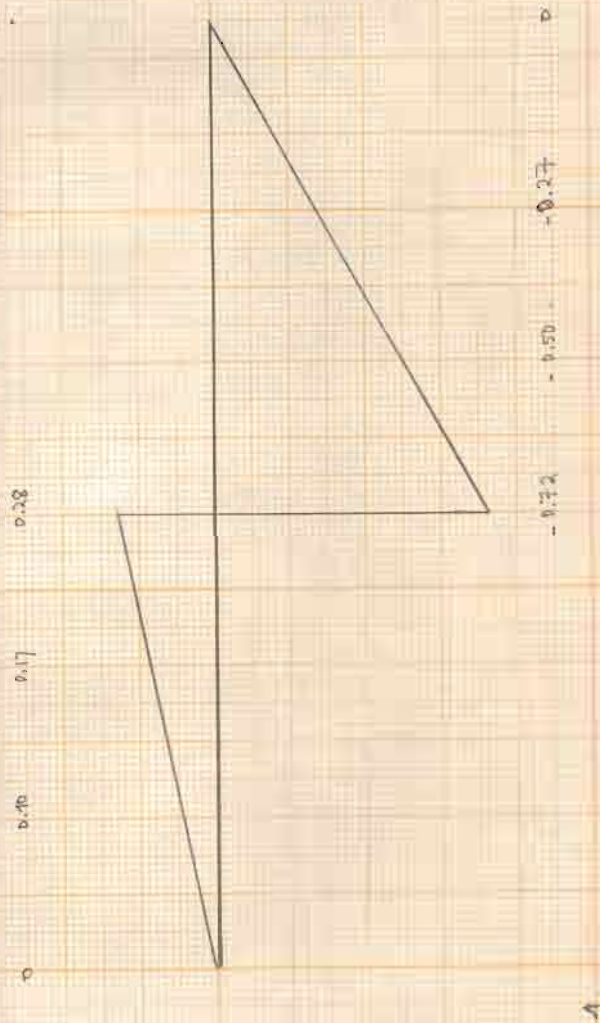


L.I.F

L.I.F 7'-8'



L.I. F7'6'



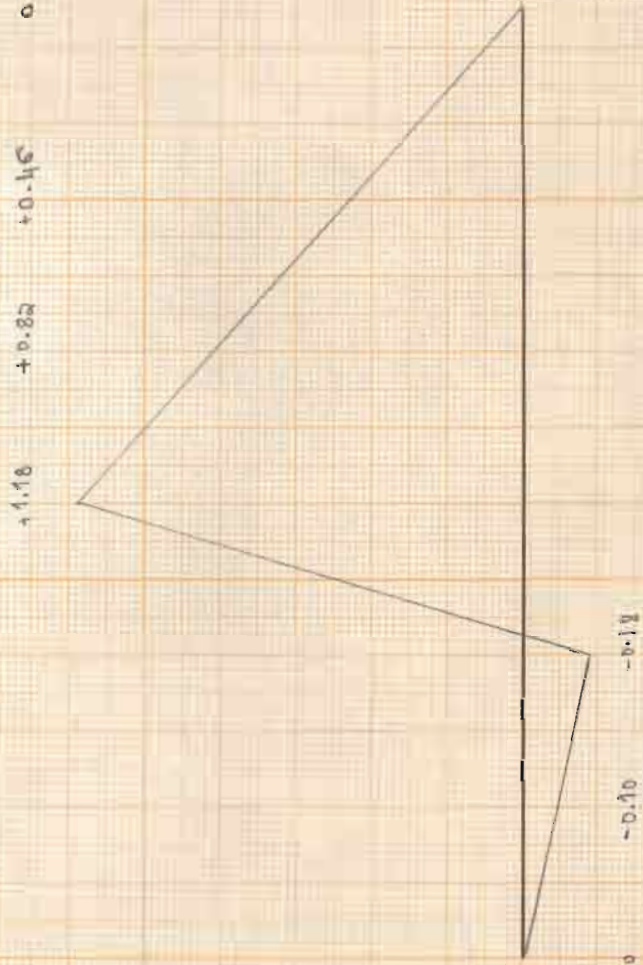
II-16



L.I F5'0'

Echelle horizontale : 1cm :

Echelle verticale : 1cm :

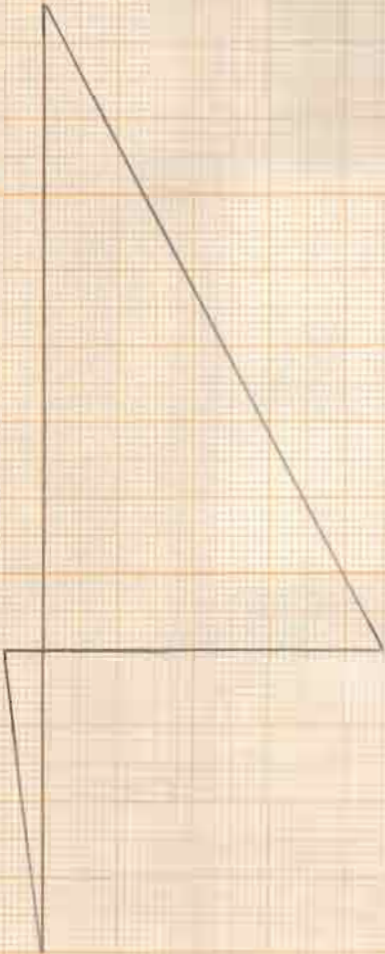




L.I F<sub>S</sub>'4'

I-18

0 0.05 0.10



0 0.05 0.10 0.15 0.20 0

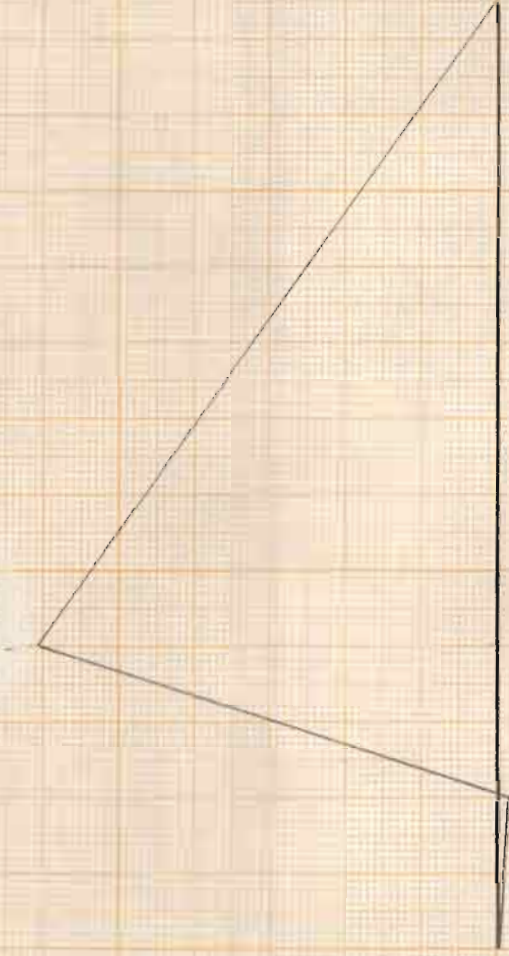


L.I F<sub>3-4</sub>

Echelle horizontale = 1cm = 2m

Echelle verticale = 1cm = 10m

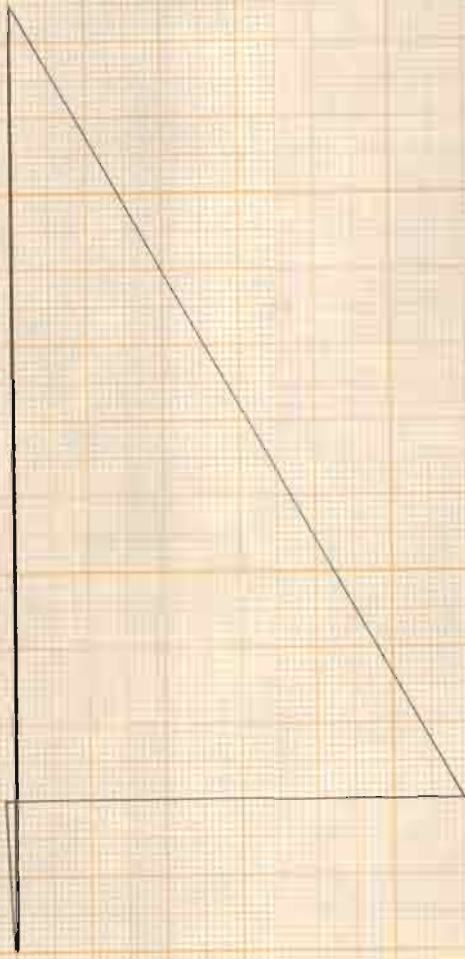
+1.20    +0.92    +1.54    +0.36    0



3.21

+0.03

L.I. F<sub>2'-3'</sub>



-1.18

-0.96

-0.74

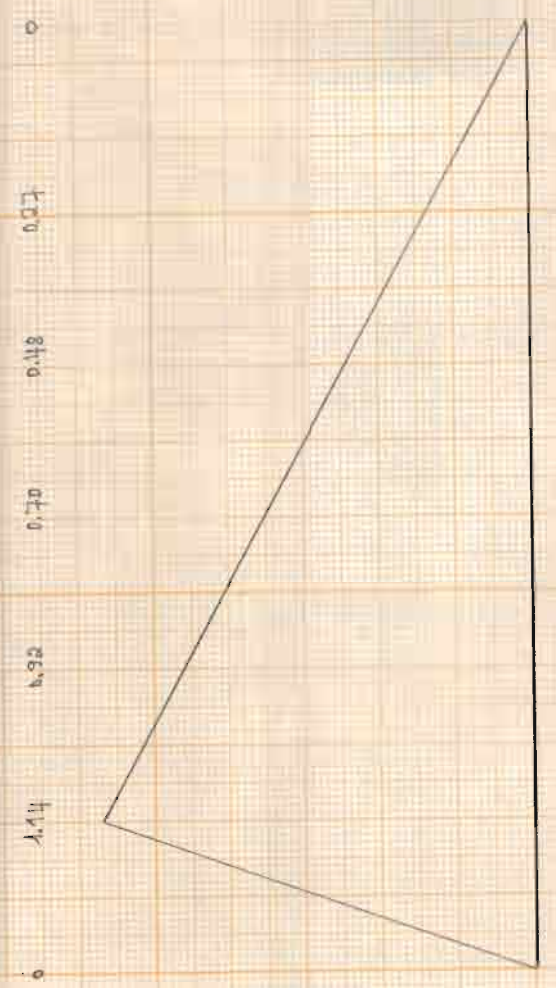
-0.50

-0.28

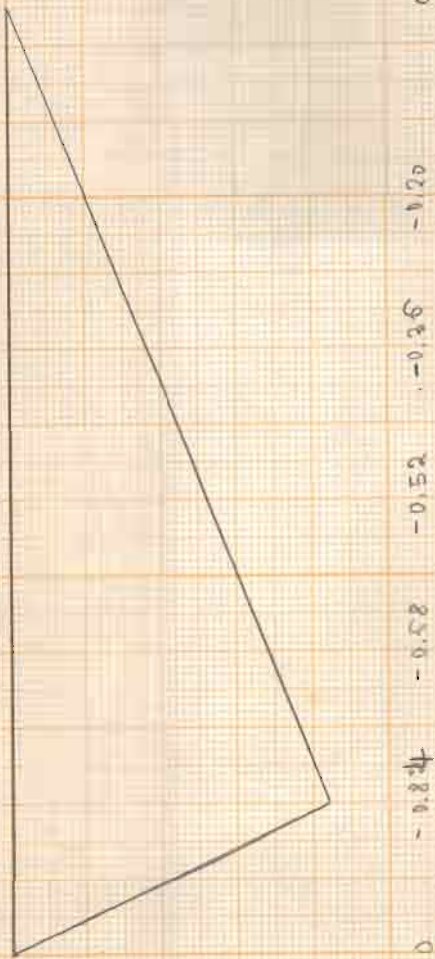
0



L.F. FM'-2'



L.F.F.V'-b



1



L.I F JJ' - 13'



L.I F 9' - 11'



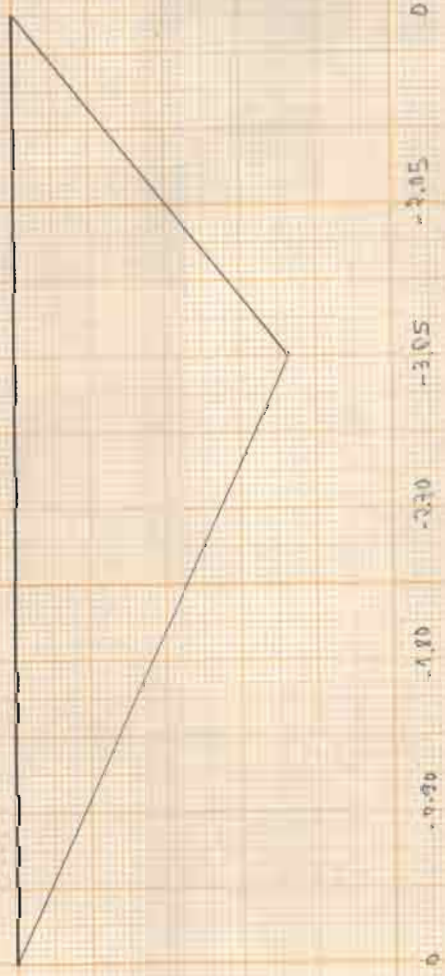
9.11 1.00 2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 7.00 8.00 9.00 10.00 11.00 12.00 13.00 14.00 15.00 16.00 17.00 18.00 19.00 20.00 21.00 22.00 23.00 24.00 25.00 26.00 27.00 28.00 29.00 30.00 31.00 32.00 33.00 34.00 35.00 36.00 37.00 38.00 39.00 40.00 41.00 42.00 43.00 44.00 45.00 46.00 47.00 48.00 49.00 50.00 51.00 52.00 53.00 54.00 55.00 56.00 57.00 58.00 59.00 60.00 61.00 62.00 63.00 64.00 65.00 66.00 67.00 68.00 69.00 70.00 71.00 72.00 73.00 74.00 75.00 76.00 77.00 78.00 79.00 80.00 81.00 82.00 83.00 84.00 85.00 86.00 87.00 88.00 89.00 90.00 91.00 92.00 93.00 94.00 95.00 96.00 97.00 98.00 99.00 100.00



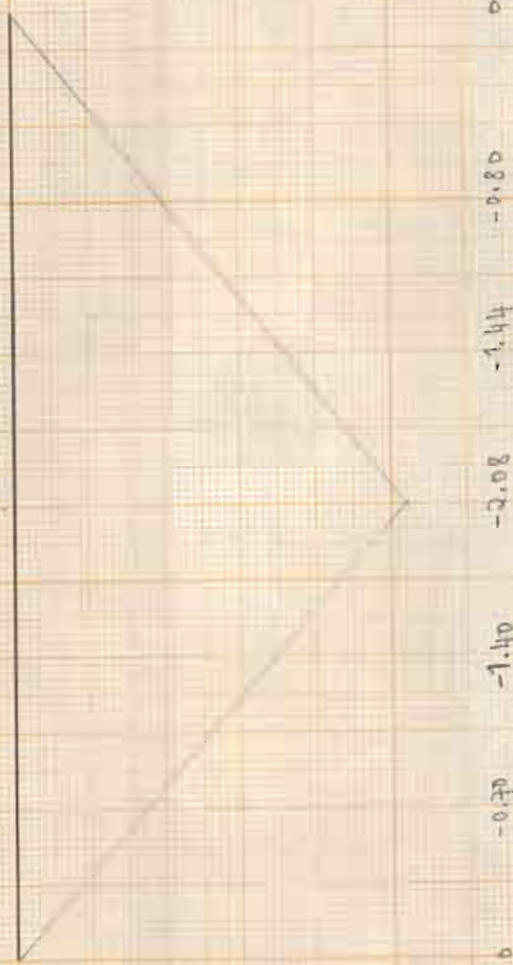
L.I. F<sub>7-1</sub>

Ech. horizontale: 1cm = 2m

Ech. verticale: 1cm = 1m

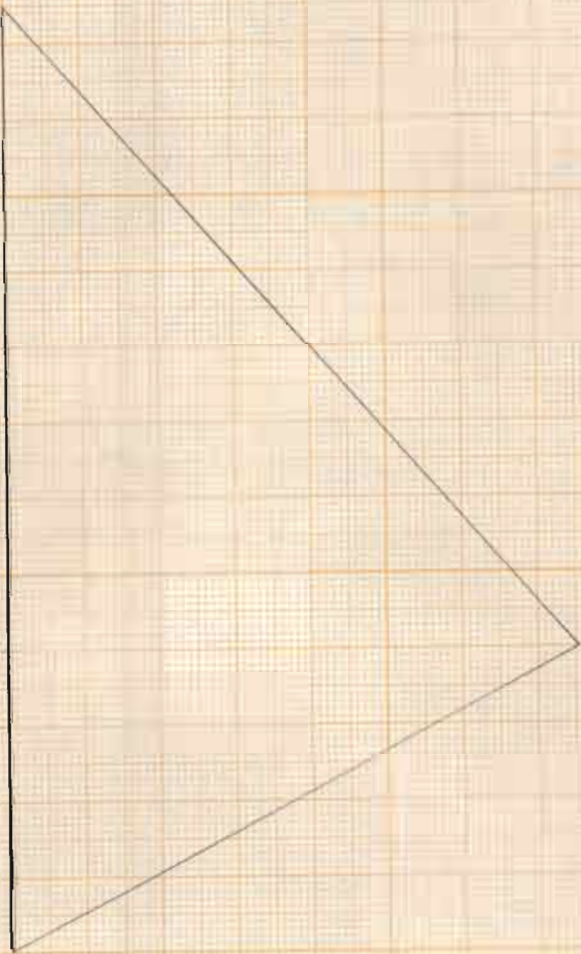


L.I.F.S'-7



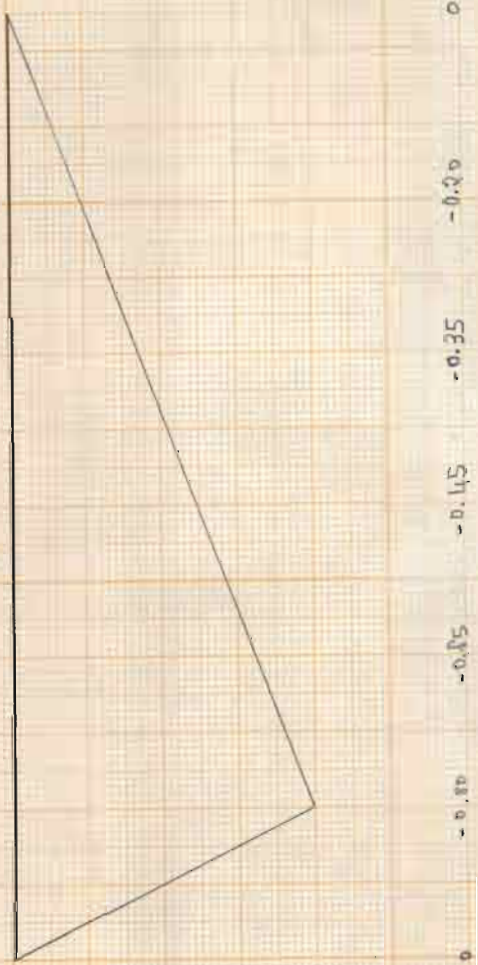


L.I F 3'-5'



0  
 0.75  
 1.50  
 2.25  
 3.00  
 3.75  
 4.50  
 5.25  
 6.00  
 6.75  
 7.50  
 8.25  
 9.00  
 9.75  
 10.50  
 11.25  
 12.00  
 12.75  
 13.50  
 14.25  
 15.00  
 15.75  
 16.50  
 17.25  
 18.00  
 18.75  
 19.50  
 20.25  
 21.00  
 21.75  
 22.50  
 23.25  
 24.00  
 24.75  
 25.50  
 26.25  
 27.00  
 27.75  
 28.50  
 29.25  
 30.00  
 30.75  
 31.50  
 32.25  
 33.00  
 33.75  
 34.50  
 35.25  
 36.00  
 36.75  
 37.50  
 38.25  
 39.00  
 39.75  
 40.50  
 41.25  
 42.00  
 42.75  
 43.50  
 44.25  
 45.00  
 45.75  
 46.50  
 47.25  
 48.00  
 48.75  
 49.50  
 50.25  
 51.00  
 51.75  
 52.50  
 53.25  
 54.00  
 54.75  
 55.50  
 56.25  
 57.00  
 57.75  
 58.50  
 59.25  
 60.00  
 60.75  
 61.50  
 62.25  
 63.00  
 63.75  
 64.50  
 65.25  
 66.00  
 66.75  
 67.50  
 68.25  
 69.00  
 69.75  
 70.50  
 71.25  
 72.00  
 72.75  
 73.50  
 74.25  
 75.00  
 75.75  
 76.50  
 77.25  
 78.00  
 78.75  
 79.50  
 80.25  
 81.00  
 81.75  
 82.50  
 83.25  
 84.00  
 84.75  
 85.50  
 86.25  
 87.00  
 87.75  
 88.50  
 89.25  
 90.00  
 90.75  
 91.50  
 92.25  
 93.00  
 93.75  
 94.50  
 95.25  
 96.00  
 96.75  
 97.50  
 98.25  
 99.00  
 99.75  
 100.00

L. I. F. A. 1-2'





L.I. R<sub>c</sub>



Y<sub>c</sub>

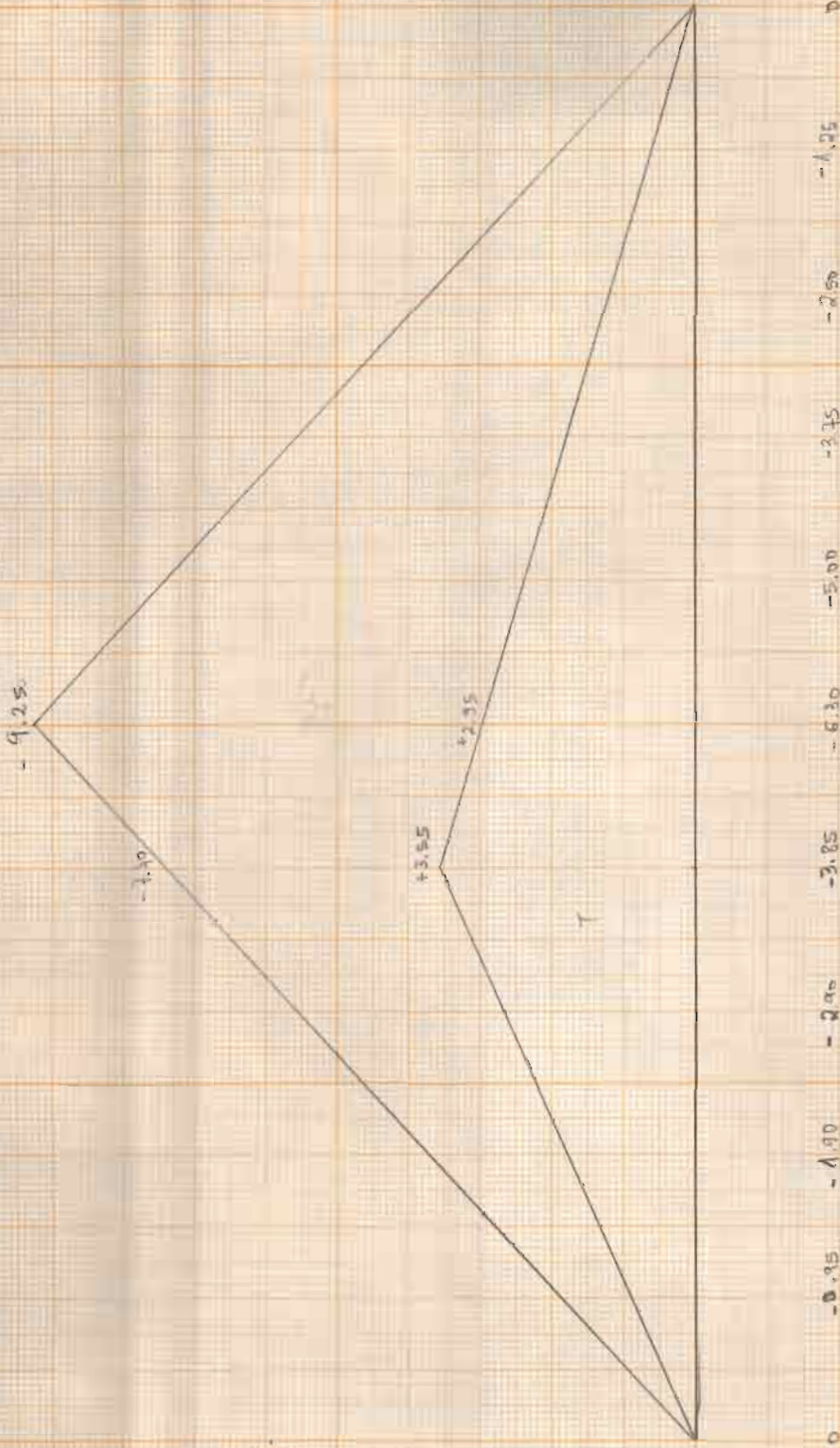
$y_a$  L.I R<sub>b</sub>

L.I



I-30



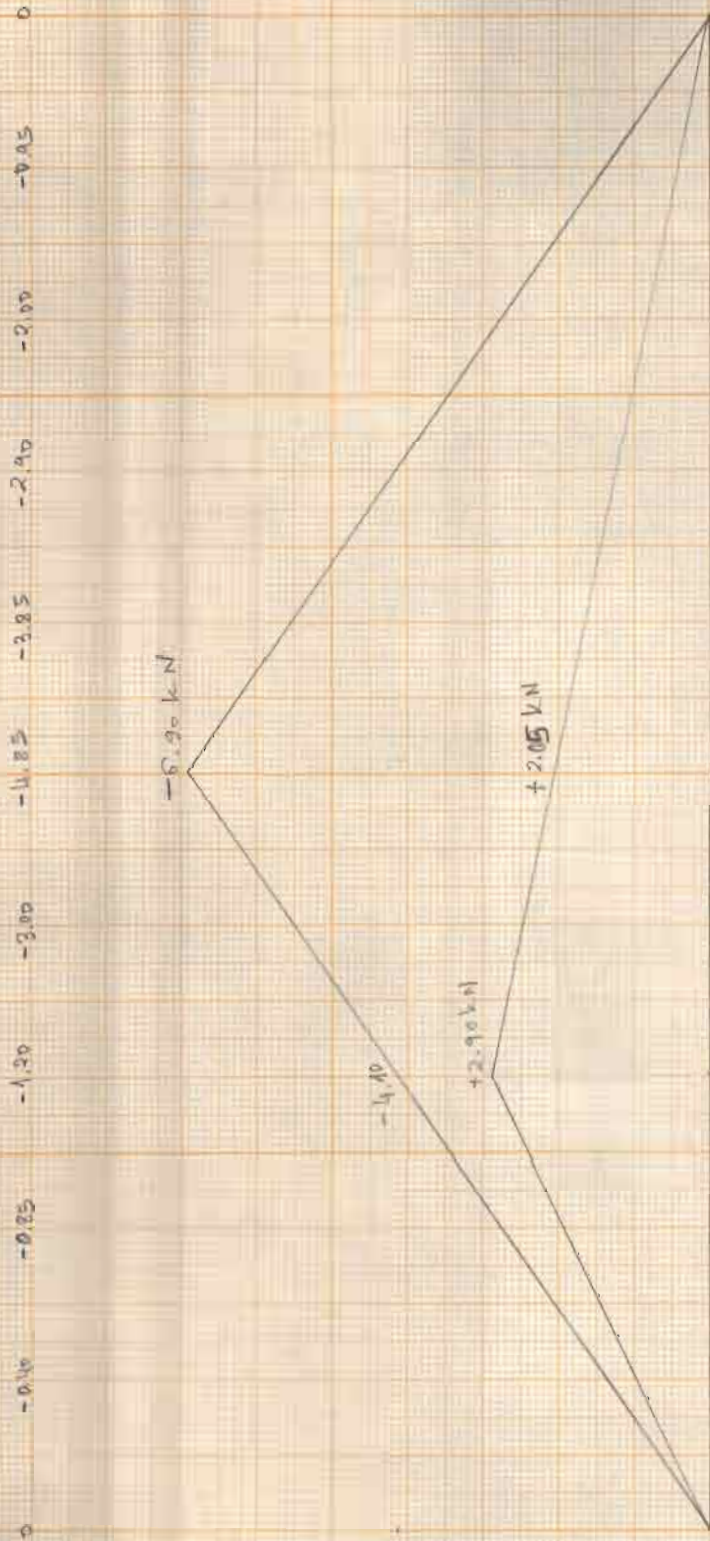


L.I. F8-12

Echelle horizontale : 1cm = 2m

Echelle verticale : 1cm = 1kN





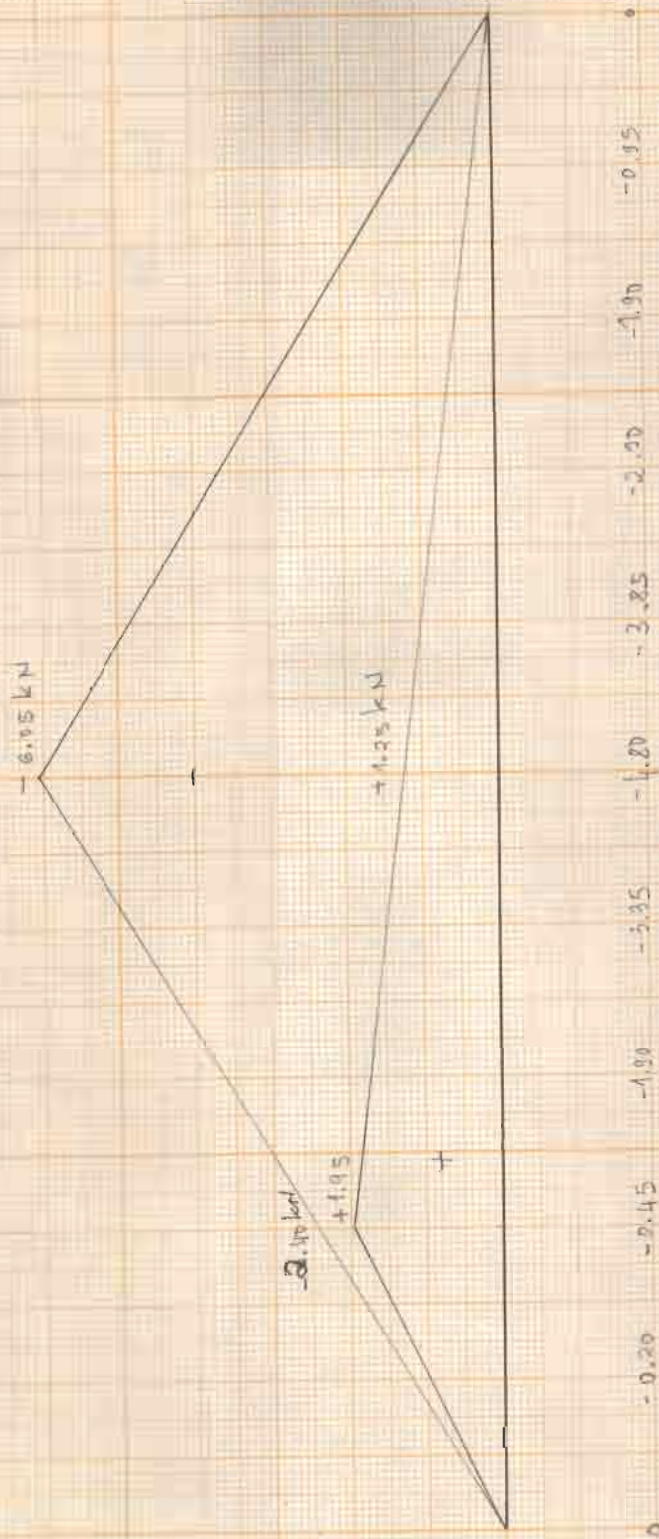
L.I F<sub>0.8</sub>  
Echelle horizontale: 1 cm = 2 m  
Echelle verticale: 1 cm = 1 kN



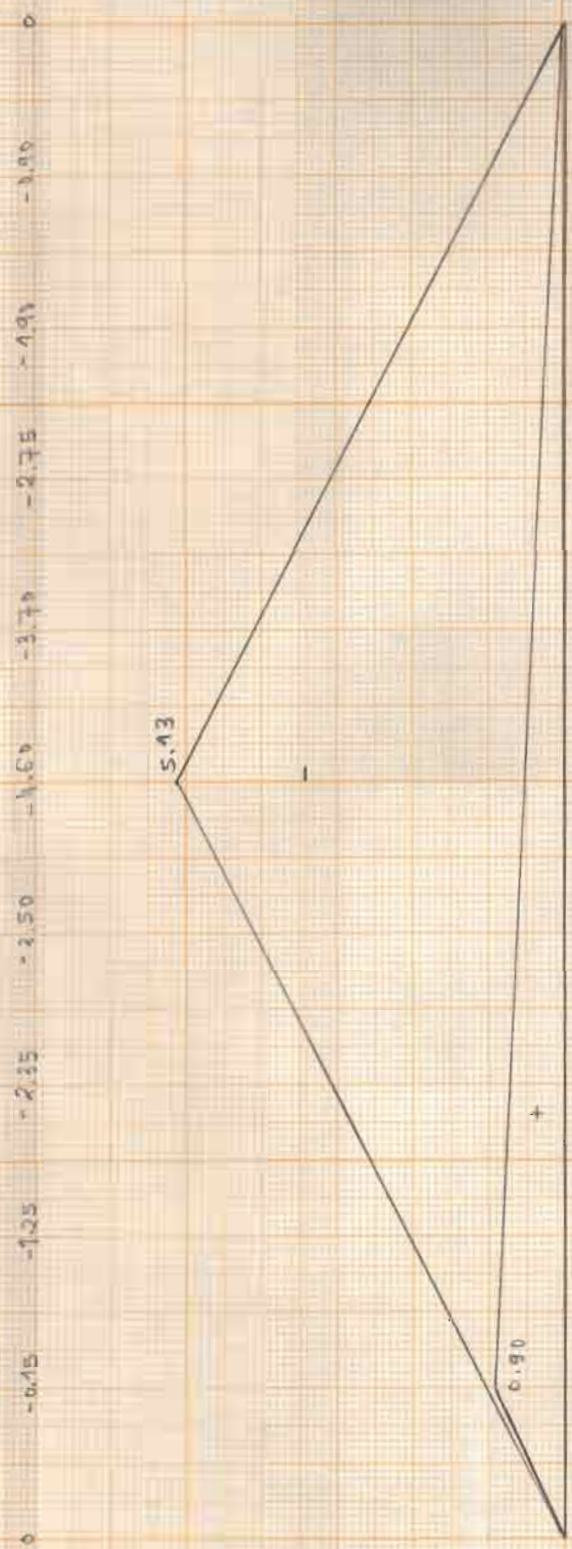
L.1 F<sub>4-6</sub>

Echelle horizontale : 1cm = 2m

Echelle verticale : 1cm = 1kN







L.I. F2.4

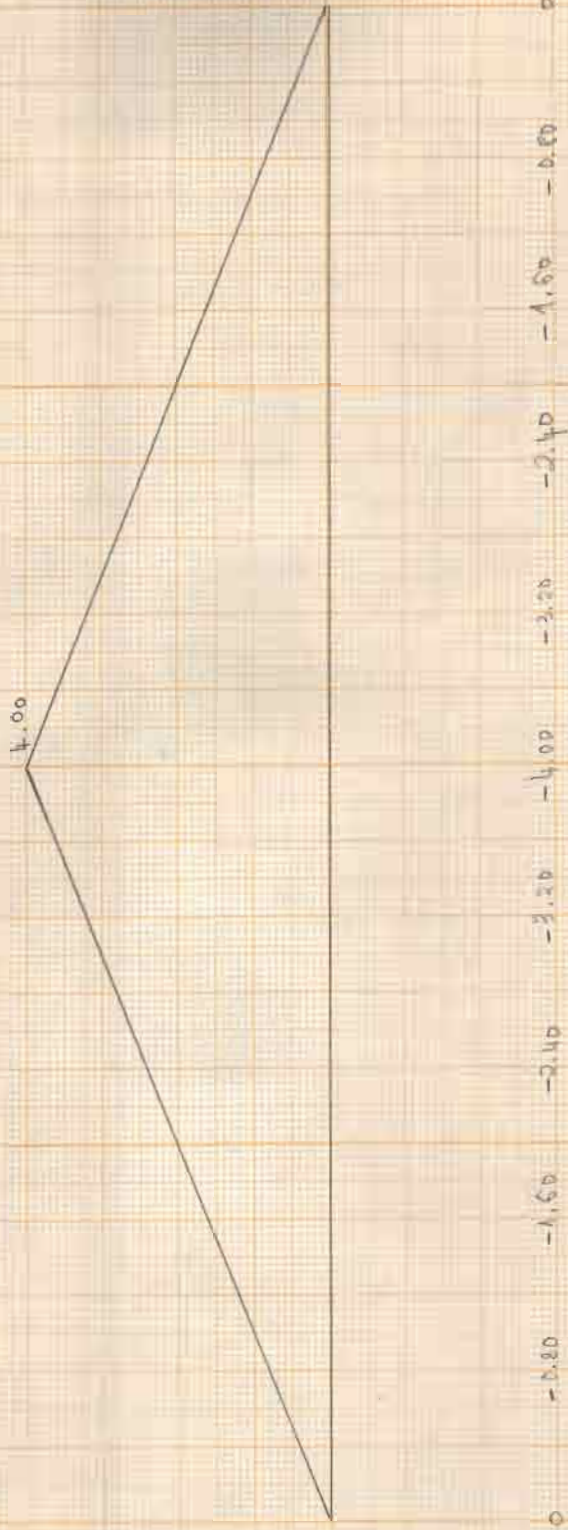
Ech. horizontales:  $1 \text{ cm} = 2 \text{ m}$   
 Echelle verticale:  $1 \text{ cm} = 1 \text{ km}$

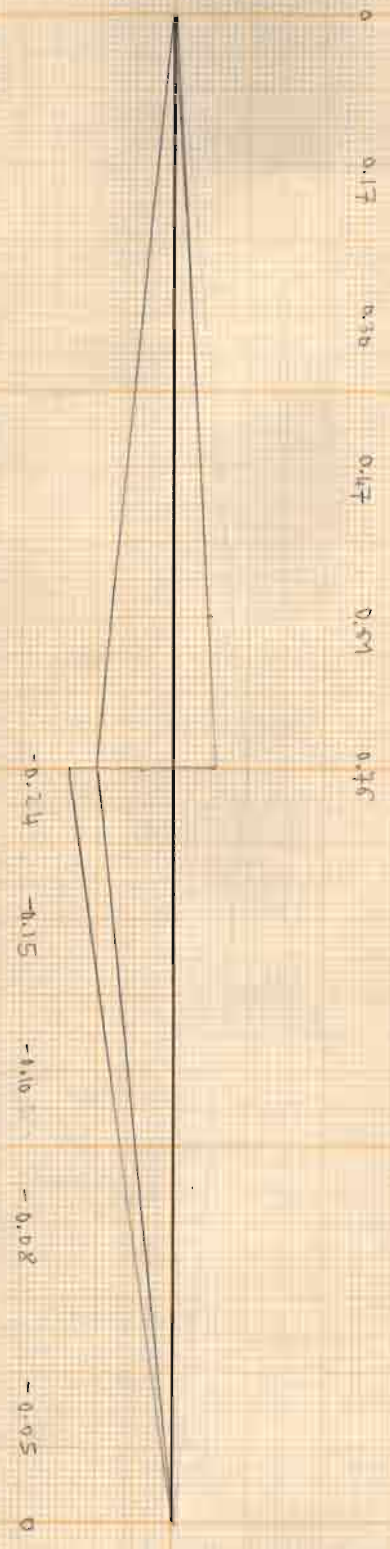


L.I. Fa.2

Ech. horizontale: 1cm = 2m

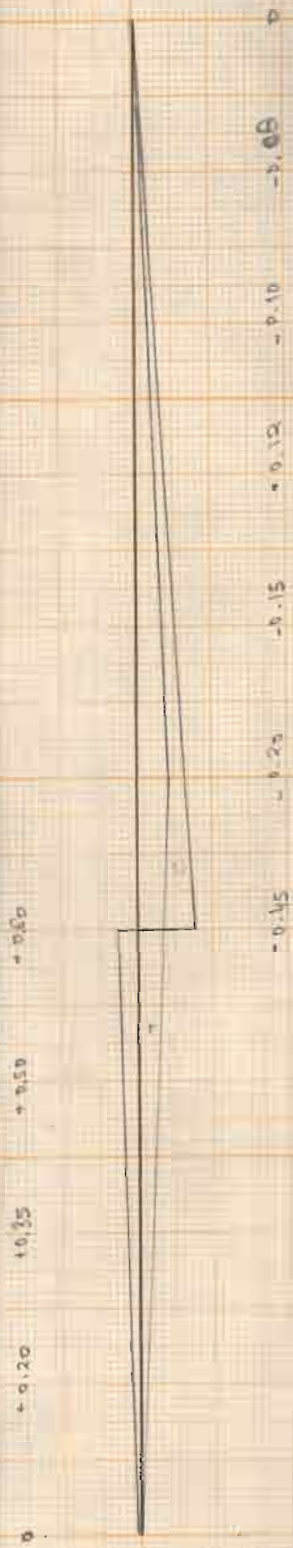
Ech. verticale: 1cm = 1kN





L.I Form





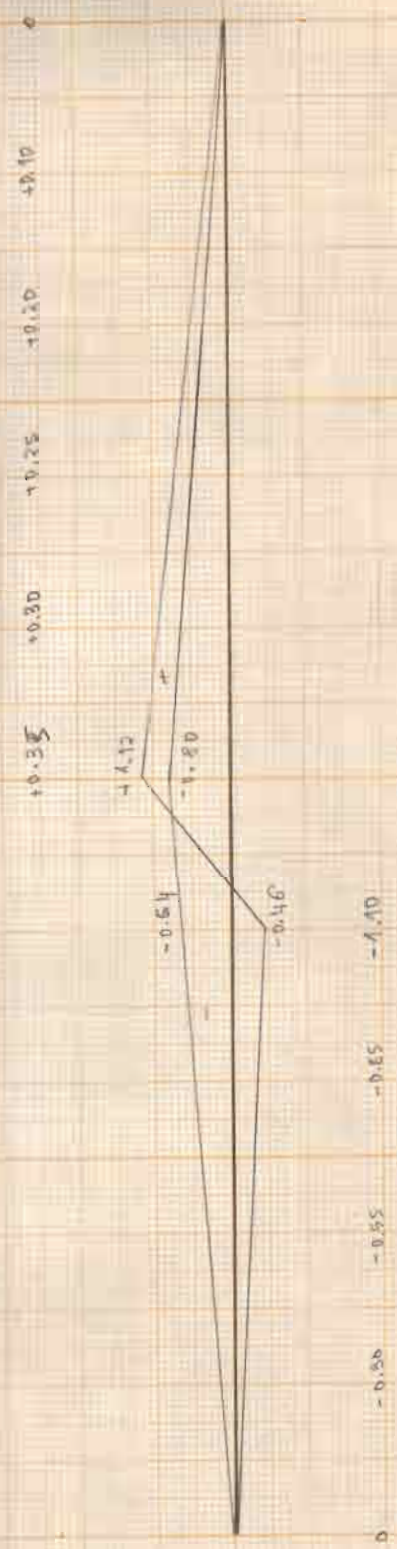
L.I. F<sub>g.8</sub>  
Echelle horizontale: 1cm = 2m  
Echelle verticale: 1cm = 1kN

2.10

L.I. Fg-10

Echelle horizontale: 1cm = 2m

Echelle verticale: 1cm = 1kN



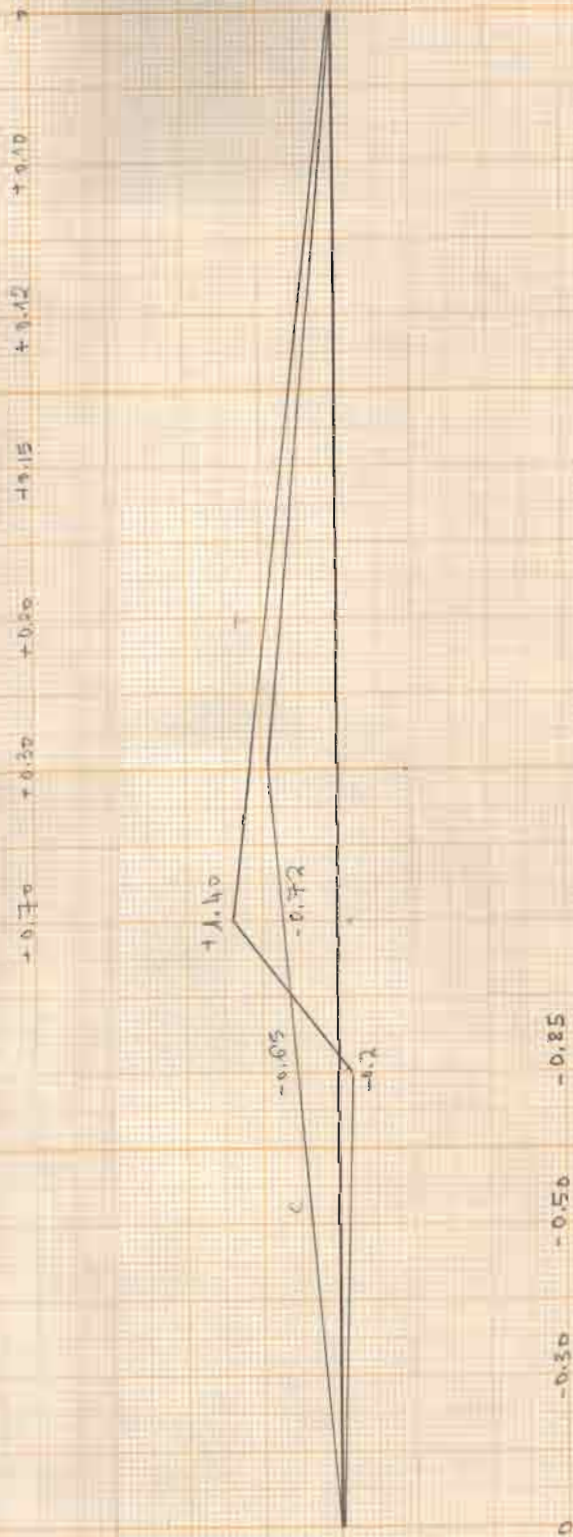


7.8

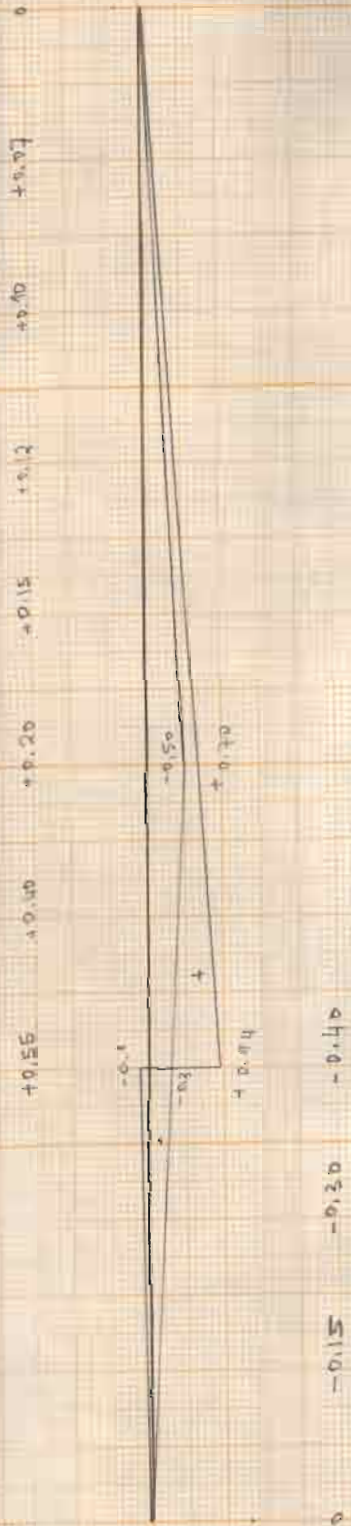
L.I F7.8

Echelle horizontale:  $1\text{cm} = 2\text{m}$

Echelle verticale:  $1\text{cm} = 1\text{kN}$







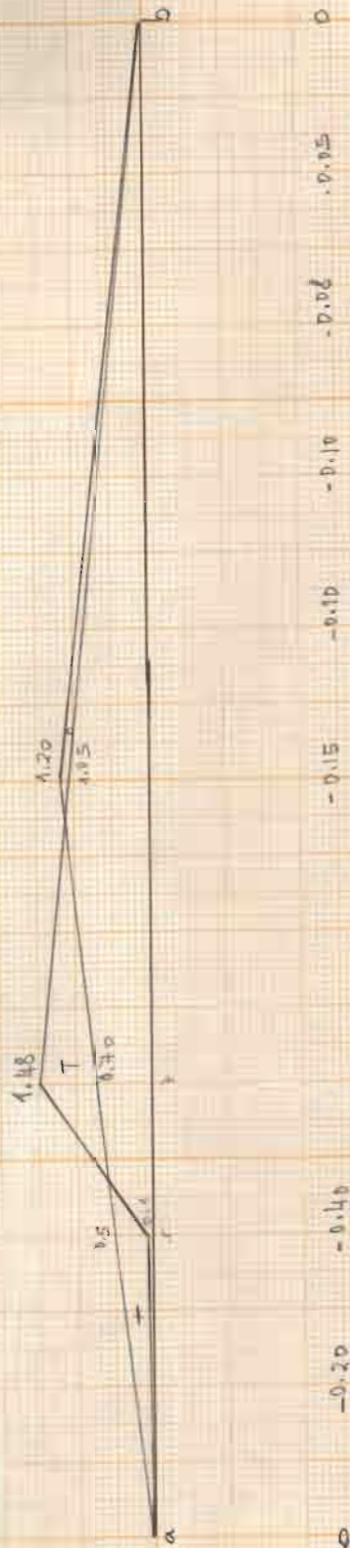
L.I F7-8 Echelle verticale :  $1\text{cm} = 1\text{kN}$   
 Echelle horizontale  $1\text{cm} = 2\text{m}$

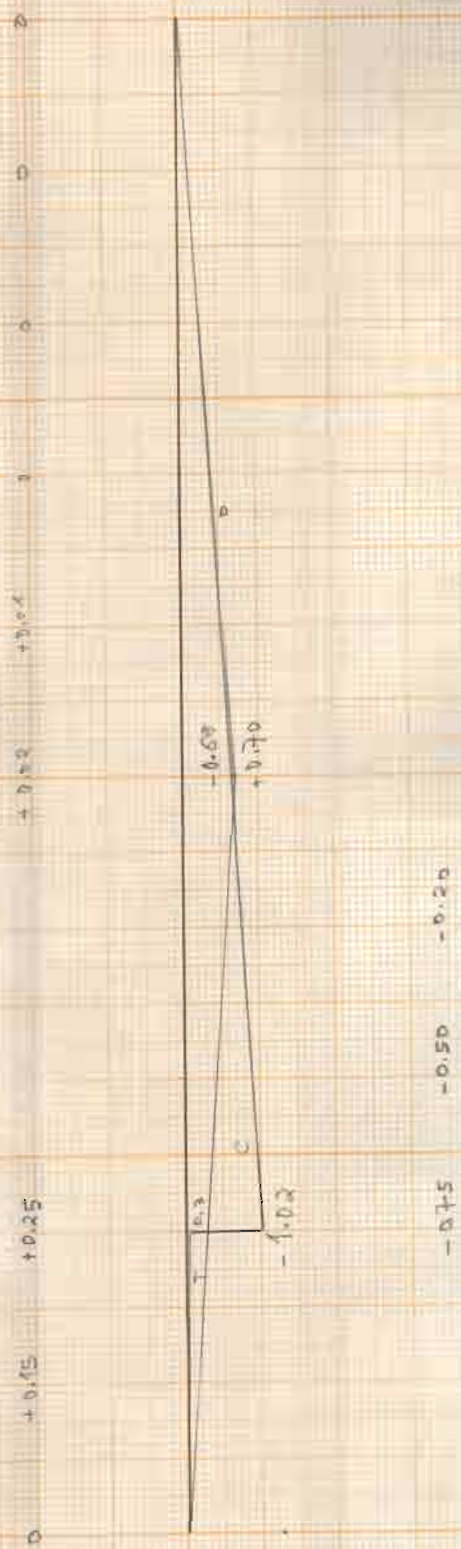


LI. F5-G

Echelle horizontale :  $1\text{cm} = 2\text{m}$   
 Echelle verticale :  $1\text{cm} = 1\text{kN}$

40,80      40,20





L.I. FS-4

Ech. horizontale: 1cm = 2m

Ech. verticale: 1cm = 1kN



L. F. F. 3-4

Ech. horizontales: 1cm=2m

Ech. vertical: 1cm=1kN

+0.95 +0.55 +0.15

+1.12

-1.20

0.00

-0.15

-0.30

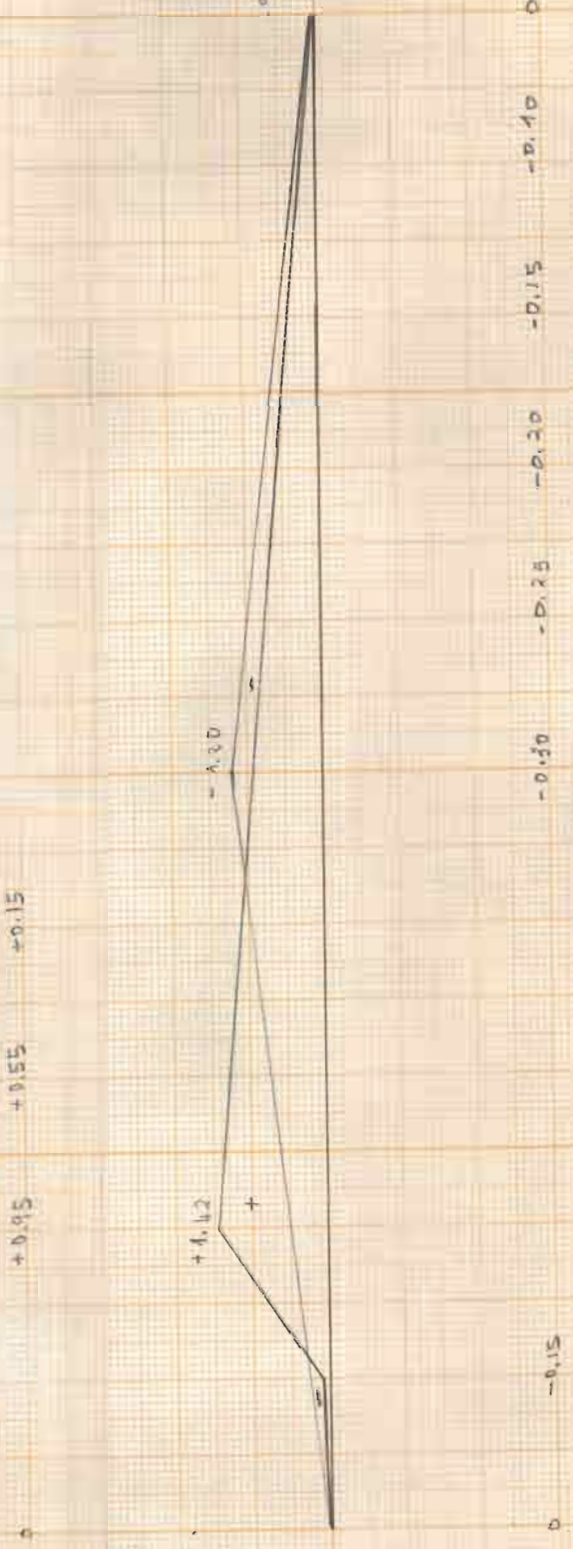
-0.45

-0.60

-0.75

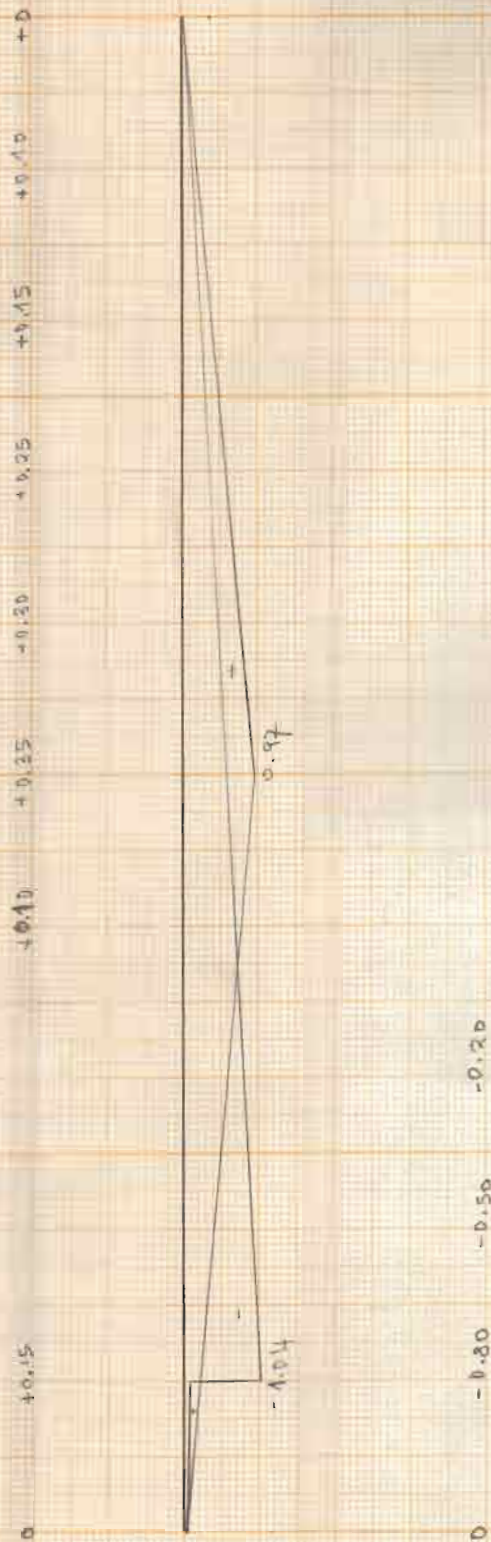
-0.90

0





3.2



L.I. Fa.3

Ech. horizontale: 1cm = 2m

Ech. verticale: 1cm = 1km

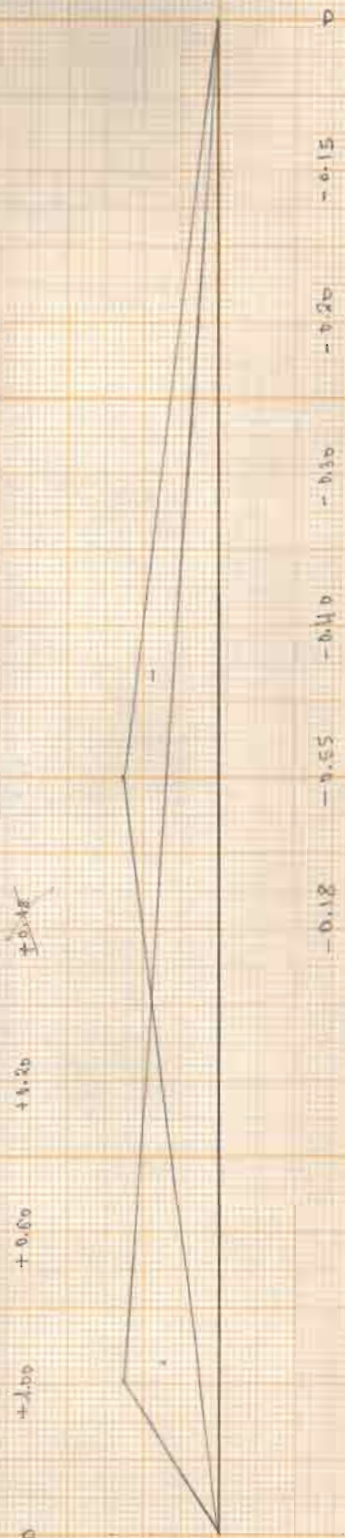
II-44

ES

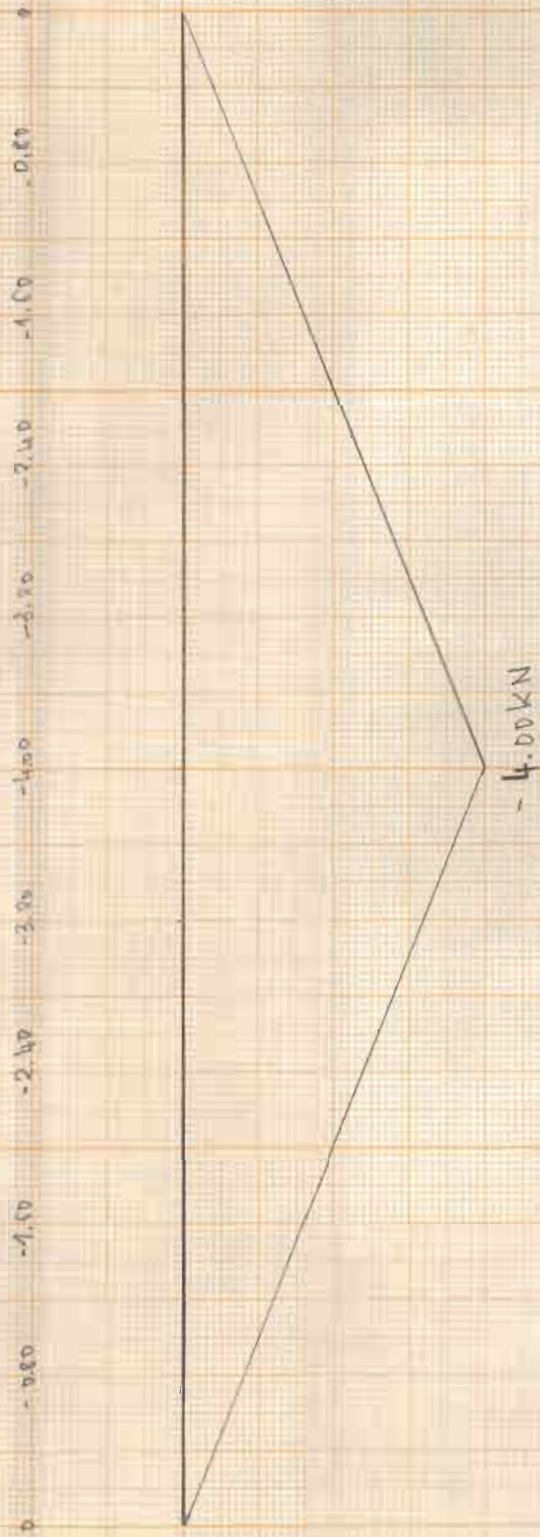
Centro pol. Univ. de Chile



II-45







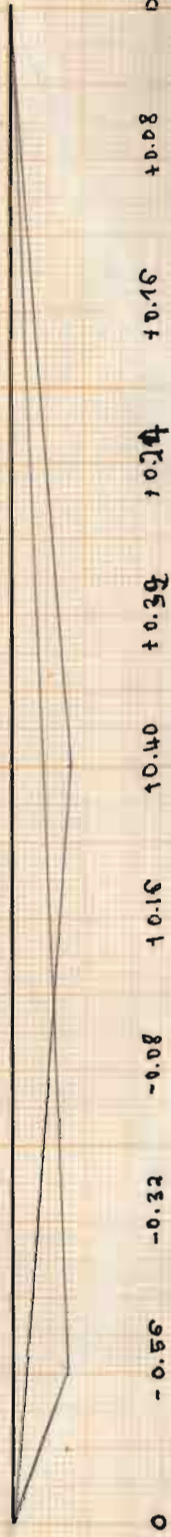
L.I. Fig. 1

Echelle horizontale:  $1\text{cm} = 2\text{m}$   
 Echelle verticale:  $1\text{cm} = 1\text{kN}$



100

1-0

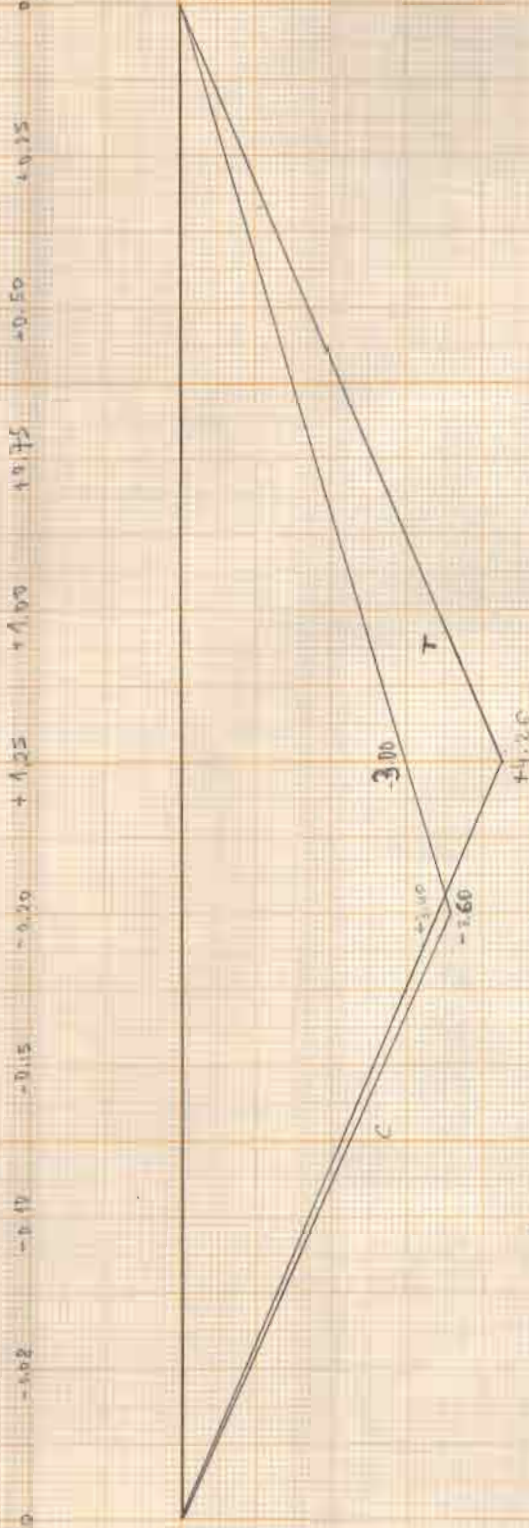


L.I F

Echelle verticale: 1cm = 1kN  
Echelle horizontale: 1cm = 2m

H-47



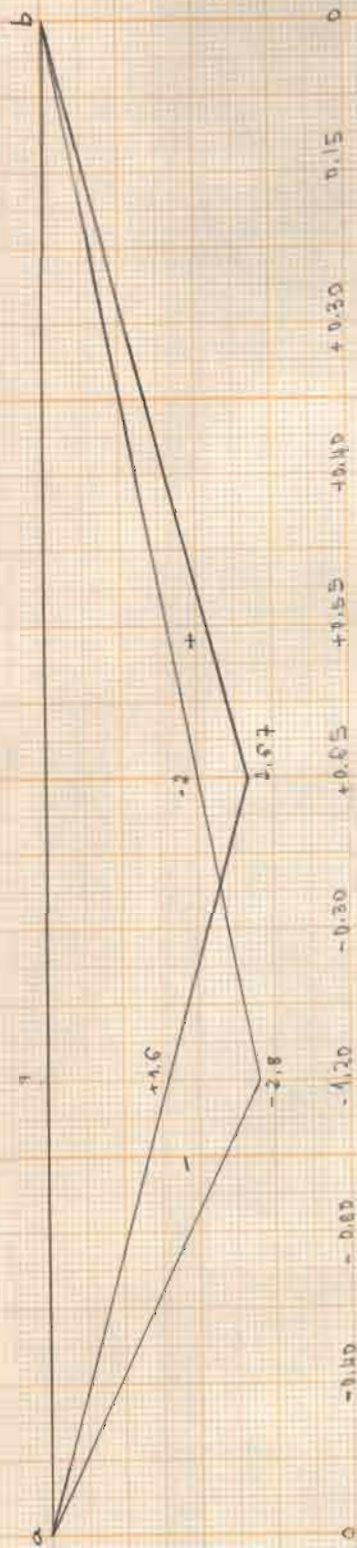


Echelle horizontale :  $\lambda_{cm} = 2u$

Echelle verticale :  $\lambda_{cm} = \lambda_{KN}$

LI F7-9





L.I.Fs.7

Echelle horizontale: 1cm = 2m

Echelle verticale: 1cm = 1kN



+0.1    +0.70    +0.55    +0.10    +0.25    +0.12    0



D    -1.55    -1.20    -0.60

L.I.  $F_{3-5}$

Ech. horizontale:  $1 \text{ cm} = 2 \text{ m}$   
 Ech. verticale:  $1 \text{ cm} = 1 \text{ kN}$ .





LI F.3 : Echelle horizontale : 1cm = 2m  
 Echelle verticale : 1cm = 1kN

2114

2114

1/3

L. I Y<sub>h</sub>

1.00 Y<sub>h</sub>

II. 53



11.2

L.I.Y.

1.00

0

[-54

L.I X

II - 55

