

UNIVERSITE DE LIEGE  
FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES

**DEVELOPPEMENT  
D'UN MODELE INTEGRE D'OPTIMISATION  
DES STRUCTURES NAVALES ET HYDRAULIQUES**

par

Philippe RIGO  
Chercheur qualifié du F.N.R.S.

Thèse présentée en vue de l'obtention du grade d'Agrégé de l'Enseignement Supérieur

Année académique 1998-1999

**UNIVERSITE DE LIEGE**

**FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES**

Le présent mémoire peut être livré à l'impression.

Liège, le 30 septembre 1998

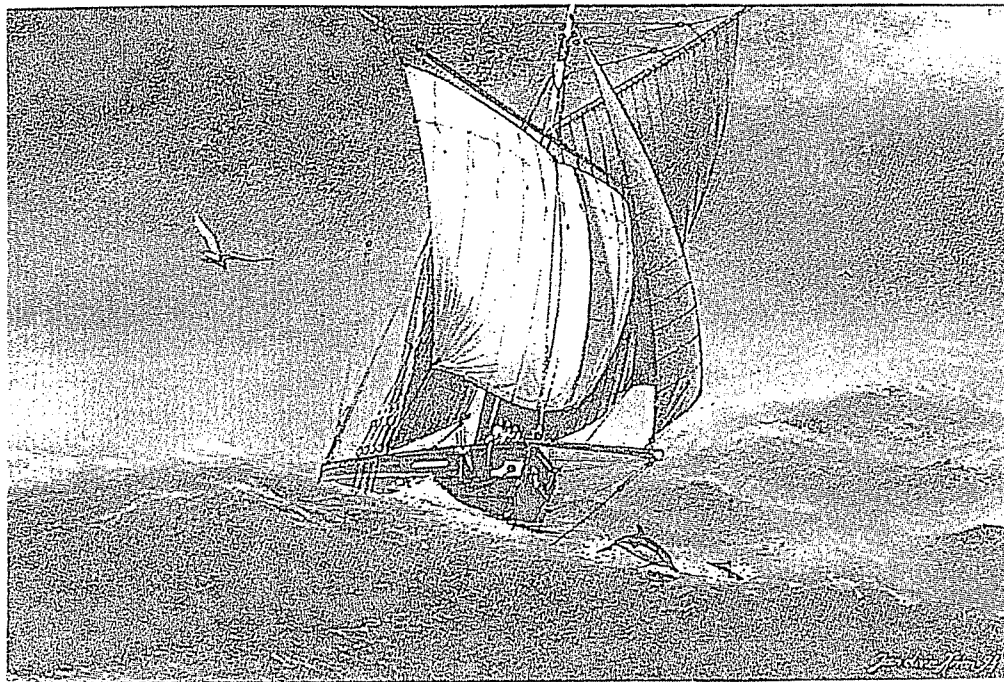
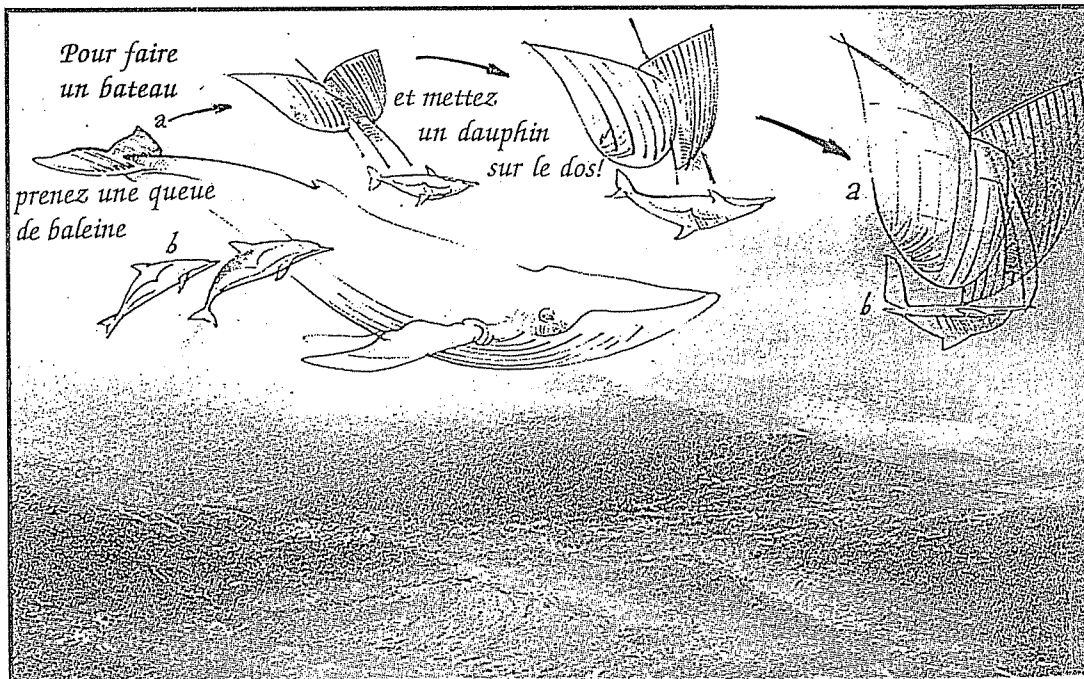
Le Secrétaire de la Faculté  
des Sciences appliquées.  
Secrétaire du Jury  
Mme N.DOTREPPE

Le Doyen de la Faculté  
des Sciences appliquées.  
Président du Jury.  
J.BOZET

Article 6 de l'arrêté royal du 10 mars 1931 appliquant la loi du 21 mai 1929 sur la collation des grades académiques et les programmes des examens universitaires : « En aucun cas, les opinions de l'auteur ne peuvent être considérées, par le fait de l'autorisation d'impression de la dissertation, comme étant celles du Jury ou de l'Université ».



# Comment naissent les bateaux



## REMERCIEMENTS

Je désire remercier mon entourage universitaire et plus particulièrement le service ANAST, à savoir :

Jean Marchal, Professeur et Chef de service, pour l'orientation et le suivi qu'il a assurés à cette thèse,

Sotelino Rodriguez pour ses conseils de «vieux marin»,

André Hage pour son infaillible disponibilité,

Alassanne, Christianne, Didier, Hyde, Khalid, Muriel et Wang pour leur aide de tous les jours,

et Jean L., Mouhazab S., Pierre D. et Robert A. pour leur collaboration active lors de la rédaction de l'ouvrage.

J'exprime ma reconnaissance au Professeur N.M. Dehousse pour son soutien dans mes recherches liées au développement de la méthode des bordages raidis, ainsi que mes vifs remerciements aux nombreuses personnes qui m'ont aidé à collationner toutes les informations nécessaires à la réalisation de cette thèse et tout particulièrement au Professeur R. Maquoi pour ses conseils avisés ainsi qu'au Professeur C. Fleury pour son étroite collaboration.

A ma famille et à mes amis, pour leur compréhension et leur soutien de chaque jour; merci de m'avoir permis de mener à bonne fin cette thèse.

A maman et à feu Monsieur et Madame Georges N. pour m'avoir enseigné la curiosité et l'envie d'apprendre et ainsi, suscité en moi, le goût de la recherche.

Philippe Rigo

Liège, le 15 mai 1998

## HOMMAGE A LOUIS EMILE BERTIN

Mon goût pour les structures navales et pour le pays du soleil levant m'ont permis de connaître, puis d'apprécier et enfin d'admirer un ingénieur de génie, un concepteur hors pair. Il s'agit de **Louis Emile Bertin**.

*Le 29 décembre 1885, à 45 ans, Louis Emile Bertin (1840-1924), ingénieur chef de la marine française quitta la France pour le Japon afin de devenir le conseiller particulier du comte Kawamura, ministre de la marine Japonaise.*

*Bertin passa cinq années au Japon. A lui seul, il y conçut une nouvelle flotte constituée d'unités légères et rapides, à savoir : 7 corvettes de +/- 2200 t, 2 frégates de 1870 t, 7 croiseurs dont 3 de 4700 t et 15000 ch, des bateaux rapides de 97 m de long et 5400 ch, 22 torpilleurs, ... soit un total de 67 grandes unités ultramodernes (en 1890).*

*Parmi d'autres inventions, Bertin fut le premier à renoncer à augmenter l'épaisseur du blindage qui alourdit les bateaux pour proposer le cloisonnement cellulaire plus léger et aussi plus efficace.*

*Cinq ans plus tard, ses croiseurs-cuirassiers firent merveille dans la guerre contre la Chine. En 1905, la flotte japonaise remporta sur l'armada du Tsar de Russie la plus grande victoire navale de tous les temps («Les fleurs d'acier du Mikado» de Ch. Dedet, Flammarion, France, 1993).*

Puisse ce travail contribuer modestement à améliorer la conception des bateaux et le dimensionnement des structures hydrauliques afin de promouvoir le transport fluvial et maritime.

## PREAMBULE

Cette thèse est consacrée au développement d'un outil intégré d'analyse et d'optimisation des structures navales et hydrauliques, à savoir le module LBR-5.

Cet ouvrage est divisé en sept parties :

La partie I (§ I à III) présente un état de la question des techniques et des méthodologies de conception, des méthodes d'analyse des structures hydrauliques et navales ainsi que de l'évolution des procédés d'optimisation structurelle de ces structures. On y introduit le concept d'optimisation orientée module (LBR-5).

La partie II (§ IV et V) décrit les algorithmes mathématiques d'optimisation et plus particulièrement la méthode duale avec linéarisation convexe (module CONLIN).

La partie III (§ VI à IX) reprend les fondements de la méthode des bordages raidis (LBR-4) et explique comment un calcul analytique des sensibilités a pu être réalisé.

La partie IV (§ X à XIV) est consacrée à l'évaluation des restrictions. Une présentation détaillée des restrictions géométriques et structurelles y est faite avec une attention particulière pour la résistance ultime des panneaux raidis comprimés et de la résistance ultime de la structure d'ensemble.

La partie V (§ XV) traite de l'évaluation des coûts de construction qui sont à la base de la fonction objectif coût nécessaire au processus d'optimisation. Après une description de quelques modèles existants, on y détaille le modèle retenu pour le module LBR-5.

La partie VI (§ XVI à XIX) concerne les applications. Les premiers exemples sont consacrés à la validation du modèle d'optimisation mis au point (LBR-5). Ensuite, on y présente l'optimisation d'une porte d'écluse flottante d'écluse maritime ainsi que l'étude d'une barge FSO utilisée comme réservoir flottant en vue du transfert du fuel brut vers les pétroliers.

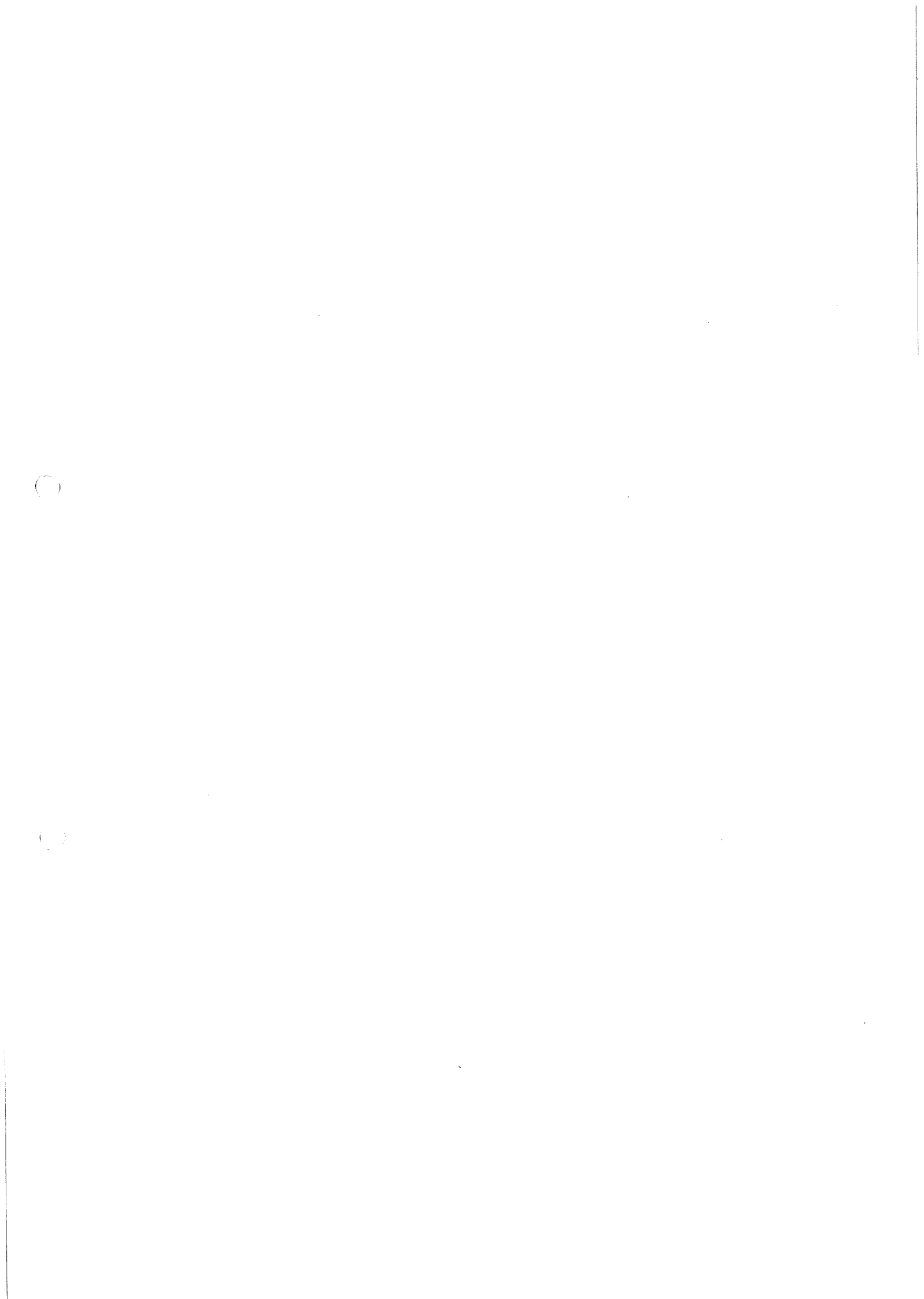
La dernière partie (§ XX) est consacrée aux conclusions et trace les lignes directrices des recherches futures et des développements complémentaires à entreprendre.

### Remarques:

A la lecture de l'ensemble de la thèse, certaines redites peuvent apparaître. Elles ont été voulues de manière à permettre, dans la mesure du possible, une lecture indépendante de chaque partie. Des passerelles (liens) entre elles sont bien sûr signalées mais nous avons voulu que chaque partie forme, dans la mesure du possible, un tout cohérent et indépendant.

Plusieurs figures illustrant nos propos sont présentées dans leur version originale anglaise afin de préserver leur signification d'origine.

Les figures et tableaux sont classés par partie (I à VII): "figure VI.2" signifie la figure 2 de la partie VI. Par contre, les équations sont classées par chapitre (I à XX): ainsi, l'Eq.VI.2 fait référence à l'équation 2 du chapitre VI.



# TABLES DES MATIERES

## PREAMBULE

## PARTIE I : INTRODUCTION

### CHAPITRE I :      **INTRODUCTION**

- I.1      PRESENTATION DU CADRE DE LA RECHERCHE
- I.2      DEFINITION D'UNE APPROCHE RATIONNELLE
- I.3      DOMAINE D'APPLICATION DU MODELE LBR-5

### CHAPITRE II :      **CONCEPTION ET ANALYSE : ETAT DE LA QUESTION**

- II.1      LA SPIRALE DE CONCEPTION ET DE DIMENSIONNEMENT
  - II.1.1      Evolution de la spirale de conception et de dimensionnement
  - II.1.2      Les outils de conception nécessaires à l'étude d'avant-projet
  - II.1.3      Une conception intégrée
  - II.1.4      Etat de la question
- II.2      LES PROCEDURES DE CONCEPTION DES SOCIETES DE CLASSIFICATION
- II.3      LA CONCEPTION DEMAIN ?
- II.4      METHODE D'ANALYSE DES STRUCTURES
  - II.4.1      Méthode d'analyse élastique des structures

### CHAPITRE III :      **L'OPTIMISATION - HIER ET AUJOURD'HUI**

- III.1      LES BUTS DE L'OPTIMISATION STRUCTURELLE
- III.2      HISTORIQUE
- III.3      POINT DE VUE DE L'ISSC
- III.4      ALGORITHMES MATHÉMATIQUES D'OPTIMISATION
- III.5      OPTIMISATION A NIVEAUX MULTIPLES
- III.6      OPTIMISATION MULTI-OBJECTIFS
- III.7      L'OPTIMISATION DE FORME
- III.8      L'OPTIMISATION TOPOLOGIQUE
- III.9      EXEMPLES PRATIQUES D'OPTIMISATION
  - III.9.1      Maestro (Shipopt) - Hughes
  - III.9.2      Autres modèles
- III.10      UNE OPTIMISATION A LA CARTE
  - III.10.1      Définition du concept d'optimisation orientée modules
  - III.10.2      Structure de l'optimisation orientée modules

## PARTIE II : DESCRIPTION DE L'ALGORITHME D'OPTIMISATION

### CHAPITRE IV : L'OPTIMISATION DU DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES

- IV.1 INTRODUCTION
- IV.2 ORGANIGRAMME DU CYCLE D'OPTIMISATION
- IV.3 AMELIORATION DU DIMENSIONNEMENT

### CHAPITRE V : APPROCHE PHYSIQUE DE LA RECHERCHE DE L'OPTIMUM

- V.1 RECHERCHE D'UNE SOLUTION MEILLEURE - APPROCHE PHYSIQUE DE LA CONVERGENCE
- V.2 TECHNIQUE D'ACCELERATION DU PROCESSUS DE CONVERGENCE
  - V.2.1 Méthode de Newton (du second ordre)
  - V.2.2 Méthode du Gradient conjugué (1er ordre)
- V.3 APPROXIMATIONS CONVEXES
  - V.3.1 Variables mixtes :  $X_i$  et  $1/X_i$
- V.4 RESOLUTION DUALE DU PROBLEME D'OPTIMISATION

## PARTIE III: INTEGRATION DU PROCESSUS D'OPTIMISATION DANS LE LOGICIEL DES BORDAGES RAIDIS : L.B.R.-5

### CHAPITRE VI : INTRODUCTION

- VI.1 TYPES D'OPTIMISATION
- VI.2 LES VARIABLES DE CONCEPTION
- VI.3 LES RESTRICTIONS
- VI.4 LES COMPOSANTS DU PROCESSUS D'OPTIMISATION

### CHAPITRE VII : CHOIX D'UN MODELE DE COMPORTEMENT POUR LES PANNEAUX RAIDIS.

- VII.1 INTRODUCTION
- VII.2 DESCRIPTION D'UN PANNEAU RAIDI
- VII.3 SELECTION DES VARIABLES DE CONCEPTION
- VII.4 L'AMONT DE L'ALGORITHME D'OPTIMISATION LBR-5

### CHAPITRE VIII: LE LOGICIEL LBR-4

- VIII.1 GENERALITES
- VIII.2 STRUCTURE DU LOGICIEL DES BORDAGES RAIDIS : RAPPEL
- VIII.3 DEVELOPPEMENTS NOUVEAUX, SPECIFIQUES AUX STRUCTURES FLOTTANTES ET NAVALES ET A L'OPTIMISATION

**CHAPITRE IX : CALCUL DES SENSIBILITES**

- IX.1 DEFINITIONS
- IX.2 CALCUL DES DERIVEES DES DEPLACEMENTS PAR RAPPORT AUX VARIABLES DE CONCEPTION
  - IX.2.1 Calcul des  $\frac{\partial k_j}{\partial XI}$  :
  - IX.2.2 Calcul des  $\left(\frac{\partial F}{\partial X}\right)$  charge unitaire de base i=1,8
    - IX.2.2.1 Calcul des  $\frac{\partial a_i}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial \beta_i}{\partial XI}$
    - IX.2.2.2 Calcul des  $\frac{\partial A_i}{\partial XI}$ ,  $\frac{\partial B_i}{\partial XI}$
    - IX.2.2.3 Calcul des  $\frac{\partial c_i}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial d_i}{\partial XI}$
    - IX.2.2.4 Expression finale des dérivées de F( $\varphi$ )
  - IX.2.3 Calcul de  $\frac{\partial G(\varphi)}{\partial XI}$  correspondant à la charge extérieure
- IX.3 SENSIBILITES DES CONTRAINTES
  - IX.3.1 Sensibilités des contraintes dans le bordage
  - IX.3.2 Calcul des contraintes dans les raidisseurs
  - IX.3.3 Convergence de l'algorithme avec des restrictions du type :  $\sigma_c < \bar{\sigma}$
  - IX.3.4 Signe des bornes de restrictions
  - IX.3.5 Effets des traverses sur le calcul des sensibilités
- IX.4 RESTRICTIONS D'EGALITE
- IX.5 REMARQUES CONCERNANT LE CHOIX DES VARIABLES DE CONCEPTION

**PARTIE IV : LES RESTRICTIONS****CHAPITRE X : INTRODUCTION**

- X.1 ENUMERATION DES RESTRICTIONS
- X.2 PREDOMINANCES ENTRE LES RESTRICTIONS

**CHAPITRE XI : CHOIX DES RESTRICTIONS ET DE LEURS MODELES DE COMPORTEMENT**

- XI.1 DEFINITION DES CATEGORIES DE RESTRICTIONS
- XI.2 ETATS LIMITES ULTIMES
- XI.3 LISTE DES RESTRICTIONS
  - XI.3.1 Restrictions relatives aux panneaux raidis
  - XI.3.2 Restrictions sur les cadres
  - XI.3.3 Restrictions d'ensemble



- XI.4 COMPARAISON AVEC LA CLASSIFICATION DU «SHIP STRUCTURE COMMITTEE»

**CHAPITRE XII : DESCRIPTION DES MODELES DE COMPORTEMENT RETENUS  
POUR LES RESTRICTIONS DES PANNEAUX**

- XII.1 DIMENSIONS DU BORDE, DES LONGITUDINAUX ET DES TRANSVERSAUX
- XII.1.1 Les bornes
- XII.1.2 Les restrictions géométriques
- XII.2 CONTRAINTES  $\sigma \leq \sigma_{adm}$
- XII.2.1 De quelles contraintes parle-t-on ?
- XII.2.2 Où évaluer ces restrictions ?
- XII.2.3 Comment calculer les contraintes  $\sigma_c$  de comparaison ?
- XII.2.4 Méthode de Hughes
- XII.2.5 Le Module PLTBEN
- XII.2.6 Le Module BUCKLE
- XII.2.7 Recherche de l'épaisseur minimale :  $\delta_{min}$ .
- XII.2.8 Évaluation des sensibilités
- XII.2.9 Cas de non-convergence
- XII.2.10 Mode de distribution des raidisseurs
- XII.3 DEFORMATIONS LOCALES DU PANNEAU
- XII.3.1 Déformation relative du panneau
- XII.3.2 Déformation locale du bordé (maille élémentaire)
- XII.4 VOILEMENT LOCAL DU BORDE
- XII.5 INSTABILITE DE LA SEMELLE ET DE L'AME DES LONGITUDINAUX  
(RAIDISSEURS ET TRAVERSEES)
- XII.6 INSTABILITE D'ENSEMBLE DES PANNEAUX: GRILLAGES ORTHOTROPES
- XII.7 RESISTANCE ULTIME DES PANNEAUX INTERCOSTAUX RAIDIS  
LONGITUDINALEMENT
- XII.7.1 Description d'un panneau intercostal
- XII.7.2 Revue des modèles/méthodes.
- XII.7.3 Codes et normes de génie civil.
- XII.7.3.1 UK : BS 5400 et BS 5950
- XII.7.3.2 ECCS n°60
- XII.7.4 Règlements des classifications navales et offshore
- XII.7.4.1 API
- XII.7.4.2 DnV - Det Norske Veritas
- XII.7.4.3 Bureau Veritas (France)
- XII.7.4.4 Germanischer Lloyd (Germany)
- XII.7.4.5 Lloyd's Register of Shipping (UK)
- XII.7.4.6 Commentaires Généraux & Comparaison.
- XII.7.5 Résistance des plaques comprimées raidies et non raidies - largeur effective.
- XII.7.5.1 Comparaison des diverses formulations.

- XII.7.6 Formulations rationnelles de la résistance ultime des panneaux intercostaux
  - XII.7.6.1 Méthode de Ueda - Rashed - Paik
  - XII.7.6.2 Modèle de Hughes
  - XII.7.6.3 Modèle de l'Imperial College (UK)
- XII.7.7 Intégration dans le module d'optimisation
  - XII.7.7.1 Choix des modèles de comportements à intégrer dans le module d'optimisation
  - XII.7.7.2 Modèle empirique de Paik
  - XII.7.7.3 Intégration des modèles de Hughes et de l'Imperial College dans le module LBR-5
- XII.8 FLAMBEMENT PAR FLEXION ET TORSION DES RAIDISSEURS.

**CHAPITRE XIII : DESCRIPTION DES MODELES DE COMPORTEMENT DES RESTRICTIONS RELATIVES AUX CADRES ET AUX RENFORTS TRANSVERSAUX**

- XIII.1 BORNES DIMENSIONNELLES
- XIII.2 RIGIDITE MINIMALE DES RENFORTS TRANSVERSAUX
  - XIII.2.1 Rigidité minimale des renforts transversaux (Imperial College)
  - XIII.2.2 Approche de Johnson
- XIII.3 ETAT DE TENSION DANS LES CADRES SOUS LES CHARGES COMBINEES (M,N,T)
  - XIII.3.1 Analyse élastique
  - XIII.3.2 Analyse élasto-plastique
  - XIII.3.3 Développement futur - Approche plastique avec le logiciel LBR-4
- XIII.4 INSTABILITES DES RENFORTS TRANSVERSAUX : FLAMBEMENT

**CHAPITRE XIV : DESCRIPTIONS DES MODELES DE COMPORTEMENT RETENUS POUR LES RESTRICTIONS D'ENSEMBLE**

- XIV.1 CONTRAINTES ADMISSIBLES
- XIV.2 DEFORMATION D'ENSEMBLE.
- XIV.3 RESISTANCE ULTIME D'ENSEMBLE.
- XIV.4 L'APPROCHE DE CALDWELL
- XIV.5 DEFINITION DE L'ETAT LIMITE ULTIME
- XIV.6 ANALYSE DU PROCESSUS EVOLUTIF DE LA RUINE
- XIV.7 METHODE DE CALCUL : DESCRIPTION ET COMPARAISON
  - XIV.7.1 Modèle de C. Smith
  - XIV.7.2 Modèle de O. Hughes
  - XIV.7.3 Modèle de Yao
  - XIV.7.4 Modèles du Bureau Veritas et de Soares-Gordo
  - XIV.7.5 Modèle de Rahman
  - XIV.7.6 Modèles associés à LBR-5
  - XIV.7.7 Autres approches

- XIV.8 INTEGRATION DE LA FORMULATION DE CALDWELL/PAIK DANS LE MODULE D'OPTIMISATION (LBR-5)
  - XIV.8.1 Calcul de la résistance ultime (Modèle de Paik)
  - XIV.8.2 Calcul des sensibilités
- XIV.9 APPLICATIONS
  - XIV.9.1 Les modèles de Dowling (n° 2, 4 et 10)
  - XIV.9.2 Caisson de Reckling n° 23
  - XIV.9.3 Modèle de Nishihara - caissons MST-3 et MST-4
  - XIV.9.4 Modèle de Mansour
  - XIV.9.5 Modèle de la frégate de Dow
  - XIV.9.6 Le pétrolier «Energy Concentration»
  - XIV.9.7 Pétrolier à double coque de 34700 tonnes (deadweight)

## **PARTIE V : LA FONCTION OBJECTIF**

### **CHAPITRE XV : DEFINITION DE LA FONCTION OBJECTIF**

- XV.1 INTRODUCTION
- XV.2 LES RAISONS DU CHOIX D'UNE FONCTION OBJECTIF COUT
- XV.3 EVALUATION DES COUTS DE CONSTRUCTION : ETAT DE LA QUESTION
  - XV.3.1 Evaluation analytique du coût de fabrication
  - XV.3.2 Exemple d'un calcul analytique du coût
  - XV.3.3 Normalisation du coût
- XV.4 EVALUATION DES MODELES DE COUTS
  - XV.4.1 Formulations empiriques
  - XV.4.2 L'évaluation analytique des coûts de construction
  - XV.4.3 La production
  - XV.4.4 Les coûts d'exploitation
- XV.5 MODELISATION DES FONCTIONS OBJECTIFS UTILISEES PAR LE MODELE LBR-5
  - XV.5.1 Fonction objectif poids
  - XV.5.2 Fonction objectif coût – «MODULE COÛT»
- XV.6 CONCLUSIONS

**PARTIE VI : APPLICATIONS****CHAPITRE XVI :      VALIDATION DU MODULE LBR-4****CHAPITRE XVII :      VALIDATION DU CALCUL DES SENSIBILITES**

- XVII.1    CALCUL DES SENSIBILITES D'UN PANNEAU ORTHOTROPE  
          CYLINDRIQUE
- XVII.2    CALCUL DES SENSIBILITES D'UNE STRUCTURE EN CAISSON
- XVII.3    CALCUL DES SENSIBILITES DE LA RESISTANCE ULTIME D'ENSEMBLE  
          D'UNE POUTRE-CAISSON

**CHAPITRE XVIII :      VALIDATION DU MODULE LBR-5**

- XVIII.1 LES STRUCTURES EN TREILLIS
  - XVIII.1.1 Treillis isostatique à 4 barres
  - XVIII.1.2 Treillis hyperstatique à 5 barres
  - XVIII.1.3 Treillis à 10 barres
  - XVIII.1.4 Treillis à 3 barres
- XVIII.2 RECHERCHE DE LA CONFIGURATION OPTIMALE DE PANNEAUX  
ORTHOTROPES
  - XVIII.2.1 Analyses relatives à la configuration II-Ig des panneaux 1 e 2
    - XVIII.2.1.1    Analyses avec 5 variables de conception
    - XVIII.2.1.2    Analyses avec 9 variables de conception
    - XVIII.2.1.3    Variables de conception mixtes
  - XVIII.2.2 Analyses relatives à la configuration III-Ig du panneau 3
  - XVIII.2.3 Analyse du panneau 4; raidissage transversal (I-tr)
  - XVIII.2.4 Analyse du panneau 5; raidissage longitudinal (I-Ig)
  - XVIII.2.5 Conclusions
- XVIII.3 OPTIMISATION D'UN BATEAU CARGO DE 350 t.

**CHAPITRE XIX :      EXEMPLES D'OPTIMISATION DE STRUCTURES**

- XIX.1    OPTIMISATION D'UNE PORTE FLOTTANTE POUR L'ECLUSE MARITIME  
          D'OSTENDE
  - XIX.1.1    Recherche de la largeur optimale
  - XIX.1.2    Etude de la porte flottante de 5,40 m
- XIX.2    OPTIMISATION D'UNE BARGE FSO DE 336 m
  - XIX.2.1    Définition de l'échantillonnage optimum

## **PARTIE VII : CONCLUSIONS**

### **CHAPITRE XX: CONCLUSIONS**

#### **XX.1 LIGNES D'ACTION POUR LE FUTUR**

### **REFERENCES**

### **ANNEXE**

#### **THESES ANNEXES**

1. Lors du développement de méthodes probabilistes, le facteur humain ne peut pas être dissocié de l'incertitude propre aux modèles de calcul des états limites.
2. On peut simuler en laboratoire la pose d'un deck préfabriqué de 5000 t d'une plateforme offshore, mis en place selon le concept BOSFORT.
3. Le franchissement du barrage d'Itaipu (129 m de chute), avec deux écluses de haute chute, est une solution économique et rationnelle.

## LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

CAO	Conception assistée par ordinateur (équivalent de CAD);
CAD	Computed Aided Design (équivalent de CAO);
CAE	Computed Aided Engineering;
CAM	Computed Aided Manufacturing;
CFD	Computed Fluid Dynamics;
FEA	Analyse par la méthode des éléments finis;
FEM	Méthode des éléments finis;
JAB	Point de jonction, dans l'âme d'un raidisseur, entre cette âme et le bordage (bordé);
JAS	Point de jonction, dans l'âme d'un raidisseur, entre cette âme et la semelle;
LBR-4	Module d'analyse élastique du logiciel des bordages raidis (version 4);
LBR-5	Module d'optimisation du logiciel des bordages raidis (version 5);

*Sauf mention spéciale dans le corps du texte, la signification des différents symboles est la suivante:*

### Méthode d'optimisation (Partie II):

$C(x)$ ou $C_j(x)$	Une restriction;
$CM$ ou $CM_j$	La borne de la restriction : $C(x) \leq CM$ ;
$F(X)$ ou $f(x)$	Fonction objectif;
$M, M_1, M_2$	Nombre total de restrictions $C(x)$ , de restrictions structurelles et de restrictions géométriques;
$N$	Nombre de variables de conception;
$X_i$ ou $XI$	Variable de conception n°i ;
$XI_{\max}$ et $XI_{\min}$	Bornes maximale et minimale de la variable de conception $XI$ ;

### Méthode des bordages raidis et restrictions (Parties III et IV):

$A_i, B_i, C_i, D_i,$	Constantes d'intégration de l'équation différentielle du 8ème ordre (Eq. VIII.9);
$AB$ ou $AB_i$	Position d'une traverse par rapport au bord du panneau ( $\varphi=0$ ); figure III.6;
$a_0, a_2, a_4, a_6, a_8$	Coefficients de l'équation différentielle (Eq. IX.11);
$D, K$	Coefficients de rigidité de la plaque (Eq. VIII.4);
$E$	Module de Young;
$H$	Hauteur ou largeur d'un panneau (c'est-à-dire $q\varphi_0$ );
$h, d, w, t$	Dimensions de la section transversale d'un profilé (T ou L), respectivement, hauteur et épaisseur de l'âme, largeur et épaisseur de la semelle;
$k$	Paramètre lié à la valeur de la limite élastique ( $k=235/\sigma_0$ );
$k_j$	Inconnues hyperstatiques à la jonction des panneaux (figure III.17);

KS (KSR,KSA,KST,KSA) Paramètres indiquant la position des renforts et de la charge de pression:

KS=1 côté des z négatifs; KS=2 côté des z positifs (figure III.4);

L Longueur d'un panneau selon x;

L<sub>pp</sub> Longueur d'un bateau entre les perpendiculaires avant et arrière (figure III.22);

MT Nombre de traverses pour un panneau;

M<sub>u</sub> ou M<sub>ult</sub> Moment ultime de la poutre navire (poutre caisson);

n Nombre de termes de la série de Fourier

N (ou Neto) Nombre de panneaux modélisant la structure;

N<sub>x</sub>,N<sub>φ</sub>,N<sub>xφ</sub>,M<sub>x</sub>,M<sub>φ</sub>,M<sub>xφ</sub>,Q<sub>x</sub>,Q<sub>φ</sub>,... Les efforts unitaires d'un panneau (figure III.8);

q Rayon de la coque cylindrique (figure III.4);

X,Y,Z Forces appliquées sur le panneau selon x,φ,z (figure III.13);

x,φ,z Coordonnées d'un panneau cylindrique orthotrope (figure III.4);

XI,XF Pression hydrostatique sur un panneau en φ=0 et φ<sub>0</sub>=0 (figure III.21);

X<sub>0</sub>,Y<sub>0</sub>,Z<sub>0</sub> Réactions d'une traverse sur le bordé (Eq. VIII.5 et figure III.16);

X<sub>u</sub>,Y<sub>u</sub>,Z<sub>u</sub>,M<sub>u</sub> Intensités des lignes de charge aux bords (φ=0 et φ=φ<sub>0</sub>) des panneaux (figure III.12);

β L'élanement d'un panneau ou d'une plaque (Eq. XII.54);

δ Epaisseur du bordé (figure III.4);

φ<sub>0</sub> Angle d'ouverture de la coque cylindrique (figure III.4);

γ Poids spécifique;

λ Paramètre lié au développement en série de Fourier (Eq. VIII.10)

ou

l'élanement de la poutre colonne (Eq. XII.53);

ν Coefficient de Poisson;

Ω<sub>x</sub>,Ω<sub>φ</sub>,Ω'<sub>x</sub>,Ω'<sub>φ</sub>,H<sub>x</sub>,H<sub>φ</sub>,R<sub>x</sub>,R<sub>φ</sub>,S<sub>x</sub>,S<sub>φ</sub>,T<sub>x</sub>,T<sub>φ</sub>,L<sub>x</sub>,L<sub>φ</sub>,λ<sub>x</sub>,λ<sub>φ</sub>,... et

ω<sub>x</sub>,ω<sub>φ</sub>,h<sub>x</sub>,h<sub>φ</sub>,I<sub>x</sub>,I<sub>φ</sub>,K<sub>x</sub>,K<sub>φ</sub>,...

Coefficients caractérisant la géométrie et les rigidités de la plaque orthotrope (Eq. VIII.4);

σ, σ<sub>x</sub> et σ<sub>φ</sub> Contraintes (selon x et y);

σ<sub>0</sub> Limite élastique;

σ<sub>c</sub> Contrainte de comparaison de von Mises;

σ<sub>a</sub> Contrainte admissible;

τ, τ<sub>xφ</sub> Contrainte tangentielle ou de cisaillement;

### Modélisation des coûts de construction (Partie V):

EQP Equivalent poids (Eq. V.10);

h-h Heures-hommes;

k Rapport entre le prix de la main-d'oeuvre(FB/h-h) et le prix des matériaux (FB/t); (Eq. V.11);

MdO Main-d'oeuvre;

# **PARTIE I**

## **INTRODUCTION**





# PARTIE I

## INTRODUCTION

### CHAPITRE I : INTRODUCTION

#### I.1. PRESENTATION DU CADRE DE LA RECHERCHE

Cette introduction présente le cadre dans lequel cette recherche s'est déroulée, à savoir le contexte scientifique et les motivations qui ont conduit à mener des études relatives aux structures navales, hydrauliques et à leur optimisation.

Afin de pouvoir évaluer cette recherche, il nous semble indispensable de rappeler les objectifs définis en décembre 1990, lorsque le projet de recherche a été présenté au FNRS (Fonds National de la Recherche Scientifique) : nous reprenons ci-dessous le texte de notre proposition faite à cette époque.

*«Le dimensionnement des structures flottantes et navales a toujours posé de nombreux problèmes aux ingénieurs. Il s'agit, en effet, de structures fort complexes, généralement composées en plus de bordés fortement raidis, d'un pont inférieur, d'un pont supérieur et même parfois de ponts intermédiaires, d'un système de partitionnement, etc. Le système de raidissage est, lui aussi, particulièrement sophistiqué. On y rencontre plusieurs niveaux de renforts et cela dans deux, voire trois directions. Chaque renfort a son rôle propre et des caractéristiques géométriques différentes (porques, serres, barrots, lisses, varangues, etc.).*

*De plus, la construction navale ne s'est jamais prêtée à une grande standardisation. Chaque bateau, navire, péniche ou tanker, est bien souvent unique en son genre ; chaque commanditaire a ses exigences particulières qui ont bien souvent des répercussions sur la structure et donc sur son calcul. De plus, chaque chantier naval a ses secrets ou habitudes de conception et chaque bateau a des spécifications différentes (mode de chargement et de déchargement, type de chargement, conditionnement, etc.). Ainsi, a-t-on vu apparaître ces 20 dernières années des bateaux très spécialisés qui offrent une très grande rentabilité mais qui ne sont destinés qu'à une gamme de produits très restreinte. On a vu naître des bateaux porte-conteneurs, des vraquiers, des céréaliers, des navires roll-on roll-off, etc. Cette diversification ne facilite nullement leur calcul et on peut comprendre que le "design" des structures navales reste (et restera) une des difficultés majeures pour l'ingénieur des constructions navales.*

*En ce qui concerne la conception et le dimensionnement, les ingénieurs suivent pour la plupart rigoureusement les spécifications internationales; ainsi en est-il des spécifications du Bureau Veritas et du Lloyd's Register. Pour l'ingénieur, ces spécifications sont des garde-fous qui, pour autant que l'on ne les dépasse pas, permettent un dimensionnement sécuritaire des structures. Dimensionnement sécuritaire ne signifie pas pour autant dimensionnement optimum; ni au niveau structurel, ni au niveau économique (prix de revient). En effet, vu la variété des structures auxquelles ces normes s'appliquent, elles ne peuvent garantir un optimum économique.*

*Ces spécifications internationales, riches de plusieurs dizaines d'années d'expérience ne sont certainement pas à rejeter. Cependant, elles doivent devenir davantage un complément à une*

*conception, non seulement basée sur l'expérience, mais fondée sur la recherche de l'optimum économique et structurel (fiabilité).*

*Cette optimisation économique et structurelle peut être réalisée grâce à un calcul structurel qui intègre l'ensemble des facteurs économiques (coût des matières premières, amortissements, etc.), des coûts de production (coût du mètre courant de soudure en fonction de ses caractéristiques, coût du cintrage en fonction de la courbure et de l'épaisseur, etc.) et la rentabilité. Des essais d'intégration de ces facteurs ont déjà été réalisés avec un certain succès. Ainsi, il est possible, depuis quelques temps déjà, de déterminer l'optimum économique d'un élément de structure à partir d'un prédimensionnement initial. ....*

*Cependant, ce que cette technique d'optimisation ne garantit pas, c'est que la structure dite optimale vérifie encore les critères de résistance d'ensemble que vérifiait la structure avant optimisation. Notre projet est donc d'intégrer à une optimisation des structures sur base des facteurs économiques, un système de calcul de la résistance d'ensemble de ces structures.*

*Afin de développer l'optimisation sur base de facteurs économiques, il est indispensable de disposer d'une base de données qui doit contenir les prix des matières premières, les coûts de production, les taux de rentabilité, etc. Chaque chantier naval possède (ou devrait posséder) une telle base de données. Ces données lui sont en effet utiles pour ses remises de prix. On conçoit donc aisément que chacun tient à garder secret ses propres données.*

*Pour notre part, pour ne pas divulguer les données auxquelles nous avons accès, plusieurs bases standards seront établies en fonction de différents scénarios (taille de chantier naval, type d'équipement, etc). Par conséquent, nous pourrions obtenir après optimisation, une structure différente selon que l'on considère un petit chantier naval, un chantier spécialisé doté d'équipements performants ou un chantier à main-d'oeuvre bon marché mais peu qualifiée. Ainsi, il sera aussi possible de simuler les répercussions d'un investissement de matériel, d'une hausse du coût des matières premières, d'une augmentation de la masse salariale, ...».*

Décembre 1990

### Le contexte scientifique

Le module d'optimisation présenté est le fruit d'un ensemble de techniques, de méthodes et d'approches qui proviennent à la fois du domaine des structures hydrauliques et du domaine de l'architecture navale.

Son développement a été possible grâce à la structure décloisonnée des activités du service d'architecture navale de l'Université de Liège, résolument ouvert vers l'extérieur.

Notre recherche s'est fondée sur un savoir-faire important acquis dans le domaine des structures hydrauliques qui s'est concrétisé en 1988 par le développement d'un outil de calcul des structures orthotropes (portes d'écluse, barrages mobiles,...) [RI89a]. Par contre, l'environnement scientifique dans lequel s'est réalisée la présente recherche touche principalement aux structures navales.

Il en est résulté le développement d'un outil d'analyse et d'optimisation qui s'applique aussi bien aux structures navales qu'aux ouvrages hydrauliques. L'esprit dans lequel ce document est écrit est donc celui de la mixité de deux domaines d'application mais d'un seul et unique produit.

Cela a été possible en unifiant les approches de calcul et en recourant à des approches rationnelles d'évaluation des états limites des structures (la définition d'approche rationnelle est présentée au § I.2).

En effet, ce sont les approches spécifiques à un domaine particulier qui empêchent l'unification des méthodes de dimensionnement. Le monde de l'architecture navale en est partiellement responsable au travers des règlements de classifications qui, jusqu'il y a peu, décourageaient les analyses directes (exemple : FEA) et cloisonnaient le domaine. On ne peut cependant pas reprocher aux

sociétés de classifications l'existence de ces règlements qui, depuis plus de 100 ans, permettent d'effectuer des dimensionnements fiables et sécuritaires.

### Les motivations

Le domaine de la construction navale est en crise en Belgique depuis les années 1970. Beaucoup de chantiers ont dû fermer, se sont restructurés ou ont fusionné. Cependant, les perspectives de la construction navale au XXI<sup>ème</sup> siècle sont encourageantes avec la croissance prévue du transport fluvial et maritime.

Contrairement aux autres institutions universitaires francophones, l'Université de Liège a maintenu un pôle d'enseignement et de recherche, doté d'un bassin des carènes de 100 m de longueur et de 6 x 4 m de section. Ce canal, correspondant au standard universitaire international, confirmait la relance des activités de recherche au sein du service d'Architecture Navale (ANAST).

C'est dans ce cadre que débutèrent en 1991 mes activités de recherche au sein du service ANAST. A ce moment, deux thèmes de recherche étaient soutenus par le service :

- le premier, celui de l'hydrodynamique navale et plus particulièrement de la propulsion dont les recherches théoriques et expérimentales ont bénéficié des équipements performants du bassin des carènes;
- le second domaine de recherche était celui des études d'avant-projet de navires. Dans le cadre d'un projet BRITE, financé par la Communauté Européenne, le service des constructions navales de l'ULg et deux chantiers navals européens de petite taille ont mis au point un logiciel. Ce programme, aujourd'hui commercialisé sous le nom de LUNAIS, est destiné aux petits chantiers (PME) afin de leur permettre de répondre rapidement et plus fiablement à des appels d'offre. LUNAIS permet, en phase de soumission, la réalisation rapide de l'avant-projet complet et l'évaluation des coûts de construction et des équipements [HA93 a et b, 94a].

Il était clair que pour former au sein du service un ensemble cohérent d'activités et de recherches, il était impératif de renforcer les recherches au niveau des structures et de leur analyse. En accord avec le chef de service, mon rôle fut donc de prendre en charge les activités et les recherches liées aux calculs des structures.

Concrètement, cette action se traduit par :

- une recherche bibliographique importante et des séjours dans des institutions universitaires étrangères (Osaka, Newcastle, Madrid, Hiroshima,...);
- des collaborations avec des institutions de renommée internationale: l'Ecole Centrale de Nantes et l'Institut français de Recherche en Construction Navale (Formation commune en hydrodynamique à Nantes et en structures à Liège); l'Université Nationale d'Osaka; les bassins des carènes de Madrid et de Varna; ...
- une présence active à des comités techniques de l'ISSC, organisation scientifique mondiale de référence en matière des structures navales et offshore,
  - \* de 1991 à 1994 : Résistance ultime des panneaux raidis (évaluation des incertitudes, méthode probabiliste);
  - \* de 1994 à 1997 : Analyse des structures sous les charges quasi-statiques;
  - \* de 1997 à 2000 : Evaluation de la résistance ultime de la poutre navire.
- Le développement d'un modèle de calcul et d'optimisation des structures qui est l'objet de cette thèse.

Les raisons principales de notre choix de développer un modèle intégré d'optimisation des structures reposent sur les considérations suivantes.

- Le domaine d'activités du service ANAST se situe essentiellement au niveau de l'avant-projet. Le logiciel LUNAIIS a été spécialement conçu à cet effet. Il ne disposait cependant que d'un module d'échantillonnage basé sur le règlement du Bureau Veritas. Le modèle LBR-5 accroît ses potentialités et permet non seulement le dimensionnement mais aussi son optimisation;
- L'objectif est d'adjoindre aux outils de conception existants (CAO en construction navale, plan de forme, calculs des hydrostatiques, stabilité dynamique, devis de poids,...) un module de dimensionnement et non pas un module d'échantillonnage qui reprend fidèlement les règles d'une ou de plusieurs classifications. C'eût été un travail inutile puisque les grandes sociétés de classification proposent déjà des versions informatiques de leurs règlements (ex : MARS pour le Bureau Veritas; SAVEHULL pour ABS,...). De tels programmes permettent uniquement un échantillonnage classique. Notre objectif, plus ambitieux, est le développement d'un outil de dimensionnement qui, au stade de l'avant-projet (ou de l'étude préliminaire), doit permettre :
  - \* une analyse du comportement d'ensemble de la structure ou au moins du maître couple;
  - \* une analyse rationnelle de la structure basée sur des règles générales de la physique et du comportement des structures (voir définition d'approche rationnelle, § I.2);
  - \* une prise en compte explicite de tous les états limites afférents à la structure (états limites de service et états limites ultimes);
  - \* une optimisation de l'échantillonnage de la structure dès le stade de l'avant-projet;
  - \* l'intégration des coûts de construction et de fabrication dans le processus d'optimisation;
  - \* ...

## **I.2 DEFINITION D'UNE APPROCHE RATIONNELLE**

Il est opportun de définir ce que l'on entend par approches ou méthodes rationnelles car c'est un concept qui sera abondamment utilisé dans cet ouvrage. Cette expression est reprise des travaux de O. Hughes [HU88 et 94b] qui, dans un ouvrage remarquable, propose un ensemble cohérent et homogène de méthodes pratiques de calcul, dites rationnelles, qui reposent sur des bases physiques, sur la mécanique des milieux continus, sur la résistance des matériaux,... et qui se différencient des formulations empiriques ou paramétriques. Les travaux de Hughes font référence en la matière.

## **I.3 DOMAINE D'APPLICATION DU MODELE LBR-5.**

Pour les structures navales, le domaine d'application est clairement celui de la partie centrale des navires c'est-à-dire la zone cylindrique ou prismatique des bateaux de charge. Cette zone est la longueur la plus importante pour les grandes unités flottantes. Pour les unités plus petites, la zone cylindrique est plus réduite, voire même inexistante. Dans ce cas, le modèle LBR-5 est utilisé pour l'optimisation du maître couple (section transversale). La figure I.1 reprend, sur base de l'organigramme d'un règlement de classification [LR92], les parties pour lesquelles le module d'optimisation LBR-5 est directement applicable.

Pour des unités flottantes telles que pontons, docks flottants,..., la zone cylindrique correspond à la totalité de la structure.

Le second domaine privilégié d'applications concerne les structures hydrauliques (portes d'écluses, vannes de barrages mobiles, portes marées-tempêtes ...). Dans ce cas, le module d'optimisation permet généralement de traiter l'entièreté de la structure.

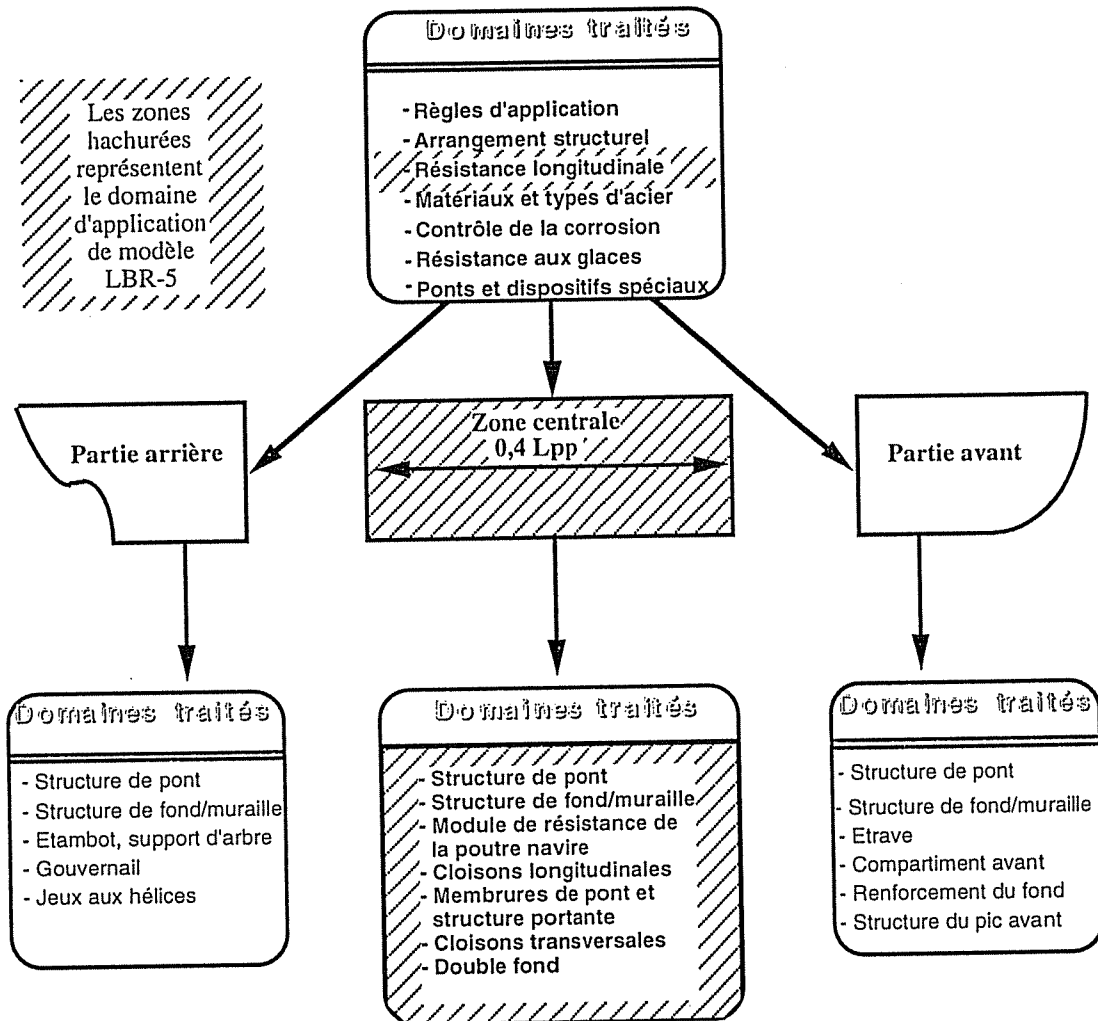


Figure I.1 : Subdivision de la structure d'un bateau selon de Lloyd's Register [LR92] et définition du domaine d'application du modèle LBR-5.

Les domaines d'application étant définis, il faut préciser que c'est essentiellement au niveau de l'avant-projet que s'applique le module d'optimisation mis au point. C'est en effet durant les premières étapes du projet que la souplesse et la rapidité de modélisation de la méthode apportent une aide précieuse. A ce moment, peu de paramètres sont fixés avec certitude et une modélisation même grossière par éléments finis est parfois impraticable pour des raisons de budget, de temps, de données disponibles,... et cela, surtout pour les bureaux d'études ou les chantiers de taille modeste (PME).

Le module d'optimisation peut bien sûr s'utiliser en phase finale du projet pour effectuer une vérification d'ensemble ou pour affiner l'échantillonnage. Néanmoins, à ce stade du dimensionnement, ce module doit impérativement s'utiliser en complément d'analyses spécifiques concernant les problèmes de fatigue, de vibration, de concentration de contraintes,... Pour ces analyses spécifiques, les éléments finis sont actuellement la technique de calcul la plus utilisée.

Le développement du module LBR-5 s'intègre dans l'élaboration d'une méthodologie de projet destinée à faciliter et améliorer les études d'avant-projet puis de projet des structures navales et des grandes structures hydrauliques mobiles et flottantes. Elle repose sur notre expérience, acquise dans deux domaines de l'ingénierie: la construction hydraulique, traditionnellement associée au génie civil, et la construction navale, maritime et offshore.

Par "grandes structures hydrauliques mobiles", nous entendons les barrages mobiles (barrières marées tempêtes de 50, 100 ou 300 m de portée et vannes de régulation de rivières de 10, 25 ou 50 m de portée), les portes d'écluses (écluses maritimes de 40, 50 ou 70 m de large et écluses d'intérieur soumises à des pressions hydrostatiques de 10, 25 ou 80 m) ainsi que les docks flottants. Toutes ces structures sont mobiles et parfois flottantes car destinées à la fermeture d'un estuaire, à l'ouverture/fermeture d'un sas d'écluse, à suivre les variations du niveau des eaux ou à être ballastées en vue de la mise à sec d'un bateau.

La méthodologie de projet proposée est principalement destinée aux structures métalliques, en acier ou en aluminium, ayant à se déplacer, à être déplacées ou à être manoeuvrées, en mer, en zone côtière ou portuaire, ou en rivière. Ces structures peuvent être soit totalement libres, soit partiellement reliées à un support fixe. Dans ce dernier cas, elles sont néanmoins toujours destinées à se mouvoir dans un milieu marin: elles sont alors qualifiées de "mobiles".

Si les méthodologies de projet sont peu fréquentes en construction hydraulique, elles sont par contre nombreuses en construction navale.

A priori, la méthodologie du projet d'un bateau semble pouvoir s'adapter également à la construction hydraulique. Les points communs sont nombreux: choix des dimensions générales (formes), prédimensionnement des composants de la structure (échantillonnage), évaluation de la rigidité d'ensemble (poutre navire), dimensionnement des mécanismes de manoeuvre (propulsion), vérification de la stabilité en flottaison, évaluation des poids et des coûts, etc. Tous ces éléments sont en effet considérés en construction navale.

Néanmoins, en analysant davantage la base du processus de conception qui est commune à toutes les méthodologies de projet de bateaux, il est apparu que les points communs sont en fait bien moins "profonds". En effet, un bateau est un outil économique que l'armateur veut aussi rentable que possible: l'objectif premier est donc clairement celui de la rentabilité. En conséquence, chaque décision à prendre dépend étroitement de son impact sur la rentabilité. Par contre, les grandes structures hydrauliques étant généralement d'intérêts publics, l'objectif principal est de remplir correctement un rôle très précis, de protection ou de service, qu'il convient d'atteindre au moindre coût. Les critères de sélection au niveau de la conception d'ensemble sont donc complètement différents (méthodologie de la conception). Seules les étapes techniques (méthodologie du dimensionnement) conservent d'importantes similitudes.

Une approche performante, ayant pour but d'améliorer la conception des bateaux, nécessite une parfaite collaboration et un bon échange des informations entre le futur utilisateur (armateur) et le constructeur. De plus, les agents ou courtiers maritimes peuvent contribuer efficacement au dialogue. Enfin, dans le but d'évaluer la faisabilité des diverses conceptions alternatives, il est souhaitable de faire appel à des consultants spécialisés, non liés commercialement à l'armateur ou au constructeur.

Une telle approche peut se résumer comme suit :

- (i) Etude de la demande du trafic maritime et, en parallèle, étude de marché.
- (ii) Définition du projet : choix des alternatives techniques possibles, des types de bateaux, tailles et vitesses envisageables.
- (iii) Avant-projet des diverses alternatives à l'aide de programmes informatiques spécialisés, par exemple : plan de forme, puissance propulsive nécessaire et devis de poids.
- (iv) Evaluation, pour chaque alternative, des coûts de construction, de production et de la rentabilité.
- (v) Evaluation technique et économique des alternatives et choix de la conception optimale.

- (vi) Discussion avec l'armateur (client) de la conception retenue.
- (vii) Contrat.
- (viii) Etude détaillée (vérifications et plans pour la production).
- (ix) Fabrication

Les étapes importantes d'un processus intégré de conception sont reprises à la figure I.2 où une distinction y apparaît entre l'étude préliminaire et l'étude détaillée finale.

Notons qu'il n'est pas possible de scinder l'étude préliminaire (Figure I.2) en deux étapes distinctes, (la conception et le dimensionnement) comme c'est parfois le cas pour les structures hydrauliques. Ainsi, on ne peut pas concevoir une méthodologie générale de projet, constituée par une première étape axée sur la conception et suivie d'une étape relative au dimensionnement. En construction navale, ces deux étapes n'en forment qu'une.

La conception débute par :

- des impositions et des impératifs résultant de l'étude de marché du transport maritime (type de marché, structures portuaires disponibles, etc.),
- l'analyse de l'offre et de la demande en matière de transport maritime ou fluvial.

Elle conduit à la sélection d'un nombre de solutions techniquement valables - les alternatives (type de bateau, tailles et vitesses) - qui doivent répondre aux impératifs économiques de l'étude de marché. Mais cette sélection ne peut être réalisée sans faire appel aux procédures de dimensionnement qui sont basées sur :

- un échantillonnage des divers éléments structurels du bateau,
- l'évaluation des performances techniques (propulsion, système de manutention, etc.),
- l'évaluation des effets économiques des choix techniques préalables,
- l'estimation des coûts de construction, des frais opérationnels et de la rentabilité.

En conclusion, il s'agit d'effectuer une multitude de choix techniques sur base de critères économiques de rentabilité pour lesquels les aspects de conception sont intimement liés aux aspects structurels du bateau (voir "Spirale de conception et de dimensionnement" au § II).



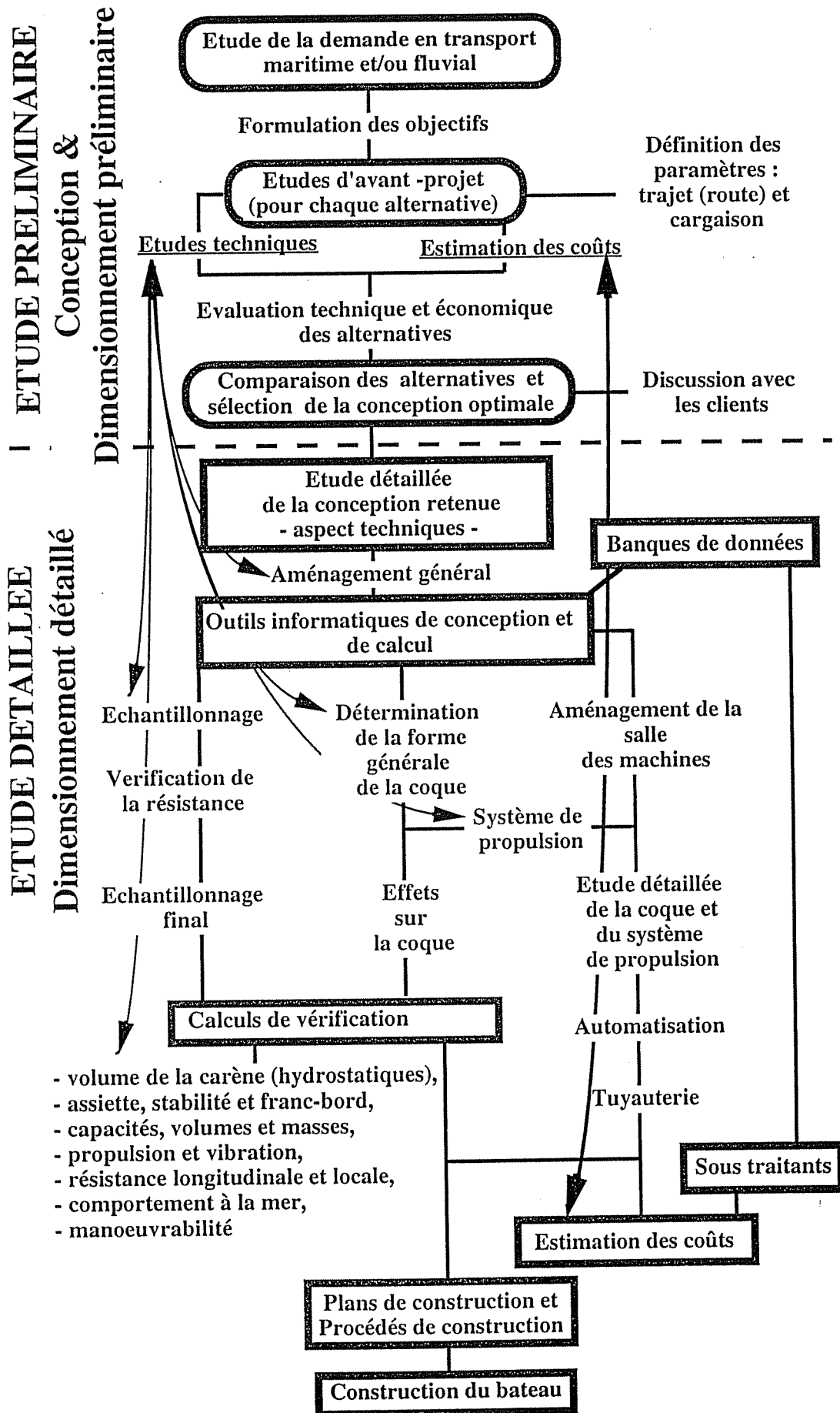


Figure I.2 : Organigramme d'un processus intégré de conception d'un bateau [BU76].

## CHAPITRE II : CONCEPTION ET ANALYSE : ETAT DE LA QUESTION

### II.1 LA SPIRALE DE CONCEPTION ET DE DIMENSIONNEMENT

En matière de conception, la méthodologie la mieux connue est la «spirale de conception». Nombreux sont les auteurs qui y font référence [BE91b, GA93, LE88, RA94b, TA80, VA84]. Malgré son ancienneté [EV63], elle semble toujours d'actualité [GR97] car elle repose sur une suite logique de sous-problèmes interactifs qui nécessitent un processus itératif et progressif. Chaque itération permet au concepteur d'affiner la conception, le dimensionnement et sa connaissance des caractéristiques de la structure.

La spirale de conception repose donc sur le concept suivant : chaque cycle complémentaire est caractérisé par une augmentation du degré de complexité et une diminution du nombre des alternatives possibles : plus le processus progresse, plus on dimensionne et moins on conçoit.

Une application du concept de la spirale est définie à la figure I.3. Elle est relative au dimensionnement du maître couple (section transversale) d'une structure raidie longitudinalement.

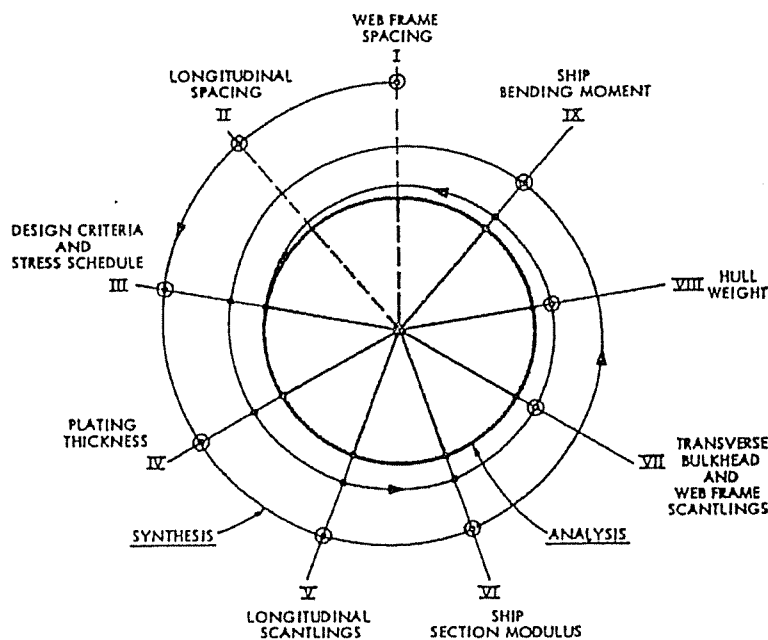


Figure I.3 : La spirale de dimensionnement appliquée au maître couple d'une structure à raidissage longitudinal [GR97, EV75]

Greene [GR97] utilise aussi cette spirale pour le dimensionnement des structures composites mais il signale que le processus est plus complexe lorsque les propriétés du composite deviennent des variables du processus itératif.

La spirale de conception et de dimensionnement est cependant fort variable selon l'objectif du concepteur. Ainsi, pour Evans [EV63] et Greene [GR97], il s'agit en fait d'échantillonner le bateau c'est-à-dire de dimensionner les différents composants de la structure (bordé, membrures, goussets,...).

Pour d'autres auteurs, la spirale concerne la recherche des caractéristiques principales de la structure (dimensions, formes, poids, propulsion, stabilité,...). C'est l'approche utilisée par l'armateur pour définir le bateau qui correspond à ses besoins. La figure I.4 présente la spirale de Vanderplaats destinée à ce type d'approche. Dans ce cas, il s'agit bien de conception.



Enfin, il est possible, comme le propose Buxton [BU76], de combiner les deux approches précédentes pour ne plus constituer qu'une seule spirale avec plusieurs niveaux: la conception, le dimensionnement et l'étude détaillée (plan d'exécution). La figure I.5 présente cette approche conçue pour un appel d'offre («tender»).

### II.1.1 Evolution de la spirale de conception et de dimensionnement

La spirale de conception et de dimensionnement contient en général plusieurs cycles (itérations). Elle débute avec des informations générales sur la route maritime envisagée et sur le type de marchandises (cargaisons), générant une matrice de plusieurs centaines de bateaux possibles. Chaque alternative est caractérisée par un nombre de bateaux à construire, une vitesse, une longueur, une largeur, un enfoncement, une forme de carène différents,...

Dans le premier cycle (Figure I.5), avant que l'évaluation économique ne débute, chaque alternative est associée à des éléments et dispositifs structuraux, techniques ou mécaniques, évalués en terme de capacité, port en lourd, assiette, stabilité et coût. Après ce premier cycle, la matrice des alternatives est réduite sur base de critères techniques relatifs à la capacité ou la stabilité, et sur base de critères économiques tels que le taux de rentabilité. Le second cycle développe en profondeur les quelques dizaines d'alternatives les plus prometteuses en utilisant les résultats du premier cycle. Les résultats du second cycle sont suffisamment détaillés pour permettre, de la part de l'armateur, une évaluation des coûts de chaque variante ou alternative. Enfin, une évaluation plus détaillée est menée à bien dans un troisième cycle qui ne concerne plus que l'alternative finale retenue ou un nombre très réduit d'entre elles (2 ou 3 variantes).

Ces trois cycles représentent ce que nous appelons l'étude préliminaire. La conclusion pratique de ces 3 cycles est le dépôt d'une offre à un armateur. Si l'offre est acceptée, un cycle supplémentaire doit être envisagé, différent des précédents car orienté vers la production et la fabrication (détails de conception, vérifications, ..., plans, planning, et construction); il correspond à "l'étude détaillée" définie à la figure I.2 (voir § I.3).

Auparavant, seul le premier cycle correspondait aux études relatives à l'appel d'offre. Comme le montre la figure I.6, cette conception a changé. La frontière entre l'étude préliminaire de l'appel d'offre et l'étude de projet s'est déplacée. Le niveau des études préliminaires est de plus en plus complexe.

Cycles de la spirale		1960	1980	2000
1	Dimensions générales	Appel d'offre	Appel d'offre	Appel d'offre
2	.....			
3	Affinements			
4	.....	Projet	Projet	Projet
N	Détails de conception, vérifications, ..			

Figure I.6 : Evolution du concept d'étude préliminaire (appel d'offre)

### II.1.2. Les outils de conception nécessaires à l'étude d'avant-projet

Les dimensions et caractéristiques principales d'un bateau ont un impact déterminant sur son coût et ses performances. Sachant que ces paramètres sont fixés d'une manière définitive à la signature du contrat, il est fondamental qu'une conception et une évaluation des coûts adéquates soient

disponibles au moment de l'étude préliminaire d'appel d'offre. C'est indispensable pour réduire le risque financier et les incertitudes techniques liées à la faisabilité.

Il n'est dès lors pas étonnant de constater le développement de nombreux programmes d'aide à la conception (CAO-CAD) dont certains sont spécialement dédiés à la phase d'avant-projet et/ou d'appel d'offre.

Ainsi, citons le programme LUNAI, développé au sein du service ANAST de l'Université de Liège (le seul réellement adapté aux besoins des PME) [HA93a et b] et IKBS développé à Newcastle avec plusieurs chantiers navals britanniques [HI89].

En parallèle au développement de programmes spécifiques à la phase de pré-contrat comme LUNAI et IKBS, de nombreux programmes de CAD/CAM ont également vu le jour, avec comme objectif l'étude complète incluant la réalisation des plans d'exécution et la liaison entre l'étude, la production et la fabrication (transfert automatique de l'information). Parmi ces programmes, on peut citer TRIBON de Kockums Computer System (KCS), NAPA (Suède), MATES de Mitsubitshi Heavy Industries (MHI), HICADEC de Hitashi Heavy Industries et FORAN de Senermar (Espagne).

Depuis maintenant dix ans, un comité technique de l'ISSC est chargé de suivre et de faire connaître l'évolution dans ce domaine. Pour plus de détails, nous renvoyons le lecteur aux rapports de l'ISSC qui sont, à notre connaissance, les études les plus détaillées sur le sujet (ISSC 88, 91, 94 et 97 [CA88, CA97 et HU94a]). Mentionnons particulièrement le dernier en date, présenté en 1997 à Trondheim, dont une partie importante du travail relatif aux «pré-requis de CAO» a été réalisé par A. Hage de l'ULg [CA97].

Afin de ne plus se limiter au premier cycle de la spirale, le besoin est clairement de disposer d'outils de conception adaptés au deuxième et troisième cycles de la spirale. A ce niveau de la conception, la forme de la carène, l'analyse structurale (résistances et états limites), l'arrangement général, le poids, le coût, la stabilité, le comportement en mer, ... peuvent être développés à un niveau pour lequel :

- un dimensionnement structural plus fiable peut être réalisé,
- une estimation des coûts plus réaliste peut être accomplie,
- une optimisation structurale et une recherche de solutions alternatives dans le processus de construction peuvent être entreprises.

C'est à ce niveau, et pour faire face à cette demande, que le développement du modèle LBR-5 d'optimisation a été réalisé.

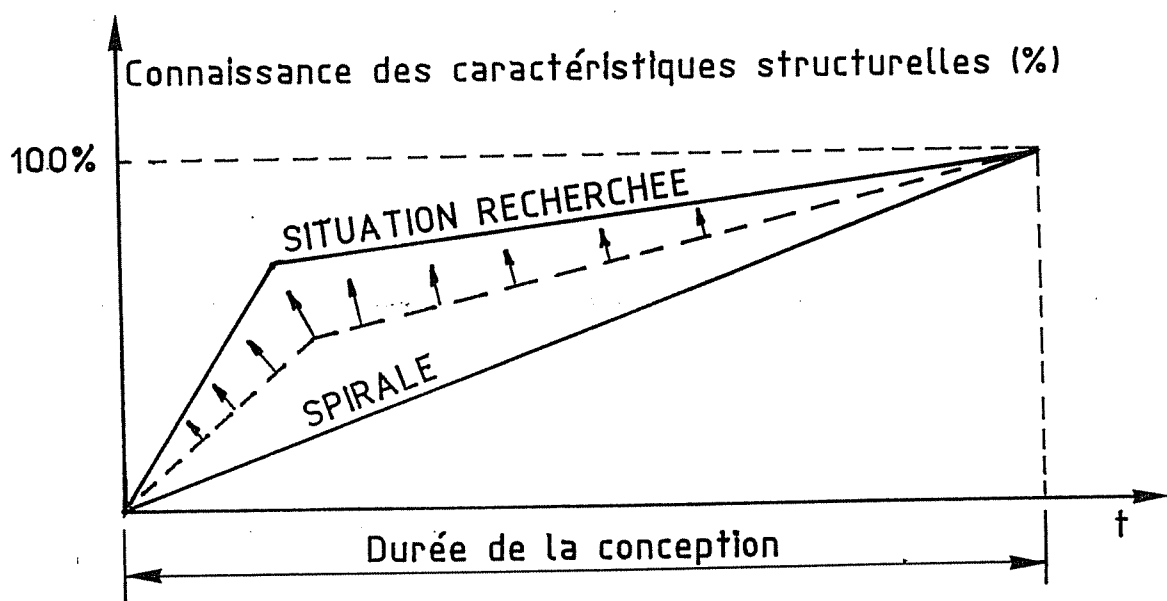


Figure I.7: Evolution des connaissances en phase de conception

En 1998, la tendance semble de vouloir rompre avec le procédé de conception dite de la spirale. Pour des raisons économiques il faut, le plus rapidement possible, qu'une grande majorité du dimensionnement puisse s'effectuer aux premières heures du projet afin d'avoir, rapidement, un modèle global complet. En effet, c'est ce même modèle qui devra servir pour les études de stabilité, de vibration, de résistance,....

Il ne s'agit donc pas tant de raccourcir le temps de conception mais surtout d'en modifier la répartition dans le temps. La figure I.7 présente la situation idéale à atteindre en comparaison avec celle de la spirale. C'est dans cette voie qu'il faut intégrer des philosophies de conception comme le «Concurrent Engineering» [EL97].

### II.1.3. Une conception intégrée

En parallèle au développement du modèle d'optimisation des structures développé dans cette étude (LBR-5), nous avons au départ comme objectif de définir une procédure générale de conception qui intègre l'ensemble des différents problèmes que le concepteur rencontre (hydrodynamique, résistance, vibration, stabilité,...).

A la lecture des nombreuses méthodologies et procédures proposées dans la littérature, et vu que la procédure idéale change en fonction :

- de la taille du chantier,
- du niveau de conception (appel d'offre ou projet),
- du type de bateau (civil ou militaire),
- de l'utilisateur (chantier, concepteur, bureau d'études),
- du pays et des habitudes locales,
- .....

il ne semble ni opportun ni indiqué de proposer une nouvelle procédure. De plus, le modèle LBR-5 est un outil de conception qui peut trouver place dans plusieurs procédures.

Illustrons la variété des procédures de conception par deux exemples :

- Celui d'un chantier naval dont la procédure répond aux impératifs classiques de la conception (stabilité, résistance longitudinale, propulsion, vibration,...) [WA92], (Figure I.8);
- Celui préconisé par un développeur de logiciels intégrant CFD, CAD, FEA, vibration,... et processus d'optimisation [HU92], (Figure I.9);

En comparant les organigrammes proposés (Figures I.8 et I.9), on constate qu'il y a peu de points communs entre ces deux approches. Une procédure fonctionnelle est sans doute une solution intermédiaire entre ces deux extrêmes.

Une analyse détaillée des techniques de dimensionnement des structures métalliques navales est présentée par Masson [MA97b]. Il s'agit de la philosophie appliquée par l'Institut de Recherche de la Construction Navale (IRCN) pour la conception de bateaux militaires et de bateaux civils complexes (méthaniers, bateaux à passagers, catamarans,...). L'idée est d'unifier les différentes analyses (résistance, vibration, acoustique, stabilité,...) grâce à un modèle commun (FEA) devant, si nécessaire, être affiné aux spécificités des analyses particulières (exemple : renforcement du maillage dans la zone arrière pour l'étude du compartiment moteur et de la propulsion).

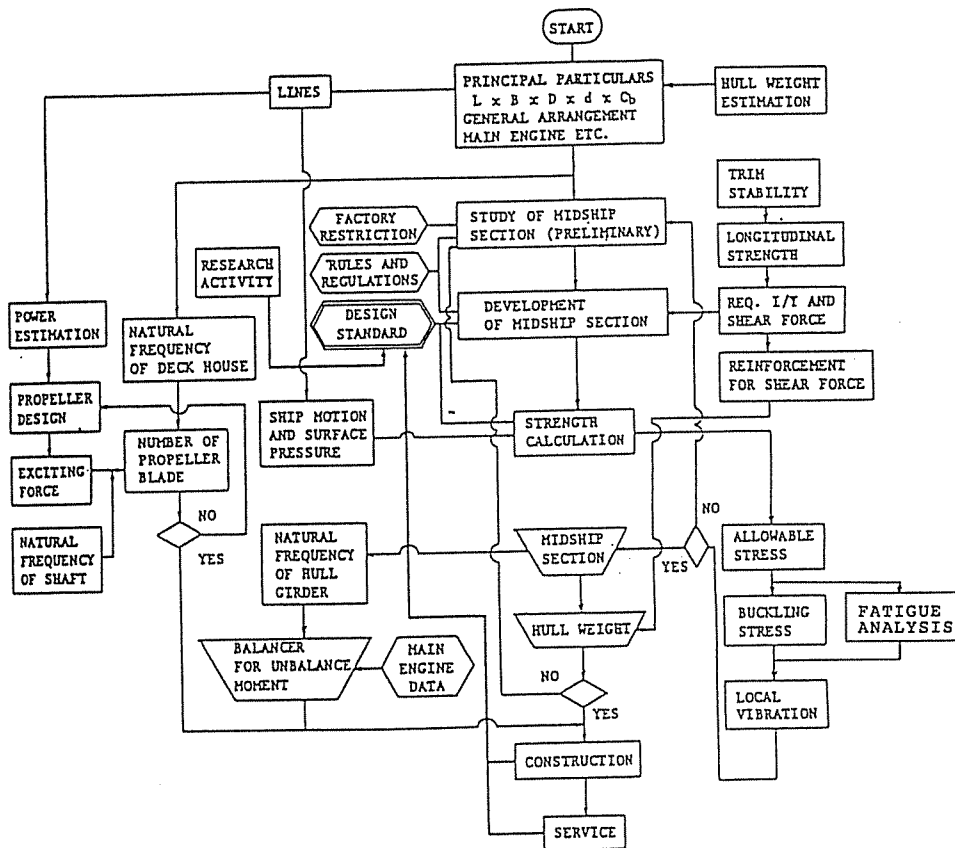


Figure I.8 : Procédure de conception d'une structure navale (Wada [WA92])

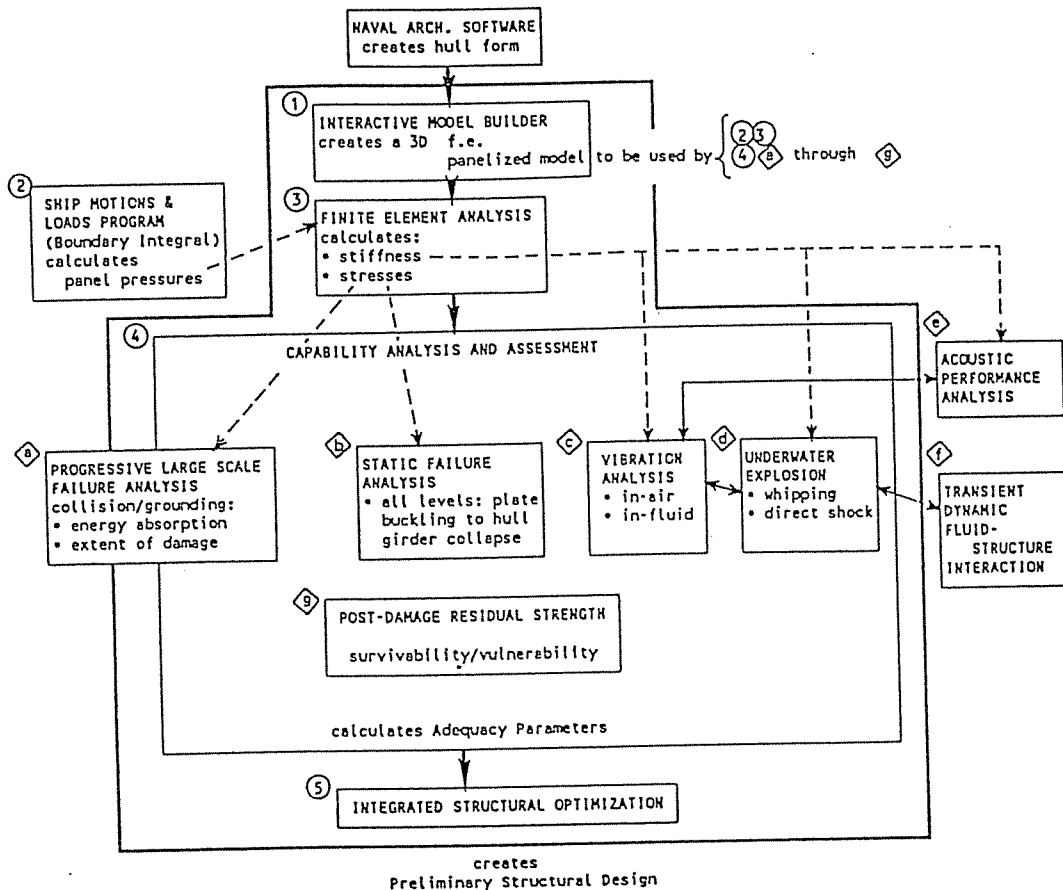


Figure I.9 : Procédure unifiée de conception proposée par Hughes [HU92].

#### II.1.4. Etat de la question

En ce qui concerne l'analyse technico-économique du navire, liée aux phases de conception, avec intégration de la problématique de la production (coût et mode de fabrication), les travaux réalisés par l'équipe du Professeur Buxton forment la meilleure base de références en la matière [BU66, 76, 84b, 87 et 95a; HI 89 et 90; RO92]. En effet, Buxton a abordé tous les problèmes liés à l'estimation des coûts (conception, fabrication, exploitation) :

- l'analyse globale des coûts de construction et d'exploitation qui conditionnent le choix du type et de la taille du navire [BU76]. C'est l'analyse technico-économique faite par l'armateur;
- l'évaluation par des formules empiriques et paramétriques du poids [BU66];
- l'étude analytique des coûts de fabrication qui intéressent le chantier naval et les concepteurs [BU84b, HI89 et 90, RO92];
- les analyses spécifiques à des problèmes particuliers qui intéressent les gestionnaires d'une flotte marchande (maintenance/peinture [BU95a], bateau Ro-Ro [BU87],...).

Nous retiendrons particulièrement l'outil de conception IKBS (Intelligent Knowledge Base System [HI89]) qui, via un outil de CAD, intègre un module d'estimation du coût basé sur un calcul analytique (évaluation de la charge de travail x coût horaire). Le modèle est présenté à la partie V, figure V.4.

Un grand nombre d'articles portant sur la philosophie et la méthodologie de la conception ont été analysés. Nous en avons retenu certains et les avons classés par thèmes :

- méthodologie d'aujourd'hui et de demain :
  - structures navales [SU96a, MA97b, FR93, MA93a, RA91b]
  - structures du génie civil [DO90, 92a et b];
- production [BU95b, GA93, CA78a, SH84];
- approche et méthode de dimensionnement/conception [ME92a, PA86, WE91, KI92a, WA92];
- structures nouvelles [HO90, OK85];
- applications [NI94, TA94, KO93].

## II.2 LES PROCEDURES DE CONCEPTION DES SOCIETES DE CLASSIFICATION

L'optimisation des structures est une réalité qui a toujours existé. Anciennement, l'optimisation se faisait manuellement par un procédé itératif et était très souvent basée sur la technique dite du «trials and errors». Avec l'appui de l'ordinateur, les techniques ont changé, des algorithmes mathématiques se chargeant de trouver la solution optimale [VA84]. Une évolution similaire a été observée au niveau des méthodes de calcul. Les modèles mathématiques d'analyse tels que FINELG, SAMCEF, MAESTRO sont maintenant couramment utilisés dans les bureaux d'études.

Le progrès en matière d'analyse des structures et de procédés d'optimisation sont en opposition avec un certain conservatisme des règles habituelles d'échantillonnage proposées par les règlements de classification (BV, DnV, Lloyd's, GL, NKK,...). C'est la raison pour laquelle les sociétés de classification ont progressivement été amenées à admettre des procédures de calcul direct. La figure I.10 présente celle retenue par le Bureau Veritas [BV96a] qui y intègre un module d'optimisation de l'échantillonnage.



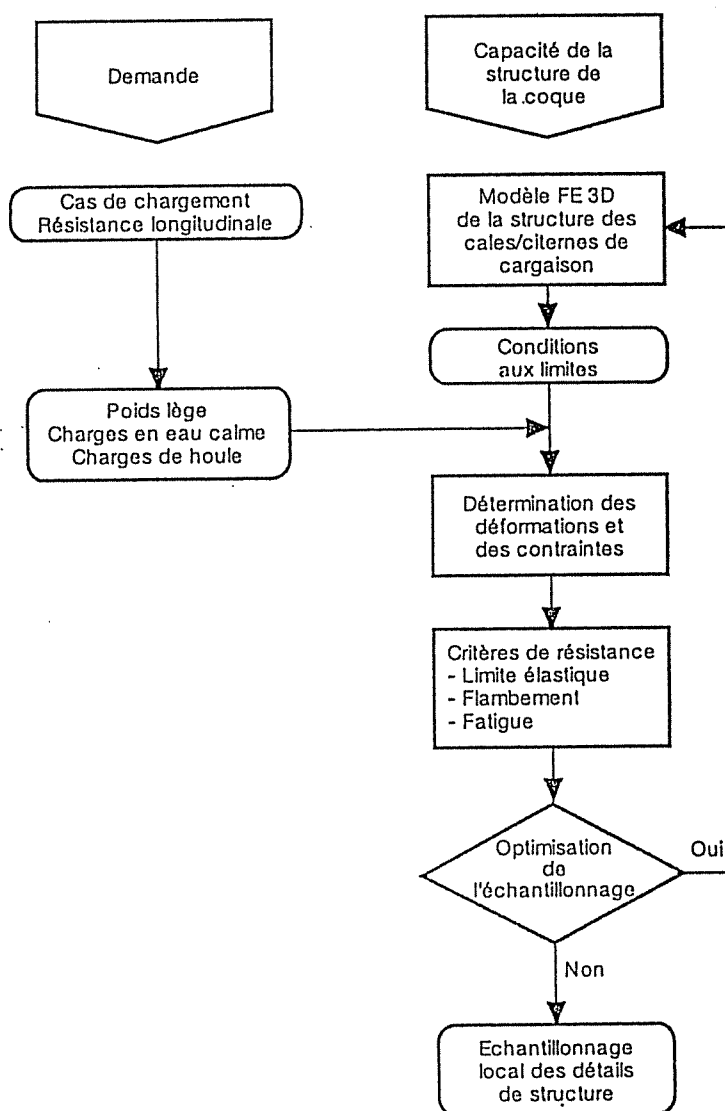


Figure I.10 : Procédure d'analyse directe de la structure du Bureau Veritas [BV96a].

En matière de calculs directs des états limites d'une structure, le DnV [DnV78] est, à notre connaissance, la première société de classification qui a intégré une procédure de conception basée sur des analyses directes «Design by Analysis» en lieu et place de l'approche classique «Design by Rules». En 1978, le DnV proposait une procédure générale qui, en 1998, paraît toujours être d'actualité (Figure I.11). C'est dans une telle procédure que nous intégrons notre contribution. La recherche d'un dimensionnement optimum de la structure du maître couple des bateaux avec le programme LBR-5 correspond à ce que le DnV définit par «Direct Stress Analysis» et «Scantlings».

En génie civil et plus particulièrement pour les structures métalliques, le concept de «Design by Analysis» est plus répandu et a été plus facilement intégré (admis) par les sociétés de contrôle (par exemple, le bureau SECO).

Sous l'influence des importants développements réalisés en Norvège dans l'offshore, le DnV propose aussi depuis quelques années, des procédures d'analyse probabiliste pour les structures navales. En 1978, le DnV proposait des règles qu'il définissait comme faisant partie d'une procédure de conception déterministe. Il s'agissait d'un stade intermédiaire entre les règlements conventionnels et la procédure probabiliste. La figure I.12 résume l'évolution des procédures, passant de la procédure conventionnelle (1960) à la procédure déterministe (1980) puis aux approches probabilistes (2000).

DESIGN PROCEDURE FOR SHIPS

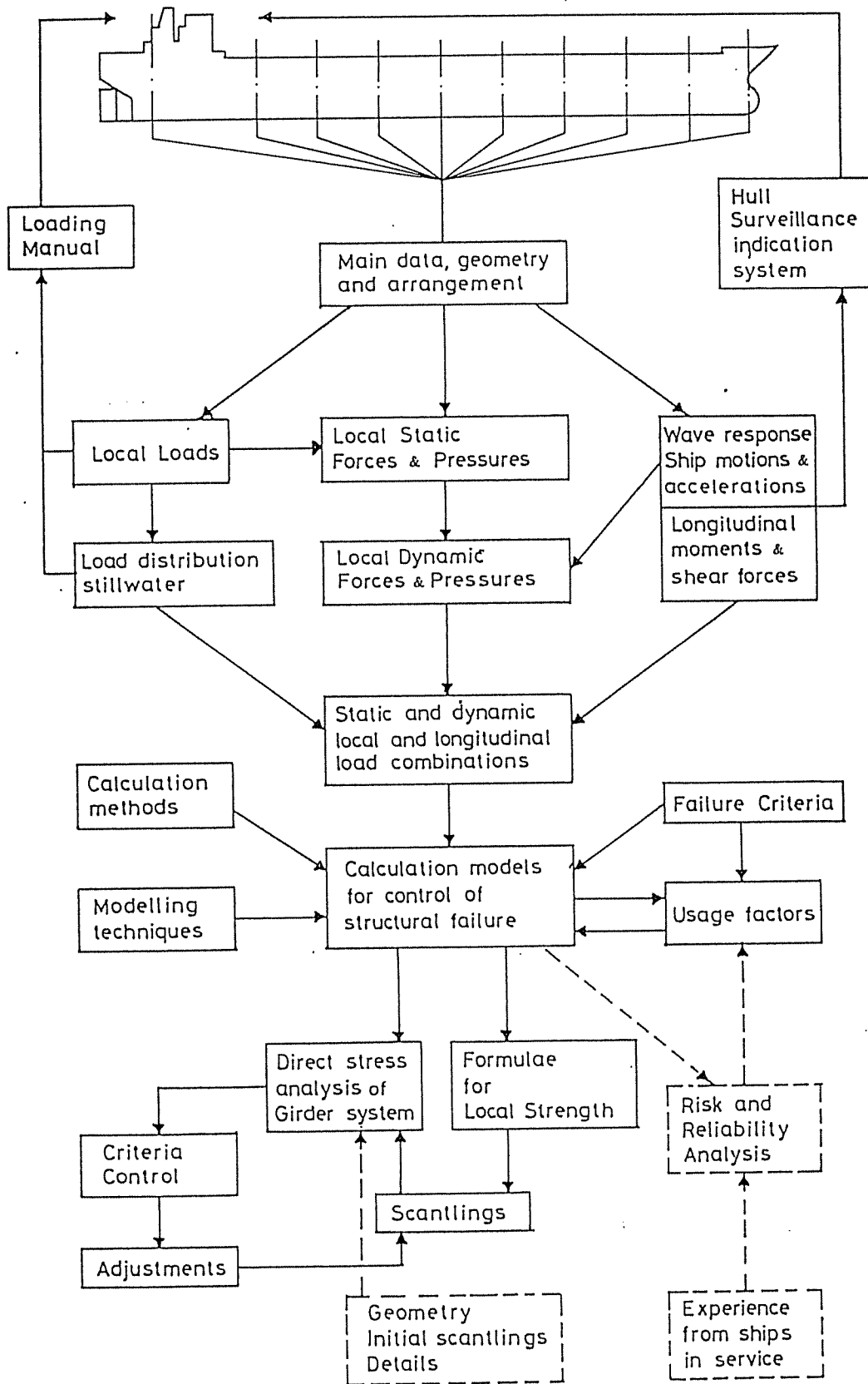


Figure I.11 : Procédure du DnV pour l'échantillonnage des bateaux [DnV78].

DIAGRAM FOR DIFFERENT DESIGN PROCEDURES.

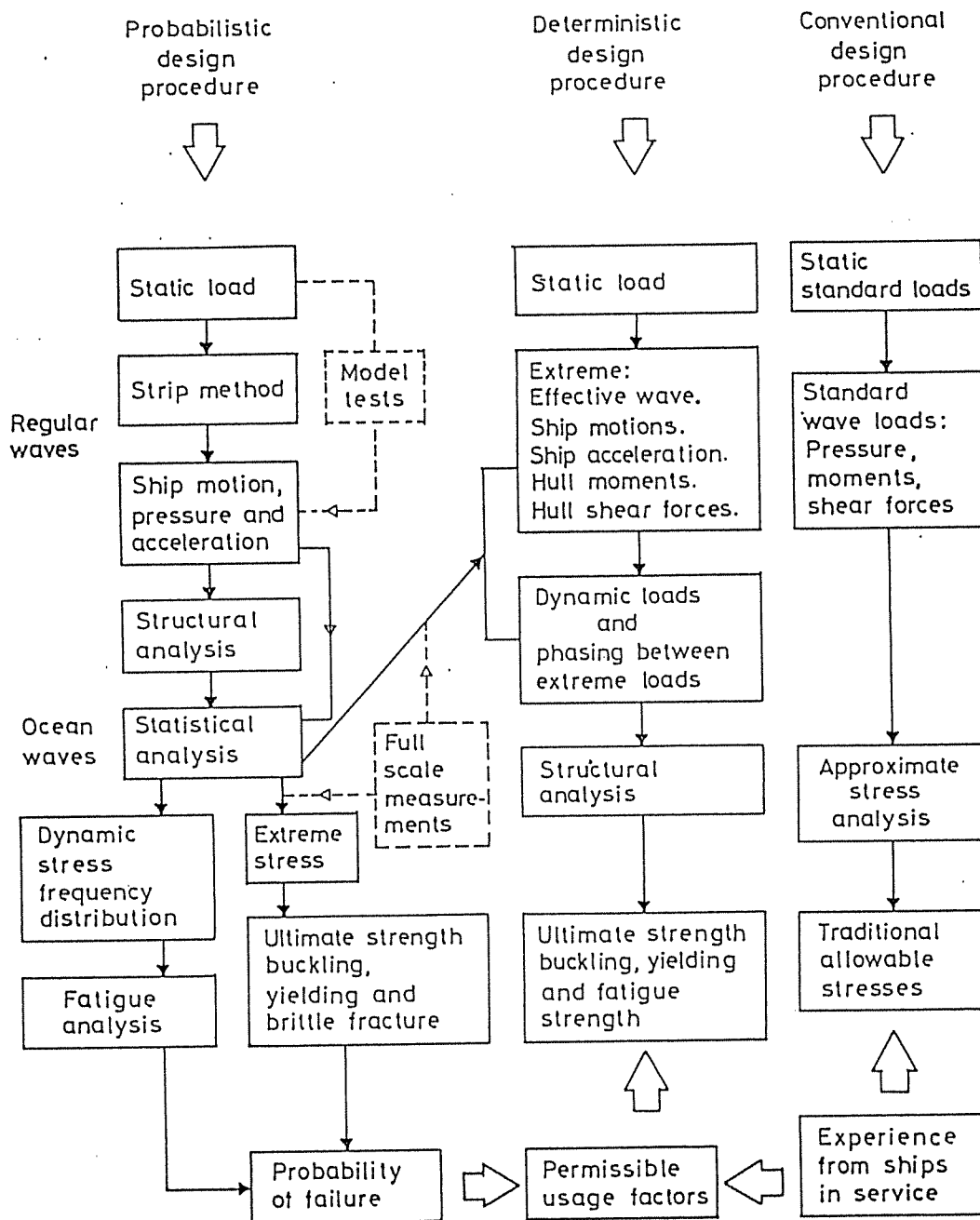


Figure I.12 : Comparaison des différentes approches de dimensionnement [DnV78].

### II.3 LA CONCEPTION DEMAIN ?

Les préoccupations futures des concepteurs et des constructeurs sont doubles:

- Impératif économique : construire plus vite et moins cher.
- Impératif de fiabilité et durabilité: construire mieux en intégrant la fiabilité sur l'ensemble du cycle de vie en prenant, par exemple, mieux en compte les problèmes de fatigue dès la conception. Ainsi, l'American Bureau of Shipping (ABS) tente d'intégrer les problèmes de durabilité en relation avec la fissuration au sein de ses règlements [L197]. Pour ce faire un monitoring (24h/24) de nombreuses structures existantes est nécessaire.

## II.4 METHODE D'ANALYSE DES STRUCTURES

L'objet de cette thèse est étroitement lié aux méthodes de calcul des structures métalliques et plus particulièrement aux structures utilisées pour les constructions navales et hydrauliques. Il s'agit là d'un domaine extrêmement vaste, aux facettes multiples dont il n'entre pas dans nos intentions d'en présenter un inventaire exhaustif.

Nous limitons notre analyse bibliographique aux problèmes rencontrés au niveau du calcul des structures navales et hydrauliques et plus spécialement aux méthodes d'analyse élastique des structures orthotropes qui composent la grande majorité de ce type de structures. Les autres états-limites (voilement, flambement, résistance ultime) sont abordés à la partie IV de cette thèse lorsque le choix des méthodes sera analysé (§ XII, XIII et XIV).

En matière de codes et règlements de calcul, Beedle [BE92a] présente un volumineux récapitulatif des règles de conception pour une série de problèmes (instabilité,...) et d'éléments structuraux (plaque, poutre,...) qui sont proposés par les codes et règlements du Génie Civil : BS5950, BS5400 [BS82 et 90], ECCS56, ECCS60 [EC88 et 90], Eurocode 3 [EU93],.... D'autre part Dowling et al. [DO92a] présentent un guide très complet faisant un état de la question de l'évolution des techniques et méthodes de calcul. Bien que consacré aux structures du génie civil, un chapitre traite également des structures offshore.

En matière de constructions navales, l'ISSC publie tous les trois ans un rapport détaillé des dernières techniques et développements liés à la construction navale (ISSC = International Ship and Offshore Structures) [MO88, 91 et 94; CA88 et 97]. Il faut aussi mentionner les divers règlements des sociétés de classification [BV97, DnV92, ABS83, API87, GL92, LR92, NKK93].

Comme ouvrages de références dans ces matières, nous avons retenu :

- Méthode d'analyse des structures (généralités et structures du génie civil) :  
Beedle [BE92a], Dowling et al. [DO92a], Dubas et al. [DU86], Englekirk [EN94], Maquoi [MA73a et 86], Massonnet [MA67a], Samuelson [SA92], Timoshenko [TI59 et 61];
- Calcul et analyse des structures navales :  
Benford [BE91b], Evans [EV75], Eyres [EY94], Hughes [HU88], Marchal [MA88a et b, MA93 c et d], Ranson et al. [RA94a], Taggart [TA80].

### II.4.1 Méthode d'analyse élastique des structures

La méthode des bordages raidis présentée au § VIII est celle qui a servi de base au développement du module LBR-4 d'analyse élastique utilisé dans cette étude. Les raisons de ce choix sont exposées au § VII.

Le but poursuivi est d'obtenir une évaluation réaliste de l'état de contraintes réelles existant au sein d'une structure orthotrope. Cet état de contraintes est décrit au § XII.2 : il est dû à une flexion d'ensemble, à des efforts transversaux et à des comportements locaux.

Le choix des modèles de calcul pouvant représenter cet état de contraintes est un problème difficile qui a fait l'objet de nombreuses études. Faulkner [FA75 a et b] définit l'état de contraintes dans les grillages de poutres (forme simplifiée des panneaux orthotropes) et y aborde le calcul des états limites de plastification et de voilement. Michimoto et al [MI94] présentent un article de fond sur les interactions entre les différents modes de flexion (principale, secondaire et locale) et plus particulièrement concernant la flexion des membrures transversales dans les structures à double fond.

Nikolaïdis et Kaplan [NI92] présentent un double article concernant les incertitudes de l'analyse élastique des structures. Ils effectuent des comparaisons entre des évaluations dites analytiques, dont fait partie le module LBR-4, et les méthodes des éléments finis (standard de calcul en 1998). Dans une analyse comparative, SUMI [SU96b] montre que le module LBR-4 fournit des résultats similaires à ceux de neufs programmes d'éléments finis.

Dans un récent rapport du «Ship Structure Committee» [YE97], une description de l'état des contraintes dans les structures navales est présentée. La contrainte dite réelle est définie comme étant la combinaison d'états membranaires et flexionnels auxquels se superposent des concentrations de contraintes et des contraintes résiduelles. En parallèle à la modélisation par FEM, des formulations rationnelles analytiques sont présentées pour évaluer les contraintes primaires, secondaires et locales et une méthodologie pour calculer les concentrations de contraintes y est aussi présentée (Stress Concentration Factors and Hot Spot Stress).

Signalons aussi quelques travaux reposant sur des approches analytiques qui peuvent servir de base de comparaison avec le module d'analyse élastique des structures LBR-4 : Hinton et al. [HI93a], une formulation de bandes finies; Vaughan [VA65], une analyse élastique de poutre en I basée sur la théorie des plaques; Smith [SM66], une résolution analytique des équations différentielles avec utilisation de développements en série de Fourier,...

Ajoutons aussi les travaux de Shigematsu [SH92b et OH93] qui aborde l'analyse du voilement des plaques à épaisseur variable avec une approche similaire (mais simplifiée) à celle de la méthode des bordages raidis.

## **CHAPITRE III : L'OPTIMISATION - HIER ET AUJOURD'HUI**

### **III.1. LES BUTS DE L'OPTIMISATION STRUCTURELLE**

Le terme «optimisation structurelle» d'un bateau recouvre différents objectifs d'optimisation selon la personne ou le groupe auquel l'étude est destinée.

Pour l'armateur, optimiser la structure d'un nouveau bateau (ou série de bateaux) consiste à déterminer les dimensions d'ensemble du bateau (longueur, largeur, tirant, creux, tonnage,...) permettant d'atteindre un taux de rentabilité maximum.

Dans une telle analyse, entrent en jeu :

- la taille du marché potentiel et les perspectives (prospections) qui conditionnent, pour le bateau, la charge utile désirée et la vitesse moyenne demandée,
- le taux de rentabilité escompté,
- des paramètres financiers (taux d'intérêt actuel, taux d'actualisation,...),
- le coût de construction,
- les frais d'exploitation.

De nombreuses études traitent de ce type d'optimisation [MA66, SE78, BU76, DE95,...]. Il s'agit en fait davantage de problèmes économiques que structuraux. Ce type d'optimisation n'est pas abordé dans cette étude.

Pour le concepteur, «l'optimisation structurelle» touche simultanément aux formes du bateau (carène) et aux composants de la structure (charpente) c'est-à-dire à l'échantillonnage.

Au début de son avant-projet, le concepteur connaît les exigences du cahier des charges qui lui impose une charge utile et une vitesse. C'est à lui de définir la forme relative au bateau le plus économique. A ce niveau, l'optimisation structurelle concerne les dimensions d'ensemble et la forme de la carène. A cette fin, Keane [KE91] développa un ensemble intégré de modules qui permet de fixer les formes et les dimensions optimales. Des modules techniques (hydrostatique, poids, stabilité, résistance,...) fournissent les évaluations utiles à l'établissement des restrictions et de la fonction objectif (exemple : puissance des moteurs - formulation de Holtrop [HA93a et MA93f]).

La forme de la carène joue un rôle important sur la résistance et sur la charge utile. A longueur, largeur et vitesse égales, un bateau élancé ( $C_b=0,75$ ) nécessitera une installation propulsive moins onéreuse mais aura une charge utile réduite par rapport à un bateau plus trapu ( $C_b=0,85$ ).

Il y a donc une interaction importante entre :

- la forme de la carène qui conditionne les sollicitations statiques et dynamiques (interaction fluide-structure);
- les caractéristiques hydrodynamiques (résistance et propulsion) qui conditionnent la puissance des moteurs et donc le poids de la salle des machines;
- le poids du bateau à vide (poids lège) qui, pour un déplacement donné, limite la charge utile;
- le coût de construction. Un bateau peu coûteux à la construction correspond rarement à l'optimum poids. Il en résulte une perte au niveau de l'exploitation.

Pour le structuraliste, «l'optimisation structurelle» consiste essentiellement à définir les composants (bordé, entredeux, membrures...) des ponts, fonds et murailles. Les dimensions d'ensemble et la forme générale sont considérées comme des invariants fixés préalablement. Le couplage LBR-4/CONLIN [CO89], qui fait l'objet de la présente recherche, constitue un outil pratique (LBR-5) qui permet précisément ce type d'optimisation c'est-à-dire de définir de l'échantillonnage optimum.

### III.2. HISTORIQUE

Avant qu'apparaisse la possibilité de recourir aux ordinateurs pour optimiser les structures, l'optimisation se basait sur une combinaison d'expériences et d'intuitions du concepteur qui était couplée à un cycle d'analyses comprenant, à chaque itération, une phase de calcul et une phase d'évaluation. Cette recherche de l'optimum se faisait presque manuellement.

Les premières études sur l'optimisation des bateaux portaient sur des éléments simples (poutres, plaques) ou des sous-ensembles. Leur but était en général de réduire le poids mais très vite l'estimation du coût s'est révélée indispensable. Ainsi, Harlender [HA60] rechercha le poids minimum d'un panneau raidi soumis à différentes sollicitations. Il s'aperçut déjà que l'optimum économique ne correspondait pas toujours avec l'optimum "poids".

Dès que les performances des ordinateurs le permirent, les chercheurs tentèrent de mettre au point des algorithmes automatisés de conception et d'optimisation des structures. Deux écoles existaient :

- l'approche classique regroupant les ingénieurs qui implantaient sur ordinateurs les méthodes itératives classiques. On facilitait et accélérail le processus d'optimisation qui, jadis, était effectué manuellement.
- l'approche mathématique qui repose sur des algorithmes d'optimisation [VA84] recherchant le minimum d'une fonction objectif au sein d'un espace de conception soumis à certaines restrictions.

Cette dernière approche est celle qui a permis au concepteur de faire le plus de progrès. Les premiers travaux dans cette voie furent réalisés au M.I.T. par l'équipe du Professeur J.A. Evans [EV63, MA66, NO70]. Dès 1963, Evans s'attacha à définir l'entredistance optimale des cadres. Il remarqua que si l'optimum est le poids, il existe une large plage autour de l'optimum dans laquelle la valeur de la fonction "objectif" est quasi stable. Il en conclut que le choix de l'entredistance entre les cadres est peu significatif dans la recherche du poids optimum de la structure. Il observa aussi que l'entredistance optimale sur base d'une fonction "objectif coût" conduit à des entredistances plus importantes. Evans en déduit que le "vrai optimum" est probablement entre les deux. Cette conclusion montre que le besoin d'une optimisation multi-critères était déjà observée en 1963.

Mandel [MA66] s'intéressa à la recherche des dimensions principales optimales d'un bateau sur base des coûts annuels d'exploitation. Pour rechercher l'optimum, il utilisa un algorithme de génération aléatoire pour définir les valeurs des variables de conception (modèle de Monté Carlo). Comme Evans, il observa qu'aux alentours de l'optimum, les principales dimensions pouvaient varier notablement sans créer de variations significatives du coût.

Nowacki [NO70] fut un des premiers à utiliser les techniques d'optimisation développées pour l'industrie aéronautique et adaptées à la construction navale par Moe dans les années soixante [MO68]. Nowacki optimisa les dimensions principales d'un bateau cargo sur base de critères économiques en formulant un problème d'optimisation contraint et non-linéaire. Il développa un algorithme général d'optimisation basé sur une méthode de recherche directe (méthode dite «*de la plus grande pente*», voir §V.1) couplée à une fonction de pénalités pour tenir compte de la présence de restrictions (problème contraint).

Les travaux de Moe [MO68] et de Nowacki [NO70] ont longtemps servi de référence en matière d'optimisation des structures navales [WI86]. En 1968, Moe présenta une méthode générale d'optimisation qu'il appliqua à la conception des ponts de car-ferry et à la structure d'ensemble de bateaux citernes. Les restrictions utilisées reposaient sur les règles d'échantillonnage du Norkse Veritas et pas encore sur un calcul direct de la structure. Il utilisa une méthode d'optimisation séquentielle non contrainte (basé sur l'algorithme de Powell [VA84]). Les restrictions sont prises en compte via un terme de pénalités ajouté à la fonction objectif. Le coût global de la structure est obtenu sur base des coûts unitaires des matériaux, du transport, de la manutention, du montage et du soudage. Comme Evans, il constata que l'optimum poids correspond à une entredistance réduite comparée à l'entredistance optimale pour une fonction objectif coût.

Une autre grande école de l'optimisation des structures navales apparut en 1980 avec les travaux de O. Hughes [HU80, 88, 92a, LI81] et le développement du logiciel SHIPOPT, devenu par la suite MAESTRO© [MA98]. Les travaux de Hughes intègrent les règles de base du règlement de

classification ABS (American Bureau of Shipping), notamment, en adoptant les règles de proportionnalité entre les dimensions des membrures (élanement,...).

Il est intéressant de noter que l'essentiel de la littérature scientifique internationale traite des outils mathématiques d'optimisation et des méthodes d'analyse et d'évaluation des états limites (résistance, déformation, etc.). Par contre, peu d'articles (accessibles) traitent des coûts. Il est dès lors paradoxal de noter que la majorité des études conclut à la nécessité :

- d'établir une méthodologie efficace permettant d'effectuer une optimisation sur base des coûts de construction,
- d'établir des critères objectifs intégrant les coûts de production permettant de comparer des conceptions différentes,
- d'effectuer un recensement significatif des coûts unitaires de construction.

La cause de ce manquement est cependant évidente. Dès que l'on touche aux données financières, on met en danger la compétitivité des entreprises, sociétés et chantiers qui ont transmis leurs données. A notre connaissance, les seuls travaux d'importance ayant pour but de combler cette lacune, partiellement accessibles à la communauté scientifique, ont été ceux réalisés auprès de plusieurs chantiers britanniques. L'objectif fut l'établissement d'une banque de données. Les travaux de Southern [SO80] et Kuo [KU84b] reposent partiellement sur ces données.

Des travaux similaires sont aujourd'hui en cours aux USA avec le modèle PODAC [KE93a et WA97].

### III.3 POINT DE VUE DE L'ISSC

L'ISSC est une organisation scientifique internationale qui, tous les trois ans, présente un état de la question fort détaillé des différents domaines liés aux structures navales (bateaux et structures offshore).

Ainsi, l'évolution des techniques de conception et d'optimisation a fait l'objet de rapports détaillés en 1988 par Catley et al. [CA88, CA90]; en 1991 par Moan et al. [MO88 et 91]; en 1994 par Pittaluga et al. [PI94] et par Hughes, Hage et al. [HU94a]; en 1997 par Beghin et al. [BE97b] pour les principes et critères de conception et par Catley, Hage et al. [CA97] pour les méthodes.

Une réactualisation des rapports de 1997 sont actuellement en préparation pour l'ISSC'2000.

En 1988, Catley et al. [CA88, CA90] mettaient l'accent sur :

- le lien important entre les outils de CAD/CAM et le processus d'optimisation,
- le besoin d'intégrer les logiciels d'analyse structurelle (FEA) aux systèmes de CAD,
- le fossé entre la construction au coût minimum et la recherche du coût minimum global pour le cycle de vie de la structure,
- la difficulté d'obtenir des estimations réalistes des coûts de production et l'importance qu'elles représentent,
- les méthodes analytiques des coûts de construction dont les estimations doivent être corrélées par des réalisations antérieures similaires ou par des estimations basées sur des approches paramétriques ou empiriques.

En 1991, le rapport de l'ISSC [MO91] met l'accent sur le choix des objectifs d'optimisation et aborde les problèmes liés à l'optimisation multi-objectifs.

En 1994, le rapport du comité V.4 [HU94a] mentionne de nouveaux concepts de conception et d'optimisation dont:

- la logique floue, «Fuzzy Theory [XU95]»,
- l'optimisation combinatoire et les algorithmes génétiques [GO89],
- les optimisations de forme et topologiques.



Ce rapport mentionne également certaines limitations de la spirale de conception (§ II), à savoir, notamment :

- que la conception doit se faire en séquence, une phase ne pouvant débuter que lorsque la précédente s'achève, ce qui allonge le temps de conception;
- les possibilités réduites d'intégrer des considérations sur le cycle de vie.

Afin de pallier à ces inconvénients, le «Concurrent Engineering» permet une conception plus intégrée et interactive entre les différentes étapes de la conception. L'organisation même des procédés de conception doit être revue (Figure I.7). Un tel système permet une réduction du temps de conception en prônant une conception simultanée de, par exemple, l'aménagement intérieur et des procédés de fabrication [EL97].

En 1997, le comité IV.1 [BE97b] axe sa présentation sur l'introduction des méthodes probabilistes au niveau des principes et critères de conception. Cela témoigne de la part des sociétés de classification, généralement taxées de conservatisme, d'un souci d'intégrer les approches nouvelles. Notons que ce changement d'approche est déjà intégré dans les Eurocodes [EU93].

Enfin, le comité IV.2 [CA97] décrit le concept d'optimisation multidisciplinaire qui intègre les divers niveaux de CAE (Computer Aided Engineering), à savoir CFD, FEA, performance/résistance, procédé de fabrication, analyse des coûts. Ce principe est présenté à la figure I.13. Les critères de conception (fonctions objectifs) y sont multiples (fiabilité, performance, charge utile, production, coût initial et coût d'exploitation) et certains sont en conflit. Dans ce cas, l'optimisation multi-critères est une aide précieuse à la décision.

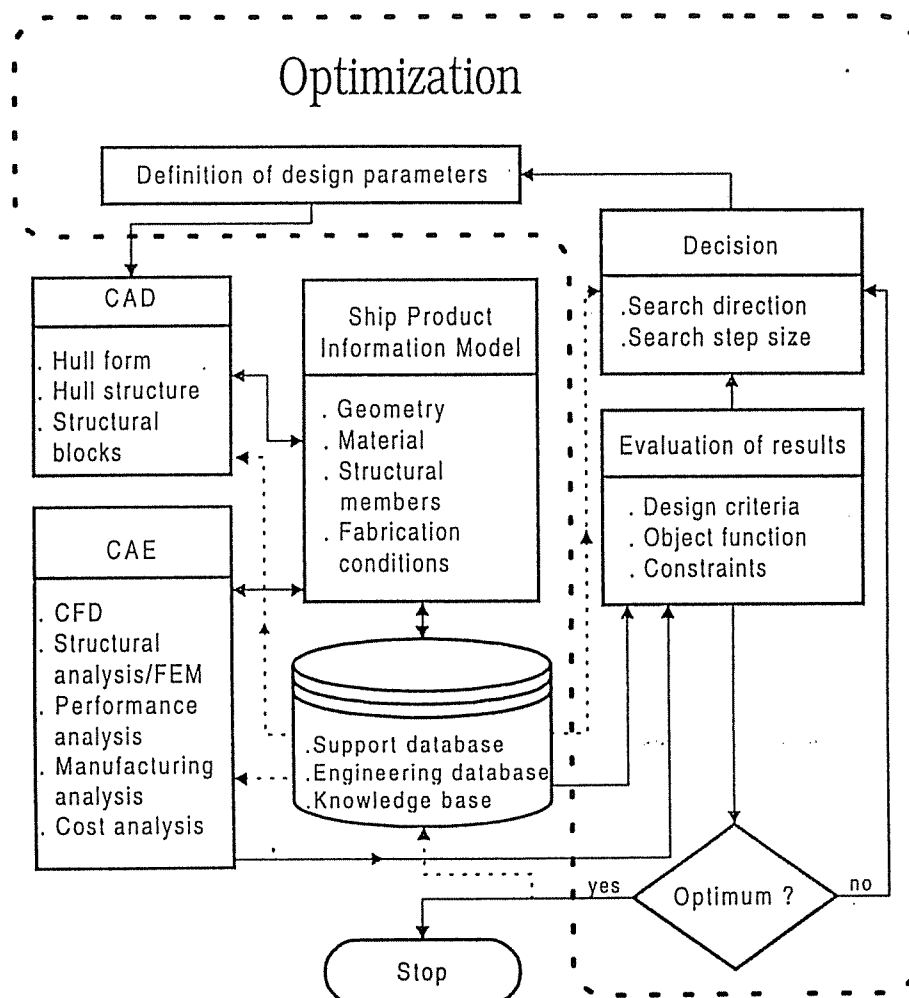


Figure I.13 : Concept d'optimisation multidisciplinaire des structures [CA97].

### III.4 ALGORITHMES MATHÉMATIQUES D'OPTIMISATION

A partir des années 1980, il semble que les méthodes dites «Sequential Linear Programming» et «Sequential Quadratic Programming» soient devenues des standards en matière d'optimisation des structures. Ainsi, Hughes [HU80] utilisa des approximations linéaires basées sur des dérivées premières et secondes. Krol [KR91b] et Kriezis [KR91a] optèrent pour les approximations quadratiques.

Par contre, Van Frachem [VA85] utilisa la programmation géométrique [DU67] et la méthode du gradient réduit généralisé. Le modèle développé s'applique à des éléments (panneaux) et permet d'étudier l'effet de la corrosion sur le coût à long terme.

Comme ouvrages de références traitant des problèmes d'optimisation, mentionnons :

- |                  |              |                   |              |
|------------------|--------------|-------------------|--------------|
| - Brebbia et al. | [BR89]       | Jelen             | [JE70]       |
| - Bunday         | [BU84a]      | Osycska           | [OG92]       |
| - Duffin et al.  | [DU67]       | Rozvany           | [RO79]       |
| - Gill et al.    | [GI74 et 81] | Save et al.       | [SA85 et 90] |
| - Gordon et al.  | [GO78]       | Vanderplaats      | [VA84]       |
| - Goldberg       | [GO89]       | Wisniewski et al. | [WI90]       |

La partie II (§IV) de cette thèse traitera du choix de l'algorithme utilisé par le modèle LBR-5.

### III.5 OPTIMISATION A NIVEAUX MULTIPLES

En matière d'optimisation dimensionnelle («Sizing»), on constate, dès le début des années 1980, que les éléments finis sont devenus un standard pour évaluer, à chaque itération, les restrictions sur les états limites (contraintes et déformations) [HU80 et 88, GE89a et b]. Comme, de ce fait, le temps nécessaire à l'analyse de la structure d'ensemble par éléments finis représente la majeure partie de la charge de calcul de l'optimisateur, deux tendances complémentaires sont apparues.

- Développer des algorithmes mathématiques plus performants afin de réduire le nombre d'analyses par éléments finis. Ainsi, le logiciel CONLIN a typiquement été conçu dans l'optique de limiter à 10 ou 15 le nombre d'analyses [CO89, FL93a et b].
- Scinder le problème d'optimisation de la structure en deux niveaux :
  - un modèle général représentant le comportement d'ensemble de la structure,
  - des modèles locaux modélisant des sous-structures (panneaux, éléments de double fond,...).

Seules les analyses au niveau global (structure d'ensemble) nécessitent un coûteux calcul par éléments finis. Les résultats du modèle global, servent de données pour l'optimisation locale de chaque sous-structure. Les variables de conception du modèle global (section, inertie,...) sont généralement différentes et moins nombreuses que les variables de conception des sous-structures (épaisseur, hauteur d'âme,...).

Cette technique de subdivision du problème général en sous-problèmes a été utilisée par Hughes en 1980 [HU80], par Krol [KR91b], par Sen [SE89a et b] et a été reprise en 1991 par Rahman [RA91a, 92 a et b et 95 a]. La figure I.14 présente la méthodologie suivie par Hughes. Les optimisations locales des sous-structures ne requièrent généralement pas une analyse d'ensemble par éléments finis et sont assez rapides.

En ce qui concerne le module LBR-5 développé dans cette thèse, on n'a pas procédé à la subdivision du problème en deux niveaux pour les raisons suivantes :

- le modèle d'analyse LBR-4 ne requiert pas un temps excessif de calcul, même pour une structure complexe et le module CONLIN permet d'envisager une convergence endéans les 10 ou 15 itérations;

- le nombre de variables de conception du modèle global serait égal à la somme des variables de conception de chaque sous-structure: il n'en résulterait aucune simplification complémentaire;
- une des qualités principales de la méthode des bordages raidis est de fournir les déplacements en tous points de la structure: lui substituer une méthode simplifiée pour l'évaluation des sous-structures (panneaux) conduirait à perdre l'intérêt de la méthode.

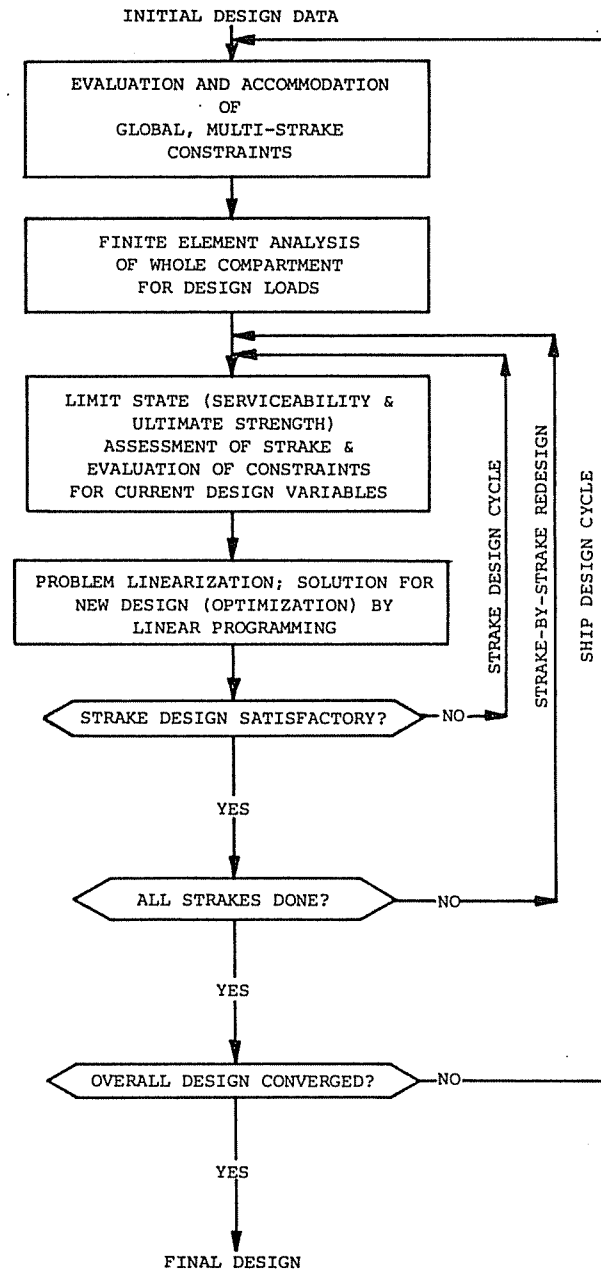


Figure I.14: Procédé d'optimisation à deux niveaux (Hughes [HU80]).

### III.6 OPTIMISATION MULTI-OBJECTIFS

Depuis 1980, l'université de Newcastle Upon Tyne est devenue, sous l'impulsion du Professeur Sen, un centre de recherche reconnu en matière d'optimisation multi-objectifs (Multi-Object Decision Model and Multi Criteria Decision Making).

La complémentarité des travaux de Caldwell (analyse des structures [CA86]) et de Sen (algorithme d'optimisation) a permis le développement de nombreuses études dans le domaine de l'optimisation des structures navales [SE78, 85, 92a, 95, SO87, DE95].

Shi [SH88, SE89a et b et SH92a] chercha à optimiser la forme des structures navales en combinant :

- une programmation séquentielle linéaire,
- la technique dite «Move limits» [ZH94 et 96],
- des variables mixtes (continues et entières) avec la méthode «Branch and Bound» [VA84],
- un modèle de décision multi-objectifs (solutions de Pareto),
- une technique d'optimisation à deux niveaux (modèle global et modèles locaux).

Depuis 1994, Shen utilise l'algorithme «genetic» pour des optimisations multi-critères de grandes dimensions [TO96, YA93a]. Ce type d'algorithme semble mieux convenir dans les problèmes d'aide à la décision que dans les problèmes classiques d'optimisation structurelle pour lesquels le coût des analyses successives est très important. Toutefois, certaines recherches sont menées dans le domaine avec les méthodes dites «genetic» [GO89]. Ainsi, soulignons l'étude effectuée au sein du chantier naval MHI (Japon) par Okada et al. [OK92] qui présente un exemple d'optimisation du maître couple d'un pétrolier à double coque.

En matière d'optimisation multi-critères des structures navales, il faut mentionner les travaux de Kim et Han [KI94] et de Trincas, Zanic et al. [TR90], permettant de définir un groupe de solutions de même valeur (solutions de Pareto). Ray [RA94b] et Sourullos [SO87] présentent également des applications pratiques d'optimisation multi-critères.

### III.7 L'OPTIMISATION DE FORME

Depuis plus de quinze ans, c'est en matière d'optimisation de forme que le progrès le plus important a été enregistré dans le domaine de l'optimisation des structures [BE91a, BR89]. Ces progrès ont trouvé, dans les structures aérospatiales et la mécanique automobile, des champs d'application très larges où l'optimisation de forme a pu montrer son intérêt. Des gains importants en matières premières (poids), en résistance (niveau des contraintes) et en coûts ont pu être enregistrés. Dans de nombreux domaines, le recours à l'optimisation de forme est devenue chose courante quoique toujours l'affaire de spécialistes.

En construction navale et offshore, l'optimisation de forme se développe également. Ainsi, il est à présent possible de rechercher la forme optimale de la carène (Projet européen OPTIM [OP94]). L'interaction fluide-structure est un sujet difficile qui, lié à l'optimisation de forme, rend le problème très complexe et explique le nombre modeste d'applications industrielles.

### III.8 L'OPTIMISATION TOPOLOGIQUE

Grâce au développement soutenu de la puissance de calcul des ordinateurs, l'optimisation topologique est un domaine de recherche qui, depuis quelques années, laisse percevoir des applications industrielles. En 1998, l'optimisation topologique automatisée est un rêve qui devient réalité mais dont les applications sont encore trop «académiques» [MA96b, DU96, BE88].

Bien que l'optimisation topologique soit potentiellement d'un intérêt évident et important pour les constructions hydrauliques et navales, nous n'approfondirons pas ce domaine prometteur.

### III.9 EXEMPLES PRATIQUES D'OPTIMISATION

Cohn [CO94] présente un état de la question approfondi concernant les applications pratiques de l'optimisation structurelle en génie civil. Il montre que, malgré une littérature abondante et des développements importants, les applications industrielles sont encore trop réduites. La même observation avait été émise par Caldwell [CA86] en 1986 lorsqu'il écrivit «*What is wrong with structural optimisation ?*». Cohn et Caldwell n'ont pas vraiment une réponse à cette question. Ils avancent, en tout cas, un manque de publications relatant des cas d'applications pratiques et le

souhait d'une approche plus pragmatique, à savoir : «des problèmes pratiques à la recherche de solutions» plutôt que «des solutions à la recherche d'applications pratiques».

### III.9.1 Maestro (Shipopt) - Hughes

En matière d'optimisation des structures navales, les travaux de O. Hughes sont, à placer en tête des références à consulter. C'est vers 1976 que Hughes, Mistree et Zanic ont commencé l'élaboration d'une approche rationnelle destinée à l'optimisation automatique des structures de bateaux [HU80, LI81]. En 1998, la renommée de leurs travaux dans le monde scientifique repose évidemment sur la réussite commerciale du logiciel d'optimisation Maestro [MA98] mais aussi et surtout sur la cohérence de leur approche [HU92a].

Pour concevoir un outil d'optimisation automatisé de structures complexes, quatre «ingrédients» sont requis :

- a) un module d'analyse structurelle;
- b) un module d'évaluation rationnelle des états limites des structures;
- c) un algorithme performant et rapide d'optimisation de problèmes non linéaires fortement contraints;
- d) une fonction objectif représentative de la réalité.

La qualité d'un logiciel, regroupant ces quatre composants, est conditionnée par la qualité du moins performant (module d'analyse, module d'évaluation, algorithme d'optimisation et fonction objectif). Ainsi, optimiser une structure en ne représentant qu'approximativement l'objectif fixé, conduit à anéantir les efforts réalisés dans les autres niveaux (analyse, évaluation et résolution).

Hughes avait parfaitement compris ce principe. Il plaça donc la barre des performances à un niveau identique pour chaque composant en veillant de plus à la cohérence entre les modules. Il ne chercha pas à utiliser des «technologies» de pointe toujours en développement. Il opta pour des modules (composants) sûrs, ayant fait leurs preuves.

Ainsi, il choisit les approches (modèles) suivantes :

#### a) Modèle et analyse structurelle

L'objectif de ce module est de calculer la réponse de la structure (contraintes, déplacements,...) soumise à un groupe de sollicitations (supposées connues). Pour des structures complexes comme des bateaux, vu la précision demandée, seule une analyse tri-dimensionnelle par éléments finis pouvait convenir. Hughes opta pour des éléments finis simplifiés afin, par exemple, de modéliser les panneaux raidis pour lesquels il néglige la rigidité flexionnelle. Quatre types d'éléments sont utilisés : des éléments de plaques raidis, des éléments poutres pour les cadres, des barres pour les épontilles et des éléments de double fond modélisant un double fond transformé en un grillage de poutres auquel une rigidité torsionnelle additionnelle est associée.

Il s'agit donc d'un programme d'éléments finis simplifié modélisant essentiellement le comportement d'ensemble. Les contraintes locales sont calculées séparément (avec des formulations standards) et ajoutées aux résultats des éléments finis. C'est aussi, en quelque sorte, ce que fait le logiciel LBR-4, module d'analyse utilisé dans cette étude.

#### b) Module d'évaluation rationnelle des états limites

C'est à ce niveau que Hughes fait le plus preuve de son sens pratique. Afin d'évaluer les capacités des composants structurels (plaques, poutres,...) à résister aux efforts déterminés ci-avant (analyse structurelle d'ensemble), Hughes établit, pour chaque état limite, une formulation rationnelle qui la lie aux variables de conception. Pour ce faire, il a fait un inventaire des états limites et particulièrement des états liés à la résistance ultime (Tableau IV.1, §XI.4 [HU88]). Les raisons qui l'ont conduit à abandonner les formulations empiriques et les règles des règlements de classification pour opter pour des formulations rationnelles sont les suivantes : les avantages de ces règles pratiques de dimensionnement sont leur simplicité et le gain de temps qu'elles permettent. Par contre, elles ne sont valables que pour des domaines de validité limités, elles prennent en compte des marges de sécurité non explicites et reposent sur des hypothèses simplificatrices importantes. Seules des règles rationnelles sont donc susceptibles de fournir une

évaluation correcte des résistances réelles permettant au concepteur d'évaluer la marge de sécurité réelle des composants et sous-composants de la structure.

c) Un algorithme mathématique d'optimisation

A chaque itération, l'algorithme d'optimisation doit fournir la solution optimale à un problème non linéaire contraint. Hughes choisit une approche dite «Sequential Linear Programming-2nd order». Les approximations, bien que linéaires, sont effectuées sur base des dérivées premières et secondes (sensibilités) [MI92]. La résolution du problème linéaire s'effectue selon la méthode dite «Revised Simplex». Par comparaison, nous utilisons l'algorithme CONLIN basé sur l'analyse duale, des approximations convexes et la méthode du gradient conjugué (voir § V.4).

A titre indicatif, il est intéressant de mentionner la répartition relative de la charge de calcul du modèle de Hughes et de la comparer avec celle de LBR-5. Cependant, les ordinateurs utilisés et les époques différentes ne permettent pas d'émettre des conclusions. Il semble toutefois clair que c'est l'amélioration des performances des algorithmes mathématiques d'optimisation qui est à l'origine des différences importantes.

	Shipopt Hughes	LBR-5
Analyse de la structure	37 % (FEM)	25 % (LBR-4)
Evaluation des restrictions et fonction objectif	6 %	50 %
Algorithme d'optimisation	57 % (Linéarisation 2ème ordre simplex)	25 % (CONLIN (1er ordre))
Nombre d'itérations	10 à 15	8 à 12

Tableau I.1 : Répartition relative de la charge de calcul des modèles

En relation avec le développement du logiciel Maestro [MA98], Hughes est l'auteur de nombreuses publications dans lesquelles il présente des applications d'optimisation de tankers à simple et à double coque [HU80, LI81, HU92a].

### III.9.2 Autres modèles

Dès 1973, Smith [SM73] se propose d'optimiser des bateaux de grandes tailles (VLCC) sur base d'un algorithme mathématique séquentiel linéaire et des restrictions structurelles évaluées par éléments finis.

Lyon [LY82] présente un programme d'optimisation pour calculatrice de poche. Son but est de définir les paramètres de base d'une étude préliminaire, il s'agit de L, B, D, T et  $C_b$  (longueur, largeur, creux, tirant max. et coefficient de bloc). La méthode repose sur des formulations empiriques et n'est valable que pour des cas particuliers, à savoir les cargos et les vracquiers.

Van Frachen [VA85] utilise une technique d'optimisation originale par la modélisation d'une fonction objectif intégrant les coûts d'exploitation (voir § XV.4.4).

Hung [HU87] réalise des applications d'optimisation de bateaux Ro-Ro et de bateaux citernes. Il optimise le maître couple avec une méthode à deux niveaux : un calcul d'ensemble avec des variables de conception globale (section, épaisseur équivalente) et une optimisation locale, couplée avec des analyses 2D des cadres et 3D du grillage de poutres (FEA), pour laquelle la méthode du gradient projeté est utilisée.

En Corée, Jang [JA87 et 91] utilise l'algorithme dit de Hooke et Jeeves et une fonction de pénalité pour prendre en compte les restrictions. Il optimise le maître couple de pétroliers sur base d'une fonction "objectif poids". Les restrictions structurelles sont imposées sur base des états limites calculés avec un modèle de grillages de poutres 3D du quart d'un compartiment compris entre deux cloisons transversales et l'axe symétrique. Les variables de conception sont des variables discrètes.

Kriezis [KR91a] propose une optimisation en deux étapes. La première concerne une optimisation poids basée sur un algorithme séquentiel quadratique. Les restrictions et les bornes géométriques sont reprises du règlement de classification ABS [ABS83]. Des applications d'optimisation de bateaux citernes sont présentées. La seconde étape est une optimisation coût. Cette approche est originale car elle intègre l'impact financier résultant de l'accroissement du fret engendré par une réduction du poids propre du bateau (voir première étape). Il n'apparaît cependant pas clairement pourquoi, dans la seconde étape, Kriezis abandonne le processus d'optimisation utilisé précédemment: il recourt à un processus itératif lourd et peu fiable consistant à faire varier les variables de conception pas par pas jusqu'à trouver l'optimum. Le seul avantage de cette approche est de pouvoir traiter les variables comme des variables discrètes.

Rahman et Caldwell [RA91a, 92a et b et 95a] ont développé un outil d'optimisation qui permet de comparer l'optimum structurel correspondant à un règlement de classification ("rules based") et l'optimum rationnel obtenu sur base d'un ensemble de restrictions correspondant à des états limites modélisés par des formulations analytiques, simples, mais rationnelles ("rational based"). Rahman utilise une technique d'optimisation à deux niveaux, des variables continues et une programmation séquentielle linéaire. La fonction objectif utilisée est le poids ou le coût. La fonction coût est basée sur une évaluation analytique intégrant uniquement le coût de la soudure en plus de celui des matériaux.

Hatzidakis et Bernitsas [HA94b] recherchent la configuration optimale des panneaux raidis utilisés en construction navale. Cinq types de panneaux sont étudiés [WI86] et l'optimisation est effectuée sur base du poids et du coût. Cette étude est utilisée au § XVIII comme base comparative.

Nobukawa [NO93b, 94 et 95] présente plusieurs applications d'optimisation dont des bateaux citernes à double coque et des porte-conteneurs. Il utilise une technique de minimisation séquentielle non contrainte et une fonction de pénalité intérieure pour former le Lagrangien. La fonction objectif est le poids et les variables de conception sont d'abord considérées comme continues. Ensuite, les épaisseurs sont fixées aux valeurs commerciales les plus proches et le processus d'optimisation est relancé pour ajuster les variables continues.

Lu [LU94] optimise également le poids d'un pétrolier à double coque sur base d'un échantillonnage dû à la classification ABS. Il utilise une technique de minimisation séquentielle non contrainte, une fonction de pénalité et la méthode de résolution du simplex [VA84].

Pour mémoire, notons aussi les optimisations réalisées par Liew [LI90] sur des caissons à parois minces et celles de Gang [GA94] et Frieze [FR87] sur des coques cylindriques raidies.

Comme exemples d'applications industrielles des techniques d'optimisation, on peut encore citer les travaux de Park et al. [PA91].

Reitman et Hall ont étudié l'interaction entre l'optimisation et la préfabrication. Ils démontrent que planifier la préfabrication indépendamment de l'optimisation ne conduit pas à la solution optimale [RE90].

### III.10 UNE OPTIMISATION A LA CARTE

L'objectif de cette thèse est d'élaborer un module interactif d'optimisation permettant, à tout utilisateur averti, d'adapter par lui-même ce module à ses propres spécificités. L'idée est de créer un module central d'optimisation générale, ouvert vers l'extérieur et compatible avec des modules de calcul des structures basés sur des codes et des règlements spécifiques. Il doit contenir des méthodes d'analyse et d'évaluation pouvant toujours être enrichies et complétées par l'utilisateur.

Cet utilisateur doit pouvoir y modifier les restrictions et les impositions en fonction du type de structures étudiées (structures hydrauliques, navales, offshore ...), du code ou du règlement en vigueur et de son expérience et aptitude en matière de dimensionnement. L'objectif est de créer une technique d'optimisation à la carte, en permanente évolution, c'est-à-dire en évolution avec l'utilisateur et ses besoins propres. C'est ce que nous définissons par le terme «programmation orientée modules».

Cette méthode nécessite de la part de l'utilisateur des capacités techniques et informatiques ainsi que des connaissances scientifiques avancées. En conséquence, il est clair que la qualité du module d'optimisation ainsi conçu sera nettement supérieure à celle d'un outil standard, difficilement évolutif.

#### III.10.1. Définition du concept d'optimisation orientée modules

Le terme «optimisation orientée modules» correspond à une idée, un concept : *développer un outil d'optimisation ouvert vers l'extérieur permettant à l'utilisateur d'y ajouter des modules personnels, adaptés à ses besoins spécifiques.*

##### Introduction

L'outil proposé est constitué de plusieurs modules. Leur nombre et leur type n'est pas imposé. Au départ, l'ensemble est constitué des 3 modules de base définis à la figure I.15 (optimisation mathématique, coûts et restrictions).

Ces 3 modules forment l'ossature de l'outil. Autour des modules *coûts* et *restrictions* gravitent un nombre non défini de modules spécifiques. En principe, il faut au minimum un module spécifique pour chaque type de restriction. Dans le cadre de cette thèse, seul un nombre limité de modules a été développé. Ce sera à l'utilisateur de compléter, adapter, ajouter de nouveaux modules en fonction de ses spécificités (type de structures, codes et règlements à suivre, niveau technique et scientifique, hardware disponible...).

L'objectif est de permettre à l'utilisateur de se construire lui-même l'outil dont il a besoin.

##### Origine de la programmation orientée modules.

Le concept de «l'optimisation orientée modules» est une idée nouvelle résultant de notre expérience en matière de «programmation orientée objet». Elle repose notamment sur l'utilisation du langage de programmation LabVIEW [LA94]. En fait, le LabVIEW est plus qu'un langage de programmation ou un logiciel d'application. Il a originellement été développé pour la programmation de systèmes d'acquisition et de traitement des données mais il est aujourd'hui utilisé à d'autres fins; par exemple au développement du modèle mathématique de l'Ecole Polytechnique de Lausanne pour la gestion des ressources hydrauliques.

La ligne directrice du LabVIEW est de permettre à l'utilisateur, en assemblant des modules (icônes ou objets), de se construire lui-même son outil. Le concepteur du LabVIEW (National Instruments) propose des applications regroupant plusieurs modules de base. Chaque application est ensuite modifiée et adaptée par l'utilisateur à un but (besoin) spécifique.

En pratique, l'utilisateur, en fonction de ses propres besoins, choisit une application contenant déjà une série de modules. Chaque module peut être modifié ou remplacé au gré de l'utilisateur par un autre module. Des modules complémentaires peuvent aussi être ajoutés. Le concepteur du



LabVIEW a d'ailleurs, lui aussi, prévu une banque de données (banque d'objets/modules) où l'utilisateur peut trouver les modules qu'il souhaite ajouter à l'unité de base. Si ces modules n'existent pas, l'utilisateur peut en développer de nouveaux et symboliser ces modules par une icône afin de les intégrer à l'unité de base. La souplesse, la simplicité et la compatibilité sont les qualités principales du langage LabVIEW.

C'est dans cet esprit que nous nous sommes inspirés de cette ligne directrice pour proposer un outil d'optimisation orientée modules (figure I.15).

### III.10.2. Structure de l'optimisation orientée modules

Comme modules de base, l'outil d'optimisation développé comprend :

- Le MODULE OPTI: module mathématique de recherche de l'optimum d'une série de variables de conception  $X_i = X(i) = X_i$  soumise au problème suivant :

$$\begin{array}{lll} \text{Min } F(X_i) & i = 1 \text{ à } N & \text{la fonction objectif à minimiser} \\ \text{avec } C_j(X_i) \leq CM_j & j = 1 \text{ à } M & \text{les restrictions à respecter} \end{array}$$

Ce module est présenté aux §IV et §V (Partie II).

- Le MODULE COUT: module permettant l'évaluation de la fonction objectif  $F(X_i)$ .

Ce module est explicité au §XV.5 (Partie V).

- Le MODULE RESTRI: module qui permet l'évaluation des restrictions  $C_j$  et des sensibilités, c'est-à-dire leurs dérivées par rapport aux variables de conception,  $\frac{\partial C}{\partial X_i}$ .

Cet important module fait l'objet des §X à §XIV (Partie IV).

C'est au niveau de ce dernier module qu'une grande flexibilité et une souplesse importante sont requises. En effet, il n'existe pas de groupes de restrictions adaptés à tous les usages et tous les utilisateurs.

En conséquence, une liste générique des grands types de restrictions requises (contrainte, déformation, voilement, résistance...) a été établie (§ XI.3). Pour chaque type de restrictions, plusieurs approches, formulations ou modèles de comportement ont été comparés. Plusieurs d'entre eux ont été retenus et incorporés dans le module des restrictions de base (RESTRI).

La configuration de ce module de base (RESTRI) est conçue de façon à permettre à l'utilisateur de sélectionner, de modifier ou d'introduire de nouvelles restrictions. Ainsi, en vue d'une application, l'utilisateur doit spécifier la liste des restrictions à utiliser. Pour cela, il dispose d'une banque de données de restrictions, il y sélectionne celles dont il a besoin et il peut en ajouter des nouvelles.

Il est néanmoins essentiel que les restrictions possèdent une certaine homogénéité, soient compatibles entre elles et forment un ensemble cohérent (voir remarques au §XII.1.2).

La banque de données du module des restrictions (Module RESTRI) se subdivise en 4 groupes :

\* Groupe des restrictions dit de bornes

- A chaque variable de conception ( $X_i$ ) correspond une borne maximum ( $X_{i \max}$ ) et une borne minimum ( $X_{i \min}$ ) :  $X_{i \min} \leq X_i \leq X_{i \max}$

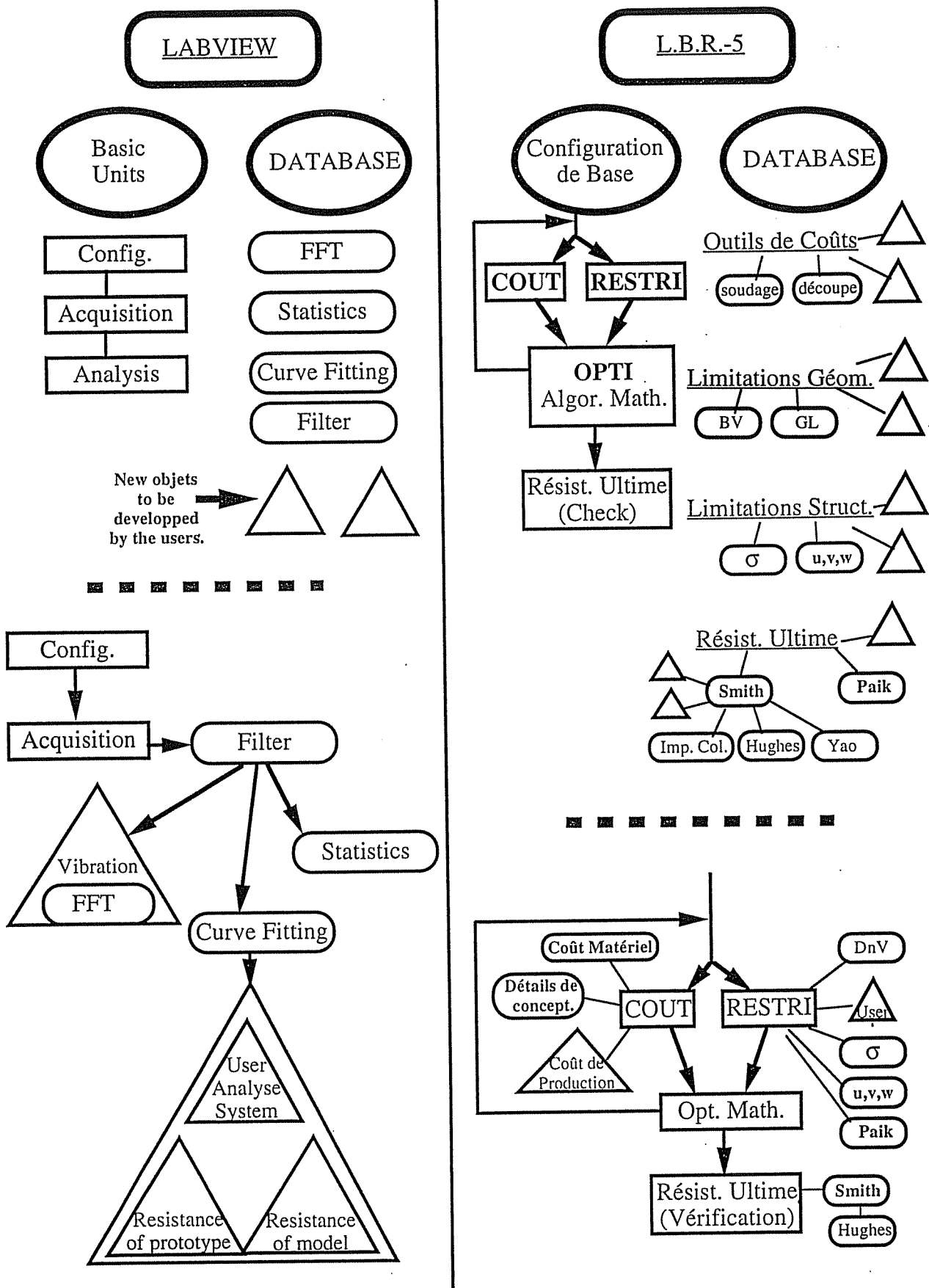


Figure I.15 : Programmation orientée modules : similitude entre LabVIEW [LA94] et LBR-5.

\* Groupe des restrictions géométriques

- Il s'agit de relations algébriques simples (souvent linéaires) entre des variables de conception d'un même panneau. Elles correspondent principalement à des règles de bonnes pratiques imposées par les codes et règlements, comme par exemple :  
 $h/d \leq 16$  avec h et d, respectivement, la hauteur et l'épaisseur de l'âme.
- Chaque restriction géométrique est répertoriée avec un code compris entre C-101 et C-199 pour le raidissage transversal (varangues, barrots,... , cadres ou aiguilles) et C 201 à C 299 pour le raidissage longitudinal (lisses, carlingues,... ou raidisseurs et traverses) L'utilisateur peut ainsi définir une grande série de restrictions, dont l'usage peut être général ou spécifique à des cas particuliers. La figure I.16 précise ces différents types de renforts.
- Un éventail de la diversité de ces restrictions est esquissé lors de l'analyse comparative des restrictions géométriques liées aux instabilités locales des âmes et semelles des raidisseurs (voir § XII.7.4). Par exemple citons:

$$h/d < 30 \sqrt{k} \quad \text{avec } k = 235 / \sigma_0 \text{ et } \sigma_0 \text{ la limite élastique (en N/mm}^2\text{)}$$

\* Groupe des restrictions structurelles des panneaux

- Un grand nombre de restrictions structurelles peuvent être imaginées. Une liste non exhaustive est présentée au § XI.3 (Liste des restrictions).

La grande majorité de ces restrictions nécessite la connaissance de l'état de tension (contraintes et forces) et de déformation (déplacements) au sein de la structure. Afin de fournir ces informations, le module LBR-4 d'analyse linéaire des Bordages Raidis [RI89, 90 et 92] a été modifié afin de créer le logiciel LBR-5 (logiciel d'optimisation des bordages raidis).

Adapté aux impératifs de l'optimisation (calcul des sensibilités), ce module LBR-5 donne, pour chaque panneau, accès aux contraintes, aux déplacements et à leurs sensibilités en tous les points de la structure. C'est ainsi qu'un groupe de plus de 22 restrictions structurelles standardisées est à la disposition de l'utilisateur.

- L'utilisateur peut ajouter, en nombre illimité, de nouvelles restrictions relatives aux contraintes et déplacements dont l'évaluation est fournie par LBR-5.
- C'est à ce niveau que l'éventail des restrictions possibles et des modèles de comportements est le plus large. C'est spécialement le cas pour les problèmes liés au voilement, aux instabilités et aux résistances ultimes. Un grand nombre de modèles a été étudié mais seuls quelques-uns ont été retenus.

\* Groupe des restrictions structurelles d'ensemble.

- La résistance ultime d'ensemble des bateaux devient de plus en plus un critère de dimensionnement important à prendre en considération dès le prédimensionnement. C'est d'ailleurs la recommandation majeure faite par l'ISSC en août 1997 à Trondheim (International Ship and Offshore Structures Congress [JE97]). Le concepteur peut réaliser une économie certaine en prenant comme critère de dimensionnement la résistance ultime au lieu de la première plastification (first yield). Mais cela permet surtout de mieux évaluer la sécurité réelle vis à vis de la ruine [YA95, JE94]. Ce sont les raisons majeures à son apparition et son utilisation au niveau de la construction navale de même qu'en construction civile.

- De plus, même si la plupart des règlements de classification continuent à imposer un dimensionnement basé sur des critères de début de plastification, il est précieux de connaître l'importance de la sécurité résiduelle. En effet, quelles que soient les règles de dimensionnement, la seule vraie sécurité est relative à la rupture (état limite ultime). Il n'est pas exceptionnel de constater que la résistance ultime est atteinte avant la plastification [CA65a, JE94, YA95, PA95a].
- En raison de l'importance de ce critère, des outils d'évaluation de la résistance ultime ont été mis à la disposition de l'utilisateur. Ainsi, la base de données des restrictions contient une double restriction sur le niveau de la résistance ultime en «Hogging» et en «Sagging» (c'est-à-dire pour une flexion en arc et en contre-arc). Pour ce faire, l'utilisateur évalue les sollicitations extrêmes sur base des prescriptions des règlements (cfr moment sur houle + moment en eau calme définis dans les règlements de classification [BV94, 96 et 97, DV92, GL92, LR92, NKK93]). Notons que la détermination des sollicitations extrêmes fait l'objet des travaux d'un nouveau comité de l'ISSC 1997-2000 (Special Task Force VI.1).
- La formulation retenue pour évaluer les résistances ultimes de la structure d'ensemble se base sur la méthode de Caldwell [CA65a] révisée par Paik [PA95a]. C'est une méthode directe de calcul du moment ultime ( $M_u$ ) de la poutre navire. Elle a comme avantage principal de ne pas nécessiter la détermination de la relation "moment-courbure;  $M-\Phi$ ". De plus, cette méthode, simple et rapide, est compatible avec un calcul analytique des sensibilités et un processus itératif d'optimisation.
- Notons qu'en complément, le modèle LBR-5 a été couplé à un outil de vérification de la résistance ultime (post-optimisation). Cet outil, plus performant que le précédent, permet la détermination du processus progressif de ruine de la structure d'ensemble (Progressive Collapse Analysis).

La méthode itérative retenue est celle proposée par Smith [SM77] et la résistance ultime en compression de chaque panneau individuel peut être obtenue par l'un des 3 modèles suivants (au choix de l'utilisateur):

- la formule empirique de Paik [PA95a],
- l'équation d'interaction de l'Imperial College développée par Bonello et al. [BO93],
- la formulation rationnelle de O. Hughes [HU88].

En ce qui concerne la résistance ultime individuelle de chaque panneau, l'utilisateur peut la définir à l'aide d'un des trois modèles proposés ou avec son propre algorithme/méthode.

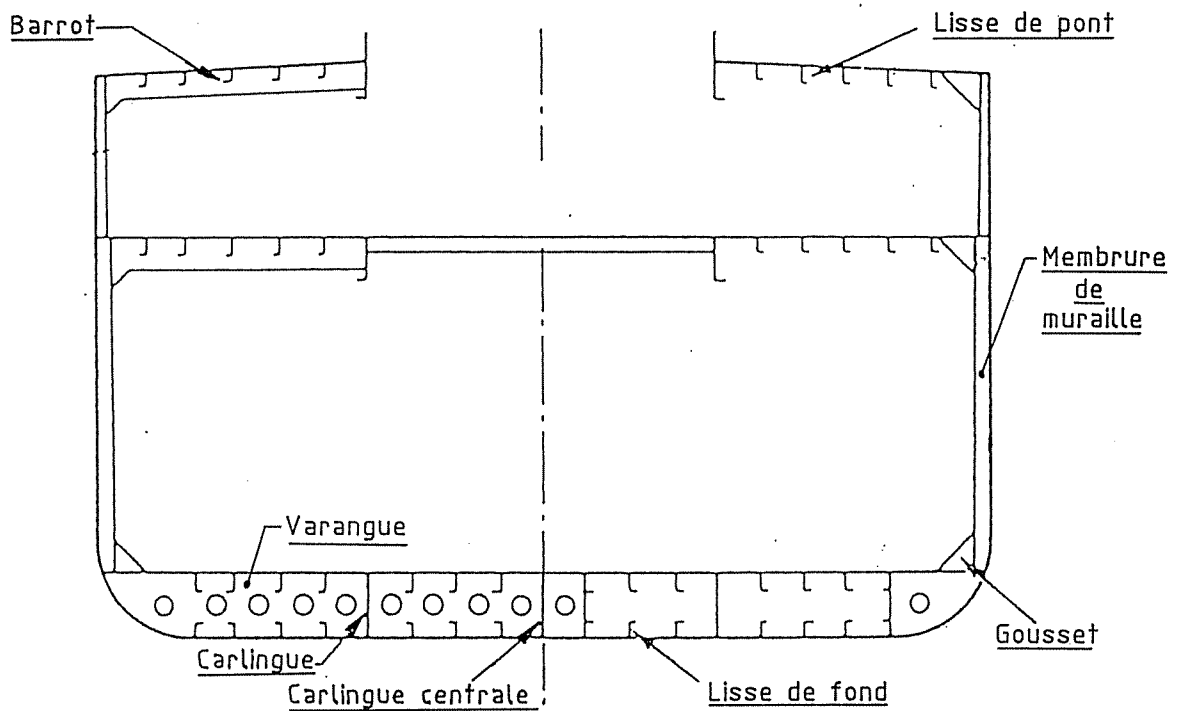
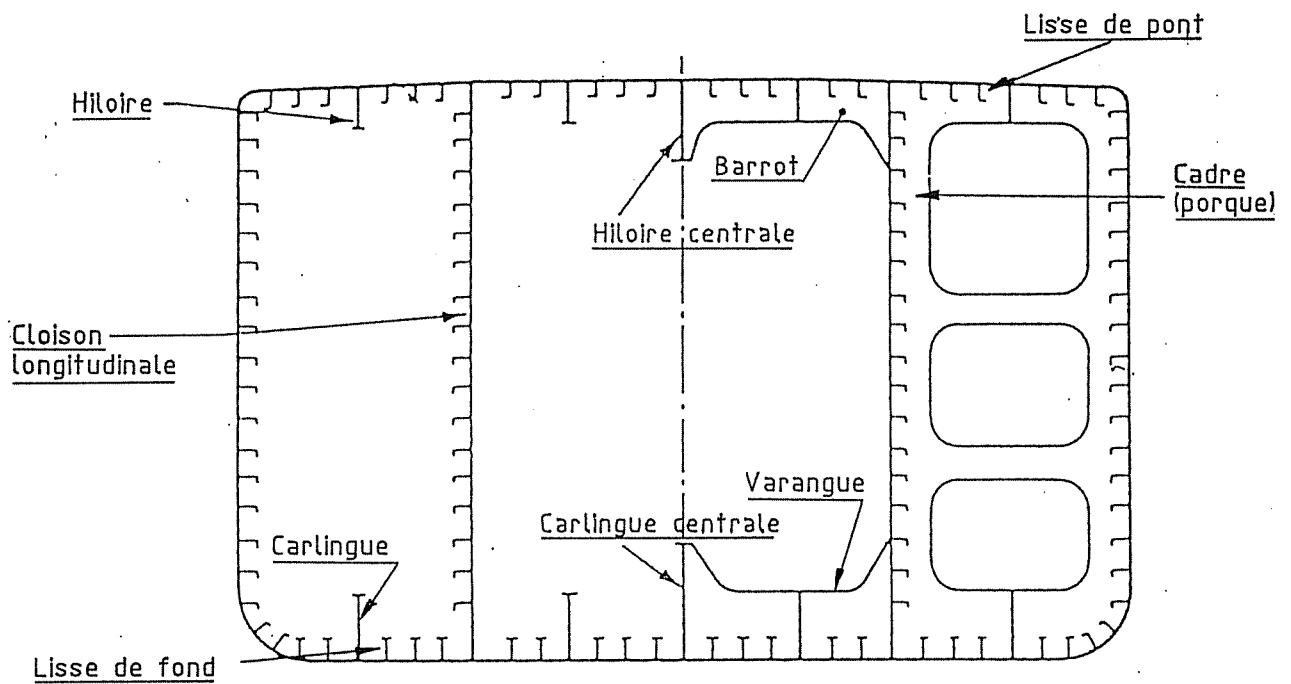


Figure I.16 : Terminologie utilisée en construction navale pour désigner les renforts

# **PARTIE II**

**DESCRIPTION DE L'ALGORITHME**

**D'OPTIMISATION**

( )

( )

## PARTIE II

### DESCRIPTION DE L'ALGORITHME D'OPTIMISATION

#### CHAPITRE IV : L'OPTIMISATION DU DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES

##### IV.1. INTRODUCTION

“L'algorithme d'optimisation“ (module OPTI) est un modèle mathématique capable de trouver, sur base de la solution de l'itération précédente, une solution meilleure.

C'est en répétant ce processus itératif que cet outil conduit progressivement vers une solution dite optimale. La solution converge alors vers l'optimum.

La recherche de l'optimum est un problème ancien pour lequel de très nombreuses méthodes ont été développées. Il ne semble pas opportun, dans le cadre de cette étude, d'essayer d'en faire une liste récapitulative exhaustive. De plus, il n'est pas dans nos intentions de nous ériger en spécialiste des techniques d'optimisation. De ce fait, nous nous contenterons de quelques rappels utiles, permettant de mieux comprendre les caractéristiques propres de l'algorithme retenu.

La méthode d'optimisation retenue est une méthode duale utilisant la linéarisation convexe.

Dans cet intitulé, il faut noter trois éléments majeurs :

- la recherche d'un optimum (minimum ou maximum) et de préférence de l'extremum absolu;
- une technique de linéarisation dite “convexe” (variables réciproques:  $x$  et  $1/x$ );
- une méthode duale basée sur les multiplicateurs de Lagrange (variables duales) plutôt que sur les variables de conception (approche directe et classique, variables primales).

Une méthode de linéarisation est nécessaire afin de transformer, localement, un problème hautement non-linéaire en une série de problèmes linéaires. De plus, certaines fonctions (restrictions) ne sont pas connues explicitement et une linéarisation en fournit une approximation explicite pouvant être traitée par l'algorithme. Bien sûr, d'autres types d'approximations peuvent être envisagés (quadratique, polynomiale, ...).

##### Définition d'un optimum:

Le point  $X^*=(X_1, X_2, \dots)$ , avec  $X_i$  les variables de conception, est un optimum s'il est impossible de progresser dans le voisinage de  $X^*$ ; c'est-à-dire de réduire la valeur de  $F(X^*)$ , sans violer une seule des  $M$  restrictions ( $C \leq CM$ ) dans ce voisinage (Figure II.1).

Les points  $X^*$  et  $X^{**}$  sont respectivement un extremum relatif et l'extremum absolu (maximum ou minimum).

- $X^{**}$  est le minimum absolu si :  

$$F(X^{**}) < F(X) \quad \forall X \in \text{au domaine de conception.}$$
- $X^*$  un minimum relatif si :  

$$F(X^*) < F(X) \quad \forall X \in \text{au voisinage de } X^*.$$



S'il s'agit d'un problème non contraint c'est-à-dire sans restriction, les minimums de la fonction apparaissent lorsque la dérivée est nulle.

$$\text{Si } F(X) \text{ est extremum en } X = X_0 \quad \text{alors } \partial F(X_0) / \partial X = 0$$

Si plusieurs minimums existent, il faut déterminer lequel est le minimum absolu.

Lorsque le problème est contraint, ce qui est le cas de la majorité des problèmes pratiques qui préoccupent l'ingénieur, les minimums ne correspondent pas systématiquement aux points de dérivées nulles. Pour résoudre un problème contraint, il faut avoir recours à d'autres méthodes basées, pour l'essentiel, sur un processus itératif. La forme générale du problème d'optimisation est donc la suivante :

$$\begin{array}{lll} \text{Minimiser } F(X_i) & \text{avec } X = X_i, i = 1, N & \text{les variables de conception} \\ \text{soumis à } C_j(X_i) \leq 0 & j = 1, M & \text{les } M \text{ restrictions.} \end{array}$$

Aux  $N$  variables de conception  $X_i$ , on associe  $N$  bornes supérieures  $X_{i \max}$  et  $N$  bornes inférieures  $X_{i \min}$ :  $X_{i \min} \leq X_i \leq X_{i \max}$

Les variables de conception  $X_i$  peuvent être :

- des caractéristiques du matériau ( $E, \sigma_0, \dots$ ),
- des dimensions (épaisseur, hauteur, section transversale, ...),
- des paramètres de forme (rayon de courbure, ...).

Elles peuvent aussi être relatives à la topologie de la structure (nombre d'éléments et types d'éléments; exemples : poutres, barres, membranes, ...).

Les variables de conception peuvent varier d'une façon continue (comme par exemple la hauteur de l'âme d'une membrure) ou d'une manière discontinue (exemple : l'épaisseur d'une tôle : 6, 8 ou 10 mm). Dans ces deux cas, on parle respectivement de variables continues ou de variables discrètes [BE97a, JO90, NO94, PY90, RA92c, SA96, SH90b]. En pratique, les problèmes sont relatifs à un ensemble de variables mixtes (variables continues combinées avec des variables discrètes) [FU91, KR91b].

Au niveau de l'approche mathématique développée ici, toutes les variables sont supposées continues. C'est par la suite que leur état de variables discrètes est considéré.

La fonction  $F(X)$  est appelée fonction objectif; elle est fonction des  $N$  variables de conception (XI). Il peut s'agir d'une fonction linéaire des variables de conception lorsque, par exemple, la fonction objectif représente la masse (les XI étant les dimensions). La fonction  $F(X)$  peut aussi être non linéaire lorsque la minimisation est relative à une caractéristique structurelle (concentration de contraintes), ou au coût. La non linéarité apparaît aussi lorsque les variables de conception ne correspondent pas aux dimensions structurelles mais à des paramètres de formes ou à des combinaisons de variables (exemple :  $XI = 1/t^3$  avec  $t$  étant une épaisseur).

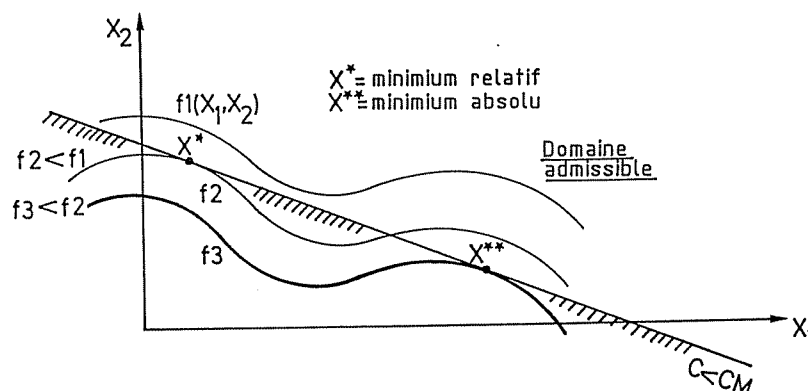


Figure II.1: Minimum local (ou relatif) et minimum global (ou absolu).

Remarque : En anglais, on utilise couramment le terme "*constraint*" pour nommer une restriction (ou une limitation) imposée aux variables de conception. Par similitude, on pourrait utiliser le terme contrainte, mais le terme restriction est préférable. En effet, pour éviter toute équivoque, on évitera de traduire "*constraint*" par contrainte afin de conserver le terme contrainte pour représenter l'état de tension dans un corps (c'est-à-dire l'équivalent du "*stress*" anglais).

#### IV.2. ORGANIGRAMME DU CYCLE D'OPTIMISATION

**Objectif :** Concevoir un modèle mathématique automatisé du cycle du dimensionnement.

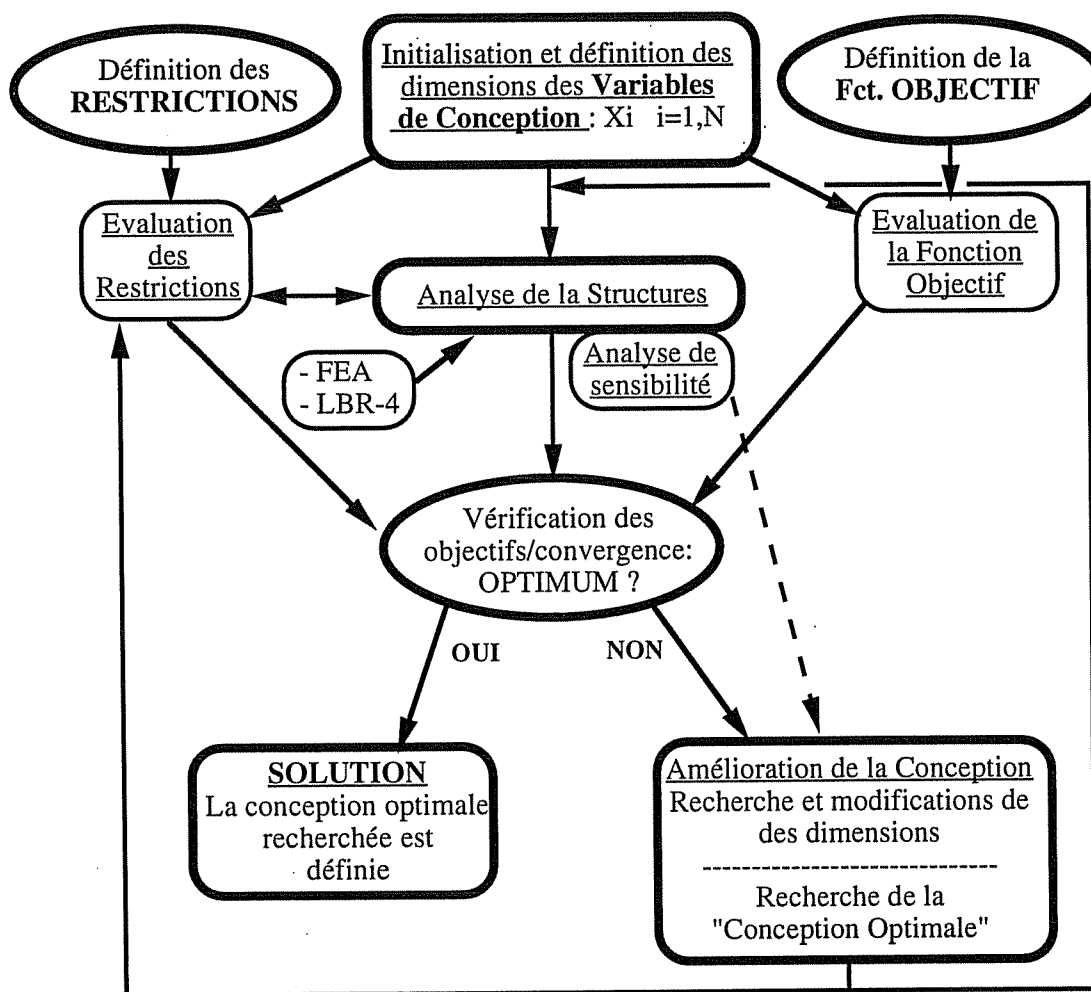


Figure II.2 : Organigramme d'un modèle mathématique automatisé du cycle du dimensionnement.

En règle générale, la mise au point d'un outil d'optimisation des structures nécessite :

- Un outil de CAD permettant une modélisation rapide, définissant directement les données (et variables) pour l'analyse. En ce qui nous concerne, cet outil n'est pas impératif vu les facilités de modélisation inhérentes au logiciel des bordages raidis.
- Un modèle numérique d'analyse structurelle capable d'évaluer les déplacements, les contraintes et leurs sensibilités. Il s'agira du logiciel des bordages raidis (LBR-4) [RI89 et 90].
- Un algorithme d'optimisation qui sera, dans notre cas, basé sur une méthode duale associée à une linéarisation convexe (CONLIN [CO89, FL79, 86, 89a et b, 93a et b]).

### IV.3. AMELIORATION DU DIMENSIONNEMENT

Afin de permettre, à chaque itération, la recherche ou la détermination d'un dimensionnement dit «meilleur», il faut :

- a) Une base objective pour comparer la «qualité» d'un dimensionnement par rapport à un autre. Un dimensionnement ne pourra être qualifié de «meilleur» que si on a pu quantifier sa valeur vis-à-vis d'un autre. Il ne suffit pas de classer les dimensionnements, il faut quantifier ce classement.

Cette base quantifiable est la fonction objectif; expression mathématique d'un choix qui peut être :

- le poids de la coque du bateau,
- le coût de construction,
- le coût d'exploitation,
- la résistance à l'avancement,
- la fiabilité,
- ...

- b) Une série d'impositions, de restrictions ou de critères qui doivent être respectés par la structure et son échantillonnage.

$$\text{Soit } C_j(X_i) \leq CM_j \quad \text{pour les } j \text{ restrictions, } j = 1, M$$

Elles ont comme effet de limiter la plage de variation des variables de conception ( $X_i$ ) et comme but d'imposer le respect des critères choisis.

Ainsi, ces critères peuvent concerner :

- le niveau maximal des contraintes,
- la déformation maximale de la structure,
- les dimensions maximales ou minimales des variables (exemple : épaisseur),
- la position du centre de gravité,
- des phénomènes d'instabilité (exemples : voilement, flambement ...).

- c) Un outil mathématique numérique pouvant résoudre le problème de minimisation suivant :
- $$\min F(X_i) \quad \text{avec } C_j(X_i) \leq CM_j$$

La majorité des méthodes modernes repose sur la connaissance des sensibilités, à savoir les dérivées des fonctions objectifs ( $F$ ) et des restrictions ( $C_j$ ) par rapport aux variables de conception ( $X_i$ ). Il faut donc un algorithme pouvant calculer :

$$\partial F(X_i) / \partial X_i \quad \text{et} \quad \partial C_j(X_i) / \partial X_i, \quad j=1, M \quad \text{et} \quad i=1, N$$

L'organigramme de la figure II.2 montre le processus itératif.

Chaque itération ( $k$ ) nécessite :

- *une analyse de la structure* (Etape I) (complété par l'évaluation des sensibilités);
- *l'évaluation des restrictions, de la fonction objectif et de leurs sensibilités* (Etape II);
- *la recherche d'un nouveau point  $X(k+1)$  vérifiant* (Etape III):

$$F(X(k+1)) \leq F(X(k)) \quad \text{avec} \quad C_j(X(k+1)) \leq CM_j \quad \text{et}$$

"k" le numéro de l'itération en cours.

En ce qui concerne l'optimisation structurelle qui nous occupe, c'est incontestablement *l'analyse structurelle* (Etape I) qui, numériquement, est la plus exigeante. On conçoit donc l'importance de réduire le nombre d'itérations ( $k$ ). Cela ne peut se faire que si l'algorithme d'optimisation (optimiseur) est performant c'est-à-dire converge rapidement. En pratique, il est souhaitable que la convergence soit atteinte endéans les 10 ou 20 itérations ( $k^* < 20$  ; avec  $k^*$  le numéro de la dernière itération du processus de convergence).

Le choix de l'optimiseur, en fonction de ses performances potentielles, est donc un choix déterminant qui est abordé ci-après [FL82a à d et 91, OS92 et VA84].

## CHAPITRE V : APPROCHE PHYSIQUE DE LA RECHERCHE DE L'OPTIMUM

Soit un ensemble  $X_i$  de  $N$  variables de conception. Pour faciliter la compréhension, les graphiques et figures illustrant des développements généraux avec  $N$  variables et  $M$  restrictions seront volontairement simplifiés et limités à 2 variables ( $X_1$  et  $X_2$ ).

Dans l'espace de conception (Figure II.3), espace à  $N$  dimensions défini par les  $X_i$  variables, la fonction objectif est représentée par des isocourbes (ensemble de points associés à la même valeur de la fonction objectif). De même (Figure II.4), on peut présenter les limites correspondant aux restrictions : ensemble de points vérifiant  $C_j(X_i) = CM_j$ . Cette courbe délimite le domaine dit admissible (points vérifiant  $C(X) \leq CM$ ) du domaine non admissible (points vérifiant  $C(X) > CM$ ).

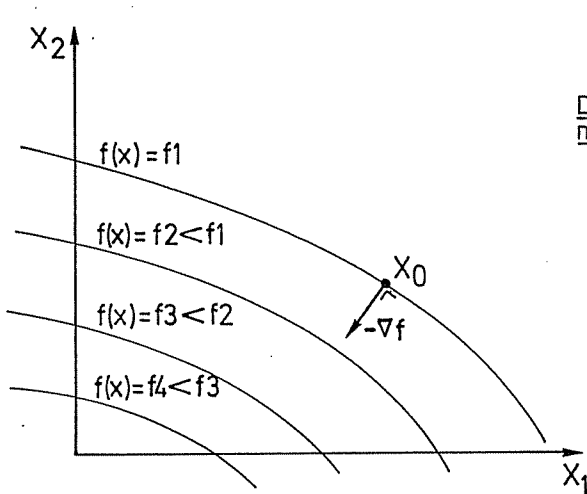


Figure II.3:

Représentation de la fonction objectif,  $F(X_i)$ .

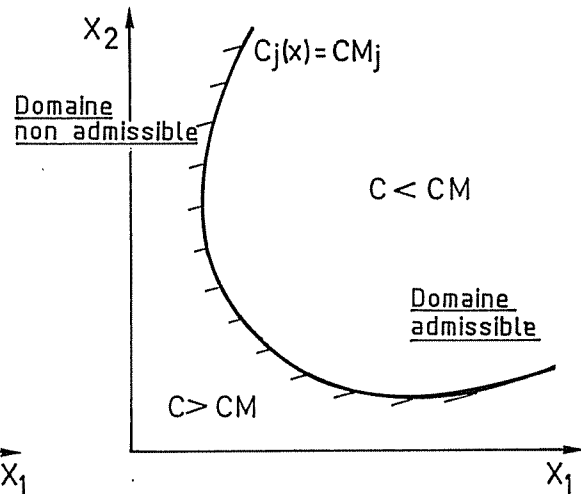


Figure II.4:

Représentation d'une restriction :  $C_j(X_i)$

Dans un cas pratique, le problème est donc d'amener le point  $X^0 = X(0)$ , point initial, vers le point optimum  $X^* = X(k^*)$  le plus rapidement possible, sans risquer de diverger et en évitant les minimums relatifs s'il y en a (Figure II.5).

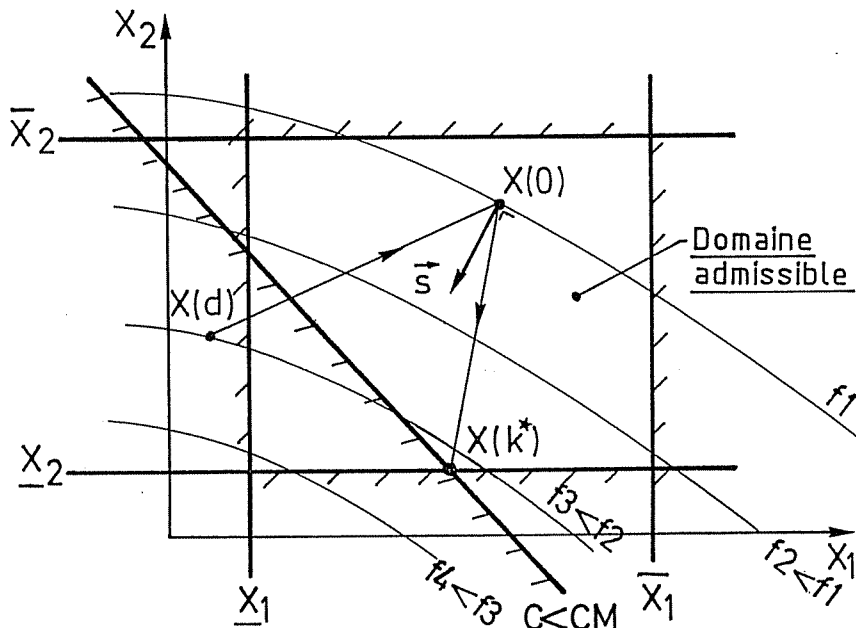


Figure II.5: Convergence dans l'espace de dimensionnement des variables de conception.

En pratique (Figure II.5), si le point de départ  $X(d)$  n'est pas dans la zone admissible, la première tâche à accomplir est de trouver un point  $X(0)$  dans cette zone admissible. Ensuite, l'optimisation en zone admissible à partir de  $X(0)$  vers  $X(k^*)$  peut se poursuivre normalement.

Notons que le passage de  $X(d)$  (solution non admissible) à  $X(0)$  (point de départ de la recherche de l'optimum en zone admissible) s'accompagne généralement par un accroissement important de la fonction objectif  $F(X(0)) \gg FF(X(d))$ . Cette *perte provisoire de performance* est le prix (poids) à payer pour obtenir une première solution en zone admissible conduisant, par la suite, à une convergence dans cette zone. La garantie d'avoir une convergence en zone admissible de l'espace de conception est extrêmement importante pour le praticien. Quel que soit le moment où il arrête le processus d'optimisation, il est certain que la solution proposée est admissible.

**V.1. RECHERCHE D'UNE SOLUTION MEILLEURE - APPROCHE PHYSIQUE DE LA CONVERGENCE.**

Sur des bases physiques, abordons à présent le problème technique et mathématique de la recherche de l'optimum (processus itératif) [BU84a, GI74 et 81, GR80, RO79, SA85 et 90, VA84 et WI90].

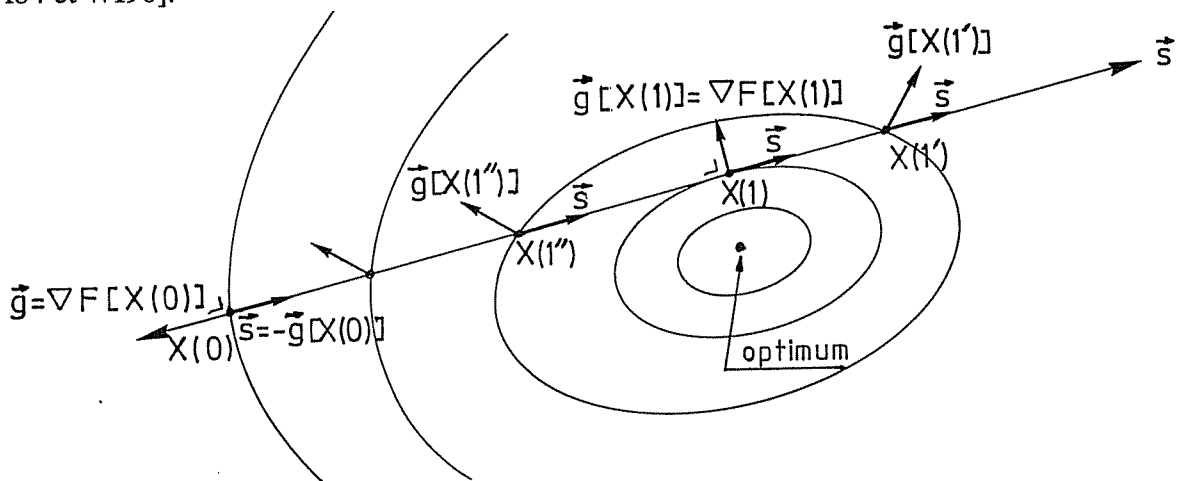


Figure II.6 : Recherche d'une solution meilleure (approche physique de la convergence).

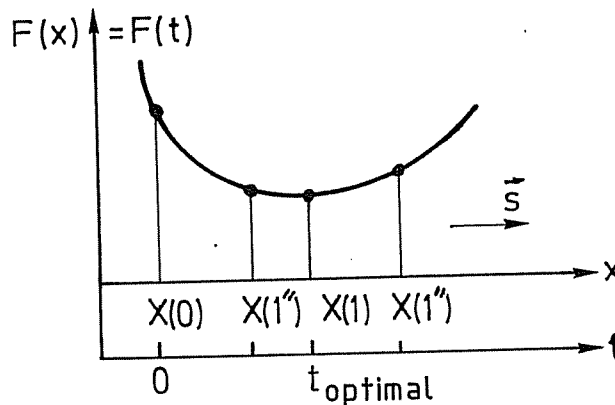


Figure II.7 : Variation de  $F(x)$  selon la plus grande pente  $\vec{s}$ .

Si l'on regarde les figures II.3, II.5 et II.6, on comprend aisément qu'une direction intéressante à suivre à partir de  $X(0)$  est celle indiquée par le vecteur  $\vec{s}$ . Le vecteur  $\vec{s}$  est perpendiculaire à l'isocourbe de la fonction objectif passant par  $X(0)$ . Cette direction  $\vec{s}$  est appelée direction de la plus grande pente. Mathématiquement, ce raisonnement physique se traduit comme ceci :

$$\vec{s} = -\vec{g} \quad \text{où} \quad \vec{g} \text{ est le gradient de la fonction objectif en } X=X(0),$$

$$\text{avec} \quad -\vec{g} = \nabla F(X(0)) = (\partial F(x)/\partial X_1, \partial F(x)/\partial X_2, \partial F(x)/\partial X_3, \dots, \partial F(x)/\partial X_N)_{x=X(0)}$$

$$\text{c'est-à-dire } X=X(0) = (X_1(0), X_2(0), X_3(0), \dots, X_N(0))$$

En pratique, si l'on a accès aux dérivées premières de la fonction objectif, la détermination de  $\vec{s}$ , vecteur dit de plus grande pente, est aisément calculable. Ayant ce vecteur, il se pose ensuite le problème du calcul de la progression (le pas) à faire dans cette direction. Ainsi, partant de  $X(0)$  dans cette direction (Figure II.6), faut-il effectuer le pas  $X(0)X(1)$  ou  $X(0)X(1')$  ou  $X(0)X(1'')$  ?

Physiquement, sur base de la figure II.7, la progression idéale est  $X(0)X(1)$  car  $X(1)$  est le minimum de la courbe  $F(t)$  avec  $t$  variant selon  $\vec{s}$ , la direction de plus grande pente. De plus, la figure II.6 montre qu'en  $X(1)$ , le gradient  $g[X(1)]$  est perpendiculaire à  $\vec{s}$  et que ce n'est pas le cas en  $X(1')$  et  $X(1'')$ . Mathématiquement, cela peut s'écrire:

$$\vec{g}[X(1)] \cdot \vec{s} = 0; \quad \vec{g}[X(1')] \cdot \vec{s} > 0 \quad \text{et} \quad \vec{g}[X(1'')] \cdot \vec{s} < 0$$

Procédant, successivement, de cette manière,  $X(0)$  devient  $X(1)$  puis  $X(2)$  jusqu'à l'optimum  $X(k^*)$ . La figure II.8 montre que la vitesse de convergence peut varier fortement selon la position du point de départ  $X(0)$  et de la forme des isocourbes de la fonction objectif. Ainsi, si la forme des isocourbes de la fonction objectif est très excentrée (exemple: une ellipse très plate), la convergence peut devenir très lente.

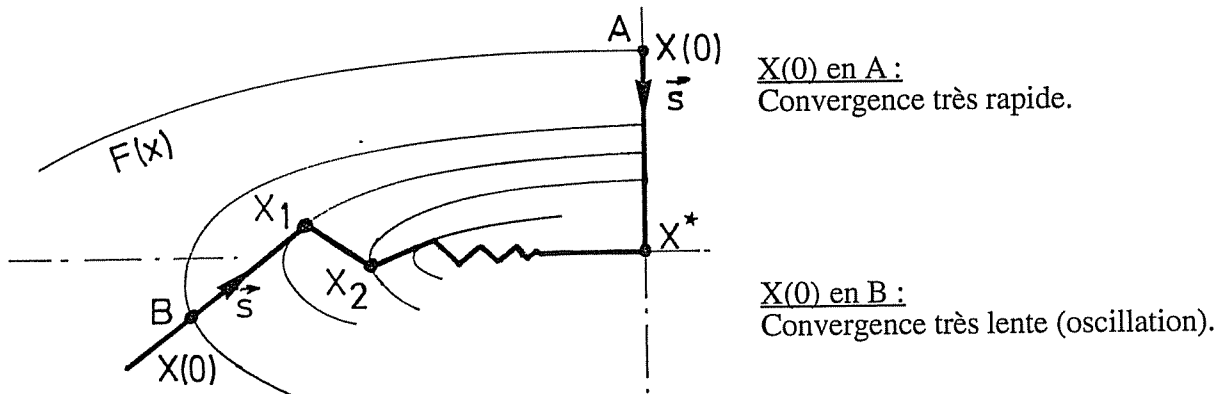


Figure II.8: Cas de convergence lente de la Méthode de la Plus Grande Pente.

## V.2. TECHNIQUE D'ACCELERATION DU PROCESSUS DE CONVERGENCE

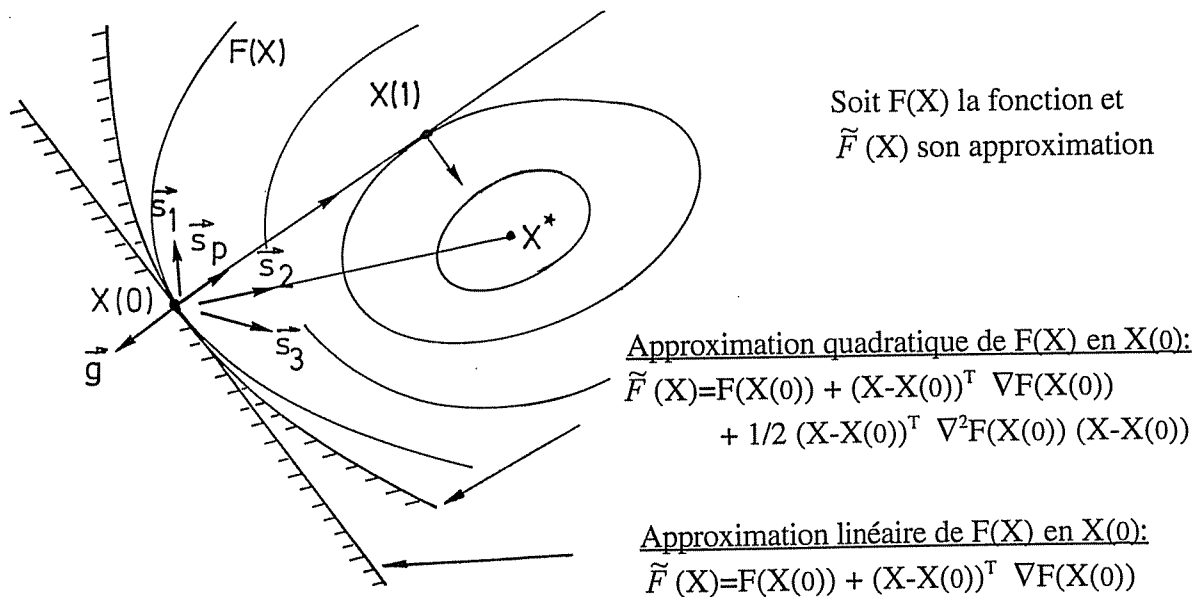


Figure II.9: Recherche directionnelle de  $\vec{s}$ , la direction de propagation.

La direction  $\vec{s}_p$  (Figure II.9), dite de plus grande pente, n'est pas la seule admissible. L'ensemble des directions  $\vec{s}$  vérifiant  $\vec{s} \cdot \vec{g} < 0$  sont des directions qui conduisent à améliorer la solution. Dans le cas de la figure II.9,  $\vec{s}_2$  est la direction optimale qui conduit, en une seule itération, à l'optimum. Le problème est donc de déterminer une direction, aussi proche que possible de  $\vec{s}_2$ . Comme alternative à la méthode de la plus grande pente ( $\vec{s} = -\vec{g}$ ), de nombreux auteurs ont proposé des choix alternatifs pour  $\vec{s}$ . Citons à titre d'exemple, la méthode du Gradient conjugué (méthode du 1er ordre) et la méthode de Newton du 2ème ordre [FL82, VA84].

**V.2.1 Méthode de Newton (du second ordre)**

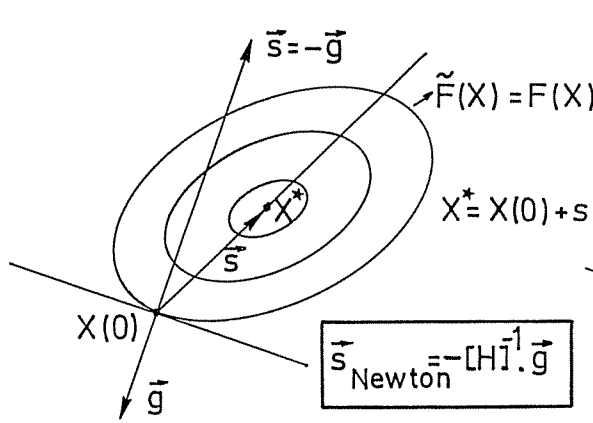


Figure II.10: Problème quadratique. Convergence en une seule itération.

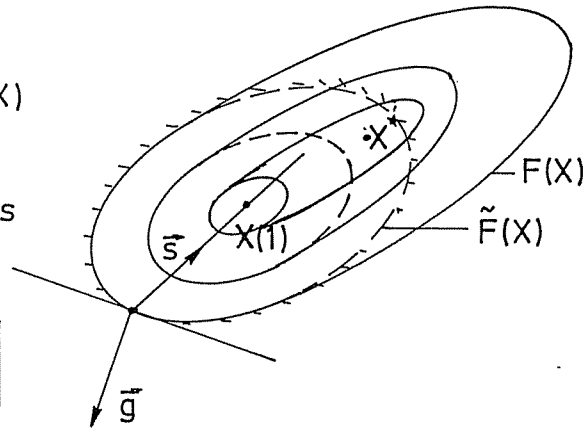


Figure II.11: Problème non quadratique. Problème itératif; convergence d'ordre 2.

La méthode de Newton recourt à l'approximation quadratique (second degré) et nécessite l'évaluation des dérivées secondes. Soit H la matrice de ces dérivées secondes, appelée matrice hessienne.

$$[H(x)] = \nabla^2 F(x) = \begin{bmatrix} \partial^2 f / \partial x_1^2 & \partial^2 f / \partial x_1 \partial x_2 & \dots & \partial^2 f / \partial x_1 \partial x_N \\ \partial^2 f / \partial x_2 \partial x_1 & \partial^2 f / \partial x_2^2 & \dots & \partial^2 f / \partial x_2 \partial x_N \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \partial^2 f / \partial x_N \partial x_1 & \partial^2 f / \partial x_N \partial x_2 & \dots & \partial^2 f / \partial x_N^2 \end{bmatrix}$$

Sur base de l'approximation quadratique de F(X) en X = X(0) (ou de la fonction elle-même si celle-ci est quadratique), on a :

$$\tilde{F}(X) = F(X(0)) + (X - X(0))^T \cdot \nabla F(X(0)) + 1/2 (X - X(0))^T \cdot \nabla^2 F(X(0)) \cdot (X - X(0))$$

Or comme  $\vec{s} = X(1) - X(0)$ , le vecteur définissant le segment X(0)X(1) et  $s = (X - X(0))$ ,  $g = \nabla F(X(0))$  et  $H = \nabla^2 F(X(0))$ ,

$$\text{on a : } \tilde{F}(X) = F(X(0)) + s^T \cdot g + 1/2 s^T \cdot H \cdot s \tag{V.1}$$

On recherche le vecteur  $\vec{s}$  qui amène X(0) en X(1) et qui correspond à  $\partial \tilde{F}(x) / \partial s = 0$ . En dérivant les 2 membres de l'équation 1, on obtient :

$$\vec{g} = -[H] \cdot \vec{s} \quad \text{c-à-d.} \quad \vec{s} = -[H]^{-1} \cdot \vec{g}$$

ou encore  $X(k+1) = X(k) - [H(X(k))]^{-1} \cdot \vec{g}(X(k))$  [V.2]

Cette méthode converge rapidement (ordre de convergence de 2) et si la fonction d'origine  $F(X)$  est quadratique elle converge en une seule itération (figures II.10 et II.11). Avec cette méthode, la recherche du pas selon  $\bar{s}$  n'est plus requise, quoique toujours souhaitable pour les problèmes non quadratiques (figure II.11).

Notons cependant que la méthode de Newton est lourde car elle requiert le calcul des dérivées secondes en  $X(0)$  et l'inversion de la matrice hessienne  $[H]$ . De plus, la matrice  $H$  doit être définie positive; c'est-à-dire qu'en tout  $x$ , on doit avoir  $X^T \cdot [H] \cdot X > 0$ . En pratique, cette propriété n'est pas aisée à vérifier et l'on préfère même ne pas effectuer la vérification, en admettant ainsi implicitement le risque de non convergence.

### V.2.2. Méthode du Gradient Conjugué (1er ordre)

Le principe de base de cette méthode repose sur la définition d'une série de directions de propagation, dites conjuguées,  $(\bar{s}_1, \bar{s}_2, \bar{s}_3, \dots, \bar{s}_k)$  correspondant aux  $k$  itérations successives.

Soit une fonction  $F(x)$  quadratique (Eq.V. 3) ou son approximation  $\tilde{F}(x)$  (Eq.V.4),

$$F(X) = C - X^T \cdot b + 1/2 X^T \cdot A \cdot X \quad [V.3]$$

$$\tilde{F}(X) = F(X(0)) - X^T \cdot g(X(0)) + 1/2 X^T \cdot H(X(0)) \cdot X \quad [V.4]$$

Deux vecteurs  $s_i$  et  $s_j$  sont dits conjugués si :  $s_i^T \cdot [A] \cdot s_j = 0$  avec  $(i \neq j)$

Pour un problème à  $N$  dimensions, il y a  $N$  vecteurs conjugués qui permettent d'obtenir, après  $N$  itérations, la solution  $X^* = X(k^*=N)$  :

$$X^* = \sum_{i=1}^N \left[ \frac{s_i^T \cdot b}{s_i^T \cdot A \cdot s_i} \right] \cdot s_i = \sum_{i=1}^N \alpha_i \cdot s_i \quad [V.5]$$

avec  $\alpha_i$  le pas à effectuer dans la direction du vecteur  $\bar{s}_i$

La solution  $X^*$  est obtenue itérativement, en déterminant à chaque itération ( $k$ ), un vecteur conjugué aux  $(k-1)$  vecteurs déjà définis antérieurement :

$$\bar{s}_{k+1}^T \cdot [A] \cdot \bar{s}_i = 0 \quad \text{pour } i=1, k$$

Le calcul de  $X^*$  nécessite la connaissance du hessien  $[H]$  et cette matrice doit aussi être définie positive. En pratique, à chaque itération  $k$ , cela signifie le calcul des dérivées du second ordre en  $X(k)$ .

Pour une fonction quadratique, la convergence est assurée en  $N$  itérations (convergence superlinéaire d'ordre 1).

Dans les cas pratiques, la fonction  $F(X)$  n'est pas quadratique et on procède alors comme ceci. Le point  $X(k+1)$  de l'itération  $(k+1)$  est obtenu sur base des vecteurs  $x(k)$ ,  $g(k)$  et  $s_k$  calculés à l'itération précédente ( $k$ ) et du  $g(k+1)$  en considérant que :

$$X(k+1) = X(k) + \alpha_k \cdot s_k$$

$$\text{avec } s_{k+1} = -g(k+1) + \beta_k \cdot s_k$$

$\alpha_k$  = le pas à effectuer dans la direction du vecteur  $\bar{s}_k$  (Figure II.7). Le pas est à calculer à chaque itération par une méthode de recherche linéaire basée sur la méthode de Newton-Raphson ou par une autre technique (interpolation quadratique, cubique, ...).



$\beta_k$  = le coefficient de conjugaison basé sur l'hypothèse d'une fonction  $F(X)$  quadratique. Ce coefficient détermine en fait la direction d'un nouveau vecteur conjugué sans avoir eu à recourir à la détermination explicite de la matrice hessienne. Plusieurs auteurs ont proposé des formules simplifiées pour  $\beta_k$ ; notons la plus connue, celle de Fletcher-Reeves [FL82, VA84].

$$\beta_k = \frac{g(k+1)^T \cdot g(k+1)}{g(k)^T \cdot g(k)} \quad (\text{Fletcher-Reeves}) \quad [\text{V.6}]$$

S'agissant d'une approche itérative, donc approximative, il faut réinitialiser le vecteur  $\bar{x}_0$  toutes les  $N$  itérations car il ne peut pas exister  $N+1$  vecteurs conjugués. Ceci permet de conserver la propriété de convergence globale de l'algorithme.

En conclusion, la méthode du Gradient conjugué permet la minimisation de fonctions non quadratiques à partir d'une succession d'approximations linéaires de la fonction  $F(X)$ . La convergence est rapide mais nécessite en général plus que  $N$  itérations ( $N$  étant le nombre de variables de conception).

Ceci montre que cette méthode n'est pas compatible avec notre objectif d'atteindre l'optimum endéans les 10 ou les 20 itérations pour un grand nombre de variables de conception ( $N > 100$ ).

Afin d'accélérer davantage la convergence, il est proposé de recourir à des approximations convexes en combinaison avec une approche duale.

La méthode de la plus grande pente, la méthode de Newton, le Gradient conjugué... sont, en principe, des méthodes de minimisation non contraintes. Comme les problèmes réels sont toujours contraints, il est possible de prendre en compte les restrictions via des méthodes de pénalités [OS92, SA96, SH90 et VA84]. Ces méthodes ne seront pas détaillées dans ce document. Nous préférons opter pour une approche duale qui substitue au problème réel (non linéaire et contraint) un problème quasi non contraint (Figure II.12)[FL86, 89a et 93a et b].

La difficulté principale de la résolution d'un problème dual réside dans la non linéarité des fonctions (non explicites). Afin d'éviter un grand nombre d'évaluation de ces fonctions non linéaires et non explicites, il est fait appel aux approximations convexes [FL89b et 93b, ZH94]. Plus exactement, le problème d'optimisation initial est décomposé en une séquence de sous problèmes d'optimisation convexe (obtenus par linéarisation convexe et explicite) qui peuvent aisément être résolus avec la méthode duale.

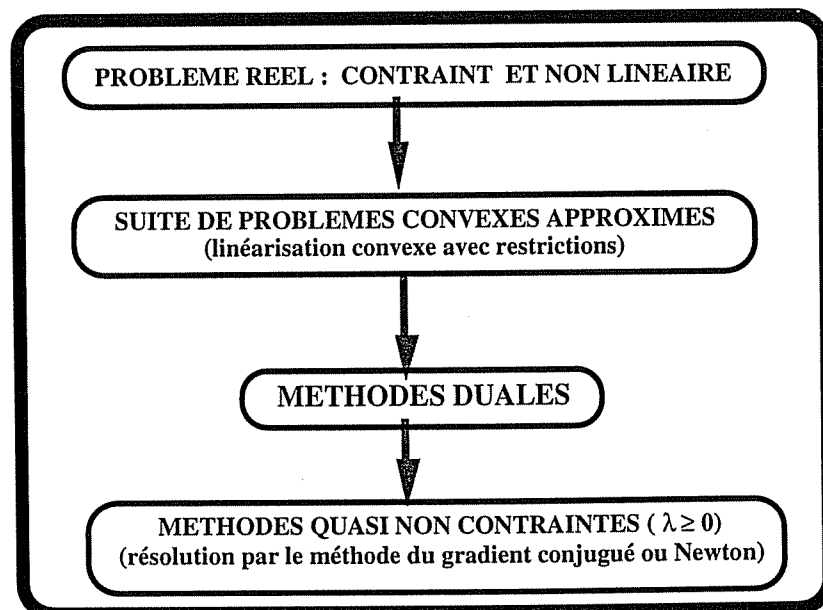


Figure II.12: Approximations convexes et méthodes duales.

### V.3 APPROXIMATIONS CONVEXES

La programmation convexe repose sur un procédé itératif (dit séquentiel). A chaque itération, chaque fonction (fonction objectif et restrictions) est remplacée par une approximation dite convexe.

Un domaine est dit convexe lorsque *tout point du domaine* peut être relié par des droites à *tous les autres points de ce domaine*, sans couper les limites du domaine. Les figures II.13.a et b présentent, respectivement, un "domaine convexe" et un domaine dit "non convexe".

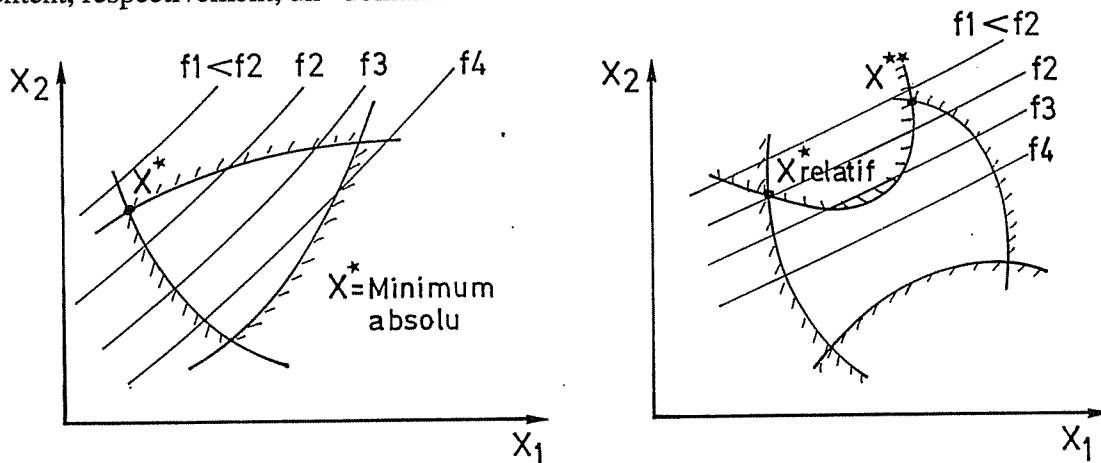


Figure II.13.a: Domaine Convexe.

Figure II.13.b: Domaine Non Convexe.

Après examen de la figure II.13.a, on comprend facilement que dans un domaine convexe il n'est associé qu'un seul maximum. Ce qui n'est pas forcément le cas des domaines non convexes (figure II.13.b). Physiquement, la recherche de l'optimum dans un domaine convexe ne semble pas devoir poser de problèmes. L'idée est donc de remplacer, à chaque itération, le domaine réel (convexe ou non convexe) par un domaine qui lui sera toujours convexe.

Cette façon de procéder permet d'éviter, dans la plupart des cas (mais pas dans tous les cas), une convergence vers un optimum local.

#### V.3.1. Variables mixtes : $X_i$ et $1/X_i$

Les restrictions sont des fonctions des variables de conception  $X_i$  et de nombreuses sont linéaires. On peut les classer en fonction de leur relation avec les variables.

Distinguons tout d'abord deux types de relations linéaires :

- la restriction varie proportionnellement avec les variables  $X_i$ ,

$$C(X) = \sum_{i=1}^N C_i \cdot X_i \leq CM \quad [V.7]$$

Il y a une relation linéaire entre la restriction et les variables  $X_i$ . Ce cas correspond, par exemple, à des limitations technologiques liées aux variables de conception.

- la restriction varie inversement proportionnellement avec les variables  $X_i$ ,

$$C(X) = \sum_{i=1}^N \frac{C_i}{X_i} \leq CM \quad [V.8]$$

Il y a une relation linéaire entre la restriction et les variables réciproques ( $1/X_i$ ). Ce cas correspond aux restrictions liées à une limitation sur les contraintes ( $\sigma$ ) ou sur les déplacements ( $w$ ). Ainsi, dans certaines structures isostatiques,  $\sigma$  et  $w$  varient en

général comme les variables réciproques ( $1/X_i$ ). Dans les structures hyperstatiques, le passage aux variables réciproques permet de réduire la non-linéarité.

En ce qui concerne les restrictions réelles, leurs relations avec les variables n'est pas en général linéaire, ni avec les variables  $X_i$ , ni avec les variables réciproques  $1/X_i$ . Leurs relations sont plus généralement non linéaires et peuvent contenir des termes liés à la fois à des variables  $X_i$  et à des variables réciproques  $1/X_j$  (avec  $i = j$  ou  $i \neq j$ ).

Afin de permettre la prise en compte de ces restrictions complexes par l'algorithme d'optimisation sélectionné (linéarisation convexe), il faut remplacer ces expressions non linéaires par des approximations linéaires. En utilisant le développement en série de Taylor limité au 1er ordre, trois alternatives d'approximation linéaire d'une fonction  $C(X_i)$  sont possibles.

- Linéarisation en fonction des variables  $X_i$ ,  $i=1,N$  :

$$C(X_i) = \tilde{C}(X_i) = C(X_i(0)) + \sum [X_i - X_i(0)] \cdot \partial C(X_i(0)) / \partial X_i \quad [V.9]$$

- Linéarisation en fonction des variables réciproques  $1/X_i$ ,  $i=1,N$  :

$$C(X_i) = \tilde{C}(X_i) = C(X_i(0)) + \sum [1/X_i - 1/X_i(0)] \cdot \partial C(X_i(0)) / \partial (1/X_i) \quad [V.10]$$

- Linéarisation en fonction de variables mixtes  $X_l$ ,  $l=1,L$  ;  $1/X_j$ ,  $j=L+1,N$  et  $i=1,N$

$$C(X_i) = \tilde{C}(X_i) = C(X_i(0)) + \sum_{l=1}^L [X_l - X_l(0)] \cdot \partial C(X_l(0)) / \partial X_l + \sum_{j=L+1}^N [1/X_j - 1/X_j(0)] \cdot \partial C(X_j(0)) / \partial (1/X_j) \quad [V.11]$$

Il apparaît donc clairement qu'il n'est pas adéquat de linéariser en fonction des  $X_i$  (Eq.V.9) des restrictions liées aux déplacements ou aux contraintes (Eq.V.8). Inversement, rien ne justifie de linéariser une restriction technologique liée aux variables  $X_i$  (Eq.V.7) en fonction des variables réciproques  $1/X_i$  (Eq.V.10).

Le bon sens conduit donc à proposer une linéarisation en fonction de variables mixtes ( $X_i$  et  $1/X_j$ ). La question est alors de déterminer, pour chaque variable, quelle linéarisation est la plus adéquate (variable directe ou variable réciproque) ?

Une réponse à ceci a été fournie par Fleury (FL89b,91 et 93b). Celui-ci propose d'effectuer la sélection de manière à remplacer l'espace de conception (zone admissible pour les variables de conception) par un domaine plus petit, inclus dans le premier et convexe. On peut résumer ceci en disant que le domaine de substitution est conservatif c'est-à-dire qu'il conduit à une solution toujours admissible mais pouvant être "légèrement" différente de l'optimum réel. Ce conservatisme se réduit au fur et à mesure que l'on se rapproche de l'optimum réel.

Cette convexité et ce conservatisme permettent donc une convergence sécurisante et rapide. La convergence est dite sécurisante car la solution proposée à chaque itération a tendance à toujours rester dans le domaine admissible.

Fleury a montré que ce conservatisme atteint son maximum si on sélectionne les variables  $X_j$  à associer à une linéarisation réciproque ( $1/X_j$ ) en fonction du signe de la dérivée première de la fonction à linéariser par rapport à ces variables  $X_j$ .

Soit une variable  $X_i$ ,

- si  $\partial C(X_i(0)) / \partial X_i > 0$ , on effectue une linéarisation classique en  $X_i$ ;
- si  $\partial C(X_i(0)) / \partial X_i < 0$ , on effectue une linéarisation réciproque en  $1/X_i$ .

L'équation V.11 devient donc

$$C(X_i) = \tilde{C}(X_i) = C(X_i(0)) + \sum [X_i - X_i(0)] \cdot \partial C(X_i(0)) / \partial X_i$$

$$\Leftrightarrow \sum [1/X_j - 1/X_j(0)] \cdot (X_j(0))^2 \cdot \partial C(X_j(0)) / \partial X_j$$
[V.12]

avec  $\partial C(X_i(0)) / \partial X_i > 0$  et  $\partial C(X_j(0)) / \partial X_j < 0$   
 $i=1, N$  ;  $1 \leq i \leq N$  et  $1 \leq j \leq N$

La technique de l'approximation linéaire convexe est très commode puisque les seules données requises par l'algorithme sont :  $C(X_i(0))$  et  $\partial C(X_i(0)) / \partial X_i$  pour  $i=1, N$ . L'algorithme effectue lui-même à chaque itération, sur base du signe de  $\partial C / \partial X$ , une linéarisation directe (X) ou réciproque (1/X).

Notons aussi que les premiers utilisateurs de cette méthode, Fleury et Braibant [FL86], ont constaté avec satisfaction que la convergence obtenue était de l'ordre 2.

Notons toutefois que le conservatisme n'est garanti que vis-à-vis de fonctions linéaires en  $X_i$  et en  $1/X_j$ . A titre d'exemple étudions le conservatisme des différentes formes de linéarisation sur deux restrictions C1 et C2 (Eqs V.13a et V.13b).

$$C1(X) = 5 X_2 - X_1^2 - 10 \leq 0 \quad [V.13a]$$

$$C2(X) = 5/4 X_2^2 + 16 / X_1^2 - 13 \leq 0 \quad [V.13b]$$

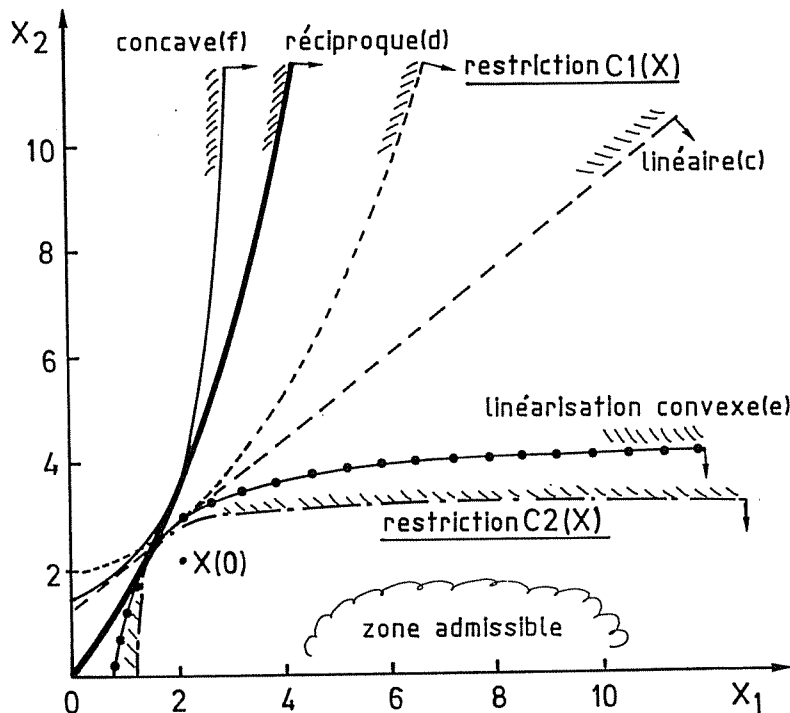


Figure II.14: Comparaison des modes de linéarisation.

Plaçons nous au point  $X(0) = (X_1, X_2) = (2, 2)$  où les 2 inégalités de départ (Eqs V.13a et b) vérifient toutes deux :  $C1(2,2) = C2(2,2) = -4$

$$\partial C1(2,2) / \partial X = \partial C2(2,2) / \partial X = (-4, 5).$$

Il s'ensuit que leurs linéarisations seront également identiques.

Regardons à présent (Figure II.14) les formes de linéarisation de ces restrictions C1 et C2; à savoir:

- linéarisation directe en X (Eq.V.9):  $5 X_2 - 4 X_1 - 6 \leq 0$  [V.13c]

- linéarisation réciproque en  $1/X$  (Eq.V.10):  $-20/X_2 + 16/X_1 - 2 \leq 0$  [V.13d]
- linéarisation convexe (Eq.V.12):  $5 X_2 + 16/X_1 - 22 \leq 0$  [V.13e]
  - en  $X_2$  car  $\partial C/\partial X_2 = 5 > 0$  et
  - en  $1/X_1$  car  $\partial C/\partial X_1 = -4 < 0$
- linéarisation concave, en  $X_1$  et en  $1/X_2$ :  $-20/X_2 - 4 X_1 + 14 \leq 0$  [V.13f]

La représentation graphique (Figure II.14) de ces 4 linéarisations montre que l'approximation convexe est la plus conservatrice des approximations. Elle l'est par rapport à la fonction de départ C1 mais pas vis-à-vis de C2. Dans ce cas, la fonction réelle C2 est, au départ, déjà convexe et elle a été approximée, par linéarisation, par une autre formulation de variables mixtes légèrement moins convexe, donc moins conservatrice.

Cet exemple particulier montre les limites de la méthode choisie. En pratique, nous n'avons jamais rencontré de problèmes de convergence liés à ce phénomène. Si cela eut été le cas, nous aurions eu recours à d'autres types d'approximations. Citons ici simplement l'algorithme MMA, "Method of Moving Asymptotes", qui se base sur une simple et élégante modification de la linéarisation convexe présentée ci-avant [SV87] et étendue par Zhang & Fleury [ZH96]. L'approximation proposée, dite MMA, est la suivante:

$$C(X_i) = Cste(X(0)) + \sum_i \frac{(U - X_i(0))^2}{U - X_i} \frac{\partial C}{\partial X_i} - \sum_j \frac{(X_j(0) - L)^2}{X_j - L} \frac{\partial C}{\partial X_j} \quad [V.14]$$

si  $\frac{\partial C}{\partial X_i} < 0$                       si  $\frac{\partial C}{\partial X_j} < 0$

avec U et L les "Move Limits".

Cette méthode permet d'accroître la convexité mais aussi de la réduire.

Les figures II.15a, II.15b et II.15c montrent l'évolution de la convergence, itération après itération, vers le minimum absolu.

Vu le choix du point initial  $X(0)$  (Figure II.15-a), au départ, on peut craindre une convergence vers l'optimum relatif qui est  $X^{**}$ . Mais grâce à la linéarisation convexe, le remplacement des restrictions  $C(X)$  par leur approximation linéaire convexe  $\tilde{C}(x)$  (Figure II.15-b) permet de "guider" le processus de convergence vers le centre du domaine admissible c'est-à-dire qu'il y a un recentrage de  $X(0)$  vers  $X(1)$ . Ce recentrage, effectué dès les premières itérations, peut (sans garantie) permettre d'éviter les minimums relatifs et conduire le chemin de convergence vers l'optimum absolu ( $X^*$ ) (Figure II.15c).

## Conclusions

Grâce à la linéarisation convexe, il est possible de remplacer un problème complexe d'optimisation comprenant une fonction objectif et des restrictions quelconques pouvant être non linéaires et non explicites, par une succession de problèmes linéaires en  $X_i$  et  $1/X_j$  qui ont les propriétés suivantes :

- fonction du premier ordre en  $X_i$  et  $1/X_j$ ,
- fonction explicite,
- le domaine admissible est normalement conservatif,
- le domaine est convexe (sécurité de convergence vers l'optimum absolu),
- le problème est à variables séparables (c'est à dire  $C_j(X) = \sum C_{ij} X_i$ ,  $i=1,N$ ).

Ce sont les deux dernières propriétés, *convexité et séparabilité*, qui vont permettre d'associer la linéarisation convexe à une résolution duale du problème. L'objectif du recours à la résolution duale est de réduire le temps de calcul.

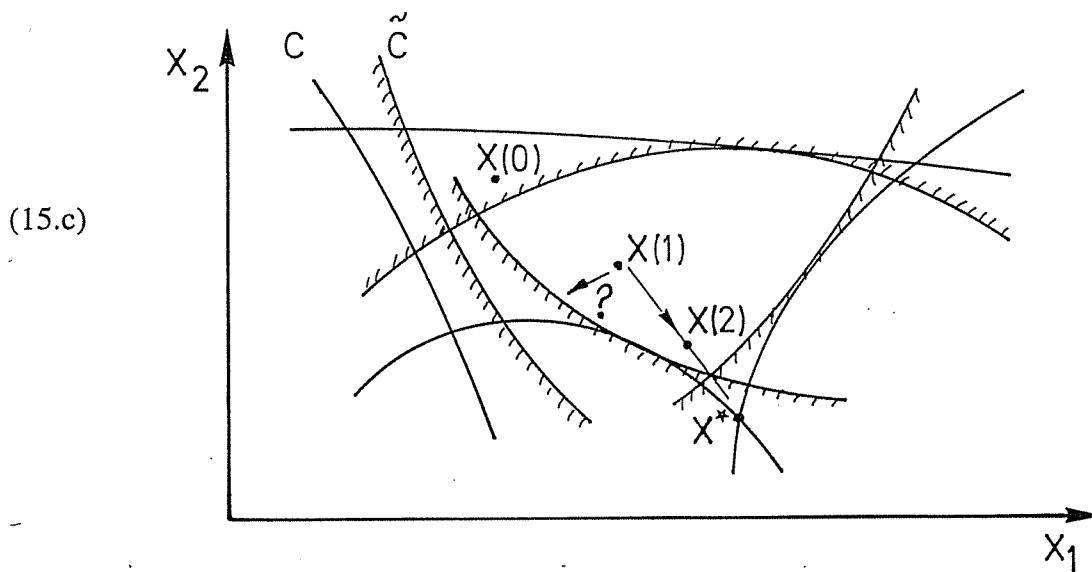
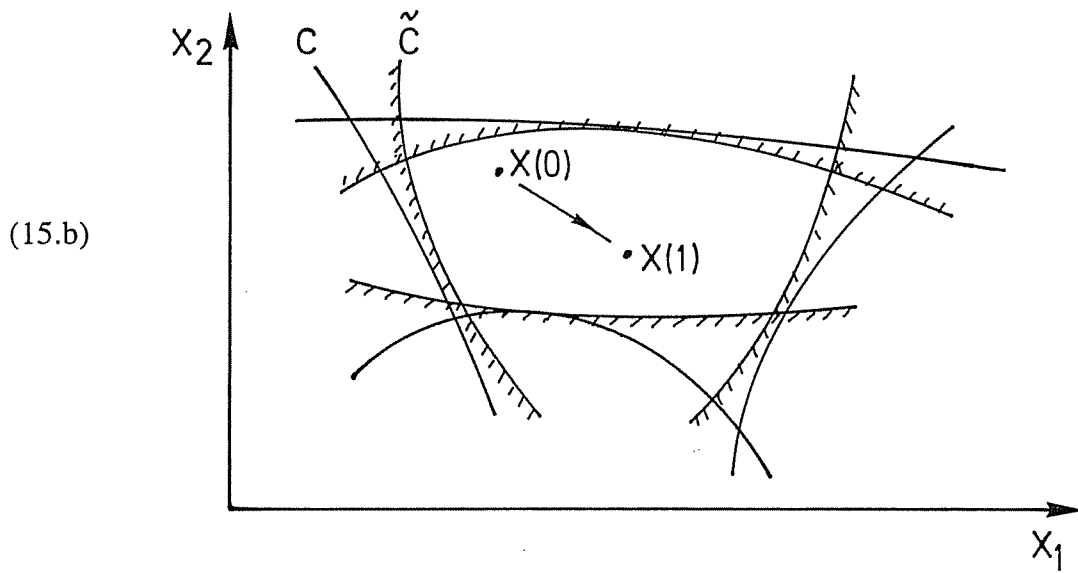
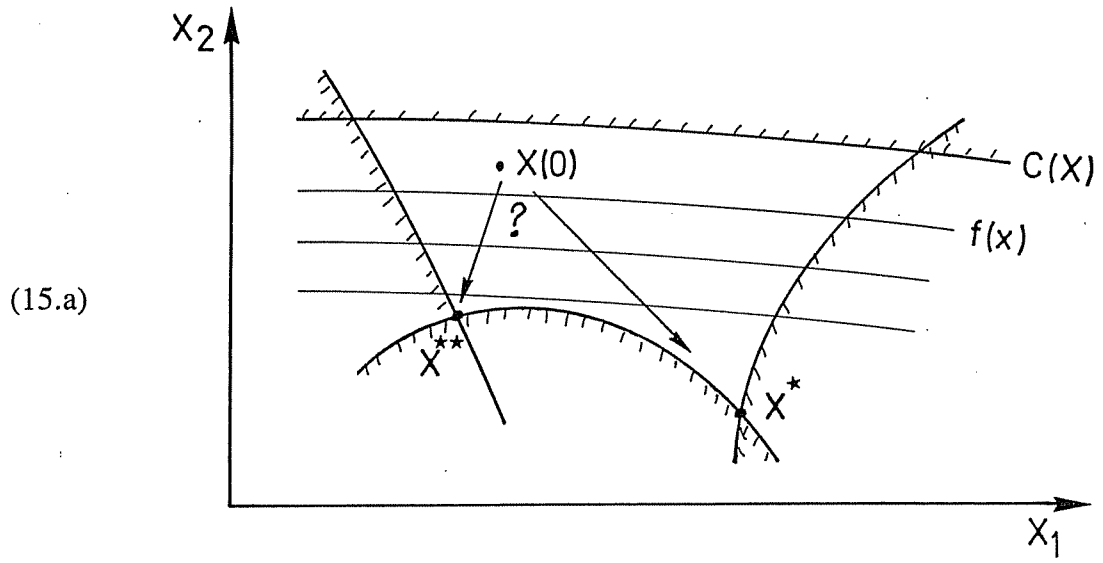


Figure II.15: Evolution du processus de convergence vers l'optimum.

#### V.4. RESOLUTION DUALE DU PROBLEME D'OPTIMISATION

\* A chaque itération, le problème normalisé à résoudre est le suivant :

$$\text{MIN } [\Sigma F_j / X_j - \Sigma F_i \cdot X_i ] \quad \text{avec } N \text{ variables } X$$

$$\text{soumis à } M \text{ restrictions } \Sigma C_j / X_j - \Sigma C_i \cdot X_i \leq CM$$

$$\text{et } X_{i \min} \leq X_i \leq X_{i \max} \quad \text{les restrictions de bornes.}$$

Ce problème est appelé problème primal par référence aux variables de conception  $X_i$  dites variables primaires ou primales. Il consiste en un *problème contraint* à  $N$  variables et avec  $M$  restrictions. Ce problème ne peut pas être résolu aisément avec les méthodes classiques telles que par exemple le Gradient conjugué. On va donc remplacer ce problème contraint à  $N$  variables par un problème non-contraint à  $M$  variables en passant par l'analyse duale. Cette technique est particulièrement avantageuse si  $M \ll N$ . En ce qui concerne les applications envisagées, l'avantage est assez relatif puisque  $M$  et  $N$  seront du même ordre de grandeur.

\* Au problème primal (convexe à variables séparables), on peut associer le problème dual suivant:

$$\text{MAX}(\lambda) [ \text{MIN}(X) \text{ de } L(X, \lambda) ] \quad \text{et } X_{i \min} \leq X_i \leq X_{i \max}$$

avec  $L(X, \lambda)$  le lagrangien et

$$\lambda_k \quad \text{les } M \text{ multiplicateurs de Lagrange (variables duales)}$$

$$L(X, \lambda) = \sum_j \frac{F_j}{X_j} - \sum_i F_i \cdot X_i + \sum_{k=1}^M \lambda_k \left( \sum_j \frac{C_{jk}}{X_j} - \sum_i C_{ik} \cdot X_i - CM_k \right) \quad [\text{V.15}]$$

qui est aussi une fonction à variables séparables.

Grâce à ces propriétés de séparabilité des variables, on remplace le problème dual à  $N$  variables par  $N$  problèmes à 1 dimension, à savoir :

$$l(\lambda) = \text{MIN}(X) \text{ de } L(X) = \sum_{i=1}^N \text{MIN } L_i(X_i) \quad \text{pour } X_{i \min} \leq X_i \leq X_{i \max}$$

$$\text{car } L(X) = \sum_{i=1}^N L_i(X_i) \quad (\text{propriété de séparabilité des variables})$$

Chaque terme de la minimisation de  $L(X)$  peut s'écrire sous la forme explicite (Eq.V.15)

$$\text{MIN } L_i(X_i) = A_i X_i + B_i / X_i$$

$$\text{avec } A_i \text{ et } B_i \text{ de la forme : } \sum_{k=1}^M C_i \lambda_k + F_i = \text{fct}(\lambda_k)$$

La minimisation relative à chaque  $X_i$  nécessite d'avoir  $\partial L_i / \partial X_i = 0$  ce qui conduit à

$$X_{i \min} \leq X_i = \sqrt{B_i / A_i} \leq X_{i \max} \quad \text{et } X_i = \text{fct}(\lambda_k)$$

Remarquons que les **restrictions imposées par les bornes** des variables ( $X_{i \min}$  et  $X_{i \max}$ ) **sont de cette manière prises très aisément en compte**. En effet :

$$\begin{aligned} \text{si } X_i = \sqrt{B_i/A_i} < X_{i \min} & \quad \text{alors on prend } X_i = X_{i \min} , \\ \text{si } X_i = \sqrt{B_i/A_i} > X_{i \max} & \quad \text{alors on prend } X_i = X_{i \max} . \end{aligned} \quad [\text{V.16}]$$

On comprend donc pourquoi l'on a distingué ces  $2N$  restrictions (dites de bornes) des  $M$  restrictions géométriques et structurelles:  $C_j(X_i) \leq CM_j$ ,  $j=1,M$ . Notons toutefois que ces restrictions de bornes (Eq. V.16) engendrent des discontinuités dans les dérivées secondes de la fonction duale.

Connaissant à présent la relation explicite entre les variables primales et duales, on obtient le problème dual explicite suivant :

$$\begin{aligned} \text{MAX } I(\lambda) = \sum_j \frac{F_j}{X_j(\lambda_k)} - \sum_i F_i \cdot X_i(\lambda_k) + \sum_{k=1}^M \lambda_k \left( \sum_j \frac{C_{jk}}{X_j(\lambda_k)} - \sum_i C_{ik} \cdot X_i(\lambda_k) - CM_k \right) \quad [\text{V.17}] \\ \text{c'est-à-dire } \quad \text{MAX } I(\lambda) = \text{fct}(\lambda_k) \quad \text{avec } k=1,M \text{ et } \lambda_k \geq 0 . \end{aligned}$$

$\lambda \geq 0$  est nécessaire afin de respecter les conditions de Kuhn-Tucker garantissant l'existence d'une solution. Ces conditions imposent en fait que le multiplicateur de Lagrange  $\lambda_k$  soit nul si la restriction à laquelle il se rapporte n'est pas active. En effet, le critère de Kuhn-Tucker impose les  $M$  conditions suivantes :

$$\lambda_k \cdot (C_k(X^*) - CM_k) = 0 \quad \text{pour } k=1,M \quad \text{avec } X^* \text{ l'optimum.}$$

Le problème dual (Eq.V. 17) est un problème non contraint qui peut être résolu par des méthodes du 1er ordre telle que la Méthode du Gradient conjugué. Malgré les discontinuités dans les dérivées secondes, le problème peut aussi être résolu par des méthodes du second ordre dites S.Q.P. (Sequential Quadratic Programming), (CONLIN, [CO89, FL86, 89a et 93a]). Cette méthode du 2ème degré peut facilement être utilisée car les dérivées secondes sont directement accessibles à partir des expressions des restrictions primales :

$$\sum C_j / X_j + \sum C_i \cdot X_i - CM \quad [\text{V.18a}]$$

Signalons aussi que les dérivées premières sont très aisées à obtenir :

$$\partial I(\lambda) / \partial \lambda_k = \tilde{C}_k(X(\lambda)) - CM_k \quad [\text{V.18b}]$$

le second membre est en fait la valeur de la restriction primale.

Notons finalement que le passage par l'analyse duale a permis d'éviter de devoir résoudre un problème de minimisation contraint c'est-à-dire avec un ensemble de restrictions  $C_i(X) > CM_i$ . Les méthodes pour résoudre des problèmes contraints sont également fort nombreuses mais sont, globalement, plus complexes et plus difficiles à mettre en oeuvre. Voilà pourquoi une méthode duale reposant sur une linéarisation convexe (variables séparables) a été retenue.





# **PARTIE III**

**INTEGRATION DU PROCESSUS**  
**D'OPTIMISATION DANS LE**  
**LOGICIEL DES BORDAGES RAIDIS :**  
**L.B.R.-5**



**PARTIE III****INTEGRATION DU PROCESSUS D'OPTIMISATION****DANS LE LOGICIEL DES BORDAGES RAIDIS :****L.B.R.-5****CHAPITRE VI : INTRODUCTION**

Dans un processus d'optimisation, il y a classiquement des fonctions objectifs qui "modélisent" les buts à atteindre et des restrictions qui "modélisent" l'ensemble des conditions et impératifs liés, de près ou de loin, au phénomène étudié.

Lorsque la fonction objectif est unique, on la note  $F(X_i)$ . Elle est fonction des variables  $X_i$ , notées aussi  $X_i$ ,  $i=1,N$  qui sont les  $N$  variables de conception.

Les variables de conception représentent des paramètres physiques qui, durant le processus d'optimisation, sont modifiées afin d'atteindre l'objectif fixé. On recherche donc l'ensemble (dit optimum) des variables  $X_i$  auxquelles correspond le minimum (ou maximum) de la fonction objectif en respectant l'ensemble des conditions imposées (restrictions).

NB: Dans la suite de cet exposé, nous parlerons de "minimisation" de la fonction objectif bien qu'une maximisation puisse être envisagée d'une manière similaire. Il suffirait de changer le signe de la fonction objectif.

Dans de nombreuses applications industrielles, on ne peut pas parler d'une fonction objectif unique mais de fonctions objectifs multiples [BR96, HU87, KI94, LA95, OS92, RA94b, RO91, SE78, 85, 89a et b, 92a et 95, TR90, XU95, YA93a]. Dans ce cas, on parle d'optimisation multi-objectifs ou multi-critères, chaque fonction objectif représentant un but particulier (critère).

Avant d'aller plus loin, il est bon de rappeler que les «buts» d'un processus d'optimisation peuvent être exprimés soit via des fonctions objectifs, soit via des restrictions. Le choix de l'une ou de l'autre alternative sur le résultat final n'est pas indifférent.

Ainsi, les fonctions objectifs sont liées à un processus de minimisation absolu, il n'y a pas de bornes à atteindre ou à ne pas dépasser. Par contre, les restrictions sont liées à des "niveaux" à atteindre. Une fois atteint, le processus d'optimisation ne cherche plus à "améliorer" ce but sauf si cela est nécessaire afin d'atteindre d'autres buts ou à réduire la(les) fonction(s) objectif(s).

La finalité d'un processus d'optimisation est de trouver le minimum absolu de la fonction objectif. La recherche de cet optimum n'est pas associée à un niveau prédéfini de la fonction objectif à atteindre. Ainsi, si la fonction objectif est une fonction coût, le but du processus d'optimisation est de trouver la structure la moins coûteuse (minimum absolu) en respectant les impératifs définis par les restrictions.

La structure du processus d'optimisation est fondamentalement différente si le but est de trouver la structure la moins onéreuse (objectif) qui ne dépasse pas un niveau de poids maximum préétabli (restriction). Dans ce cas, la fonction objectif reste la fonction coût dont on

recherche le minimum absolu. Par contre, la fonction poids, liée aux mêmes variables de conception est considérée comme une restriction ( $C(X) < C$ ). Il est clair que le résultat final des deux analyses sera différent.

Le problème devient plus complexe encore lorsque l'on est à la recherche d'un compromis et que l'on impose ni un poids maximal, ni un prix maximal. Dans ce cas, l'utilisateur se trouve devant une vraie optimisation multi-objectifs. Il y a 2 fonctions objectifs qui modélisent les 2 buts à atteindre : le poids et le coût. A priori, il n'y a pas de classement d'importance, d'ordre de priorité ou d'échelle de valeur. Dans la plupart des applications pratiques qui nous concernent (ouvrages hydrauliques, structures navales et offshore), ces 2 objectifs sont souvent en opposition. Ainsi, une diminution du poids n'est souvent envisageable qu'en acceptant des surcoûts (exemple: coûts de production importants liés à l'accroissement du raidissage). Inversement, un coût relativement bas ne peut être atteint qu'en acceptant un alourdissement de la structure.

On comprend donc qu'en fonction du compromis accepté (échelle de valeur) entre les objectifs à atteindre (fonctions objectifs poids et coûts), l'optimum obtenu, c'est-à-dire l'ensemble des variables de conception, sera différent. Il existe une infinité de solutions dites optimales en fonction de ce compromis. On parle alors d'un ensemble de **solutions de Pareto** [OS92]. Une analyse multi-critères est nécessaire pour faire apparaître la (ou les) solution(s) à retenir.

Avant de préciser ce que l'on entend, au sens physique du terme, par "variables de conception", il faut d'abord distinguer les différents types d'optimisation: optimisation dimensionnelle, optimisation de forme et optimisation topologique.

## VI.1 TYPES D'OPTIMISATION

Il y a trois grandes familles d'optimisation des structures [MA96b].

La plus ancienne, et aussi celle utilisée dans cette étude, est l'optimisation dimensionnelle. Elle a pour but de donner aux éléments structuraux leurs dimensions (exemples : épaisseur, inertie de poutres, ...) en considérant la forme et l'allure générale de la structure (topologie) comme définitive. La seconde famille est l'optimisation de forme [BE91a, BR89a, HI93a et b]. On ajoute à l'idée de recherche des dimensions optimales, l'idée de recherche d'une autre forme qui remplirait mieux ou davantage son rôle et sa fonction, permettant ainsi de trouver un nouvel optimum, sans doute meilleur que celui résultant d'une optimisation uniquement dimensionnelle.

A titre d'exemple, traitons le cas de l'optimisation d'un ponton flottant du type caisson rectangulaire dont la section de 2 x 8m est présentée à la figure III.1. L'optimisation dimensionnelle du ponton flottant concerne la recherche de l'échantillonnage optimum. Par contre, une optimisation de forme peut conduire l'utilisateur vers un ponton de section différente (par exemple 1,5m x 8m) ou vers un caisson de forme moins conventionnelle (Figure III.2).

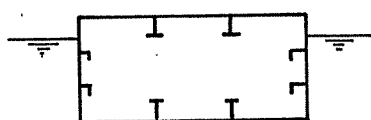


Figure III.1 :  
Ponton de base

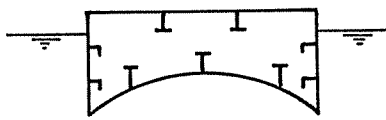


Figure III.2 :  
Forme modifiée

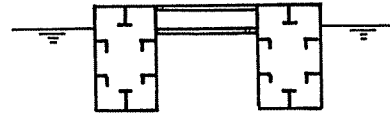


Figure III.3 :  
Topologie modifiée

La troisième famille est l'optimisation topologique [BE88, DU96]. Au lieu d'axer l'optimisation vers une recherche des dimensions et des formes optimales, elle ouvre la porte à la modification de la topologie. Elle consiste à modifier le nombre d'éléments d'un type déjà existant ou à changer de type d'éléments structuraux (barres, poutres, plaques, ...).

Ainsi, une optimisation topologique appliquée au ponton de la figure III.1 pourrait conduire à transformer la section standard rectangulaire en une structure de type catamaran composée, par exemple, de deux flotteurs reliés par un grillage de poutres (Figure III.3).

Le choix des variables de conception diffère évidemment en fonction du type de l'optimisation envisagée.

## VI.2 LES VARIABLES DE CONCEPTION

Dans cette étude, la technique d'optimisation utilisée repose sur une approche dimensionnelle. Les variables de conception choisies sont :

- l'épaisseur du bordage (ou bordé);
- la hauteur et l'épaisseur des âmes des renforts longitudinaux (raidisseurs, lisses) et/ou des renforts transversaux (varangues, ..., cadres, aiguilles) (Figure I.16);
- la section des semelles des nervures;
- l'espacement (entredistance) entre les nervures.

Ces variables font partie des informations incluses dans l'ensemble des données devant être fournies au Logiciel des Bordages Raidis - LBR-4 [RI89 et 92], même si un processus d'optimisation n'est pas envisagé.

Le logiciel des bordages raidis est le module d'analyse élastique des structures orthotropes qui a été retenu comme outil de conception et de dimensionnement pour les ouvrages hydrauliques, structures navales et offshores. La justification de ce choix est détaillée au § VII.

## VI.3 LES RESTRICTIONS

Les restrictions sont des fonctions linéaires ou non linéaires, explicites ou implicites des  $N$  variables de conception ( $X_i$ ). Ces restrictions sont la traduction analytique (sauf si implicite) des limitations que l'utilisateur désire imposer aux variables de conception elles-mêmes ou à des paramètres liés à ces variables (exemples : déplacements et contraintes).

Ainsi on peut distinguer :

- Les restrictions technologiques qui constituent les bornes supérieures et inférieures des variables de conception.  
Par exemple :  $X_{i \min} = 4 \text{ mm} \leq X_i = \text{épaisseur} \leq X_{i \max} = 40 \text{ mm}$ ,  
avec :  $X_{i \min}$  une limite due, par exemple, à la corrosion,  
 $X_{i \max}$  une limite technologique de fabrication ou d'assemblage.
- Les restrictions structurelles (M1) qui prennent en compte, explicitement ou implicitement, des phénomènes physiques afin d'en limiter l'apparition (flambement) ou l'importance (déformation, contrainte).
- Les restrictions géométriques (M2) qui lient les variables de conception entre elles de façon à garantir une structure fonctionnelle, réalisable et fiable.

Ainsi, soit  $X_1$  l'épaisseur de l'âme d'une membrure et  $X_2$  l'épaisseur de la semelle de cette même membrure. A titre d'exemple, les restrictions technologiques décrites ci-avant peuvent être :  $4 < X_1 < 40 \text{ mm}$   
 $4 < X_2 < 40 \text{ mm}$

Sur base de ces seules limitations, une solution admissible est  $X_1 = 5 \text{ mm}$  et  $X_2 = 35 \text{ mm}$ . Mais les règles de bonne pratique montrent que cette solution n'est pas techniquement fiable. Il faut donc ajouter des limitations sur les variations relatives entre ces variables. Ainsi, il existe une restriction géométrique qui impose :

$$0,5 < X_2 / X_1 < 2$$

c'est-à-dire que pour  $X_1 = 10$  mm, on doit avoir  $5 < X_2 < 20$  mm.

Ce type de restrictions géométriques repose généralement sur des règles de bonnes pratiques destinées à éviter des problèmes de résistance locale (instabilité de l'âme, déversement des membrures ... ), ou à garantir un soudage aisé et de qualité. Il n'est pas, en effet, conseillé de souder une tôle de 30 mm sur un bordé de 5 mm.

Rappelons aussi que ces restrictions cachent pour la plupart, à travers ces règles de bonnes pratiques, des considérations de résistance structurelle locale ou de mise en oeuvre. Ces considérations sont donc implicitement prises en compte.

Les restrictions traduisent explicitement (ou implicitement) via des modèles de comportement, des phénomènes physiques liés à la résistance des matériaux et à la mécanique des milieux continus.

Ainsi, ces restrictions peuvent-elles représenter :

- le niveau de déformation (absolu ou relatif) en un point de la structure,
- le niveau de contraintes dans un élément ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_\varphi$ ,  $\tau$  et  $\sigma_c = \sigma_{\text{von Mises}}$ ),
- le niveau de sécurité vis à vis du voilement, de la résistance ultime (exemple :  $\sigma/\sigma_{\text{ult}} < 0,5$ ), du déversement,....

Pour chaque restriction (ou phénomène physique), le modèle de comportement choisi est particulièrement important car c'est lui qui conditionne *la qualité* de la représentativité de la restriction.

Chaque phénomène physique est représenté par un modèle de comportement. Afin de simuler (représenter) ce phénomène, il est classique, de modéliser le comportement réel par un modèle. En conséquence, le terme «modèle de comportement» sera utilisé dans cette étude pour représenter une des modélisations mathématiques possibles du comportement réel de la structure. Ainsi la loi  $\sigma = E\varepsilon$  est un modèle de comportement possible régissant la loi contrainte-déformation des matériaux.

Les modèles de comportement peuvent être simples et explicites. Ainsi en est-il du niveau des contraintes dans une barre en traction uniforme :  $\sigma = F/A$  ( $N/mm^2$ ) avec  $F$  la force axiale et  $A$  la section transversale. Dans ce cas, la contrainte ( $\sigma$ ) s'exprime explicitement et linéairement en fonction de la section  $A$  ( $A$  peut être considéré comme une variable de conception ou comme une combinaison de variables,  $A = b \cdot t$ ).

Par ailleurs, ces modèles de comportement peuvent être complexes au point qu'il n'est plus possible d'exprimer explicitement la relation entre la fonction étudiée et les variables de conception. Ainsi en est-il lorsque l'on a recours à des modèles mathématiques (FEM, LBR-4, ISUM [PA92b, UE84 et 91a, YA95]). Dans ce cas, on a recourt à un procédé numérique qui consiste à remplacer la fonction implicite par une fonction explicite "ajustée" à la fonction de départ dans le voisinage des valeurs des variables de conception.

Ce procédé a été explicité à la partie II, Chapitre V. On rappelle cependant que le processus d'optimisation devient alors un procédé itératif basé sur une succession d'approximations locales des modèles de comportement.

## VI.4 LES COMPOSANTS DU PROCESSUS D'OPTIMISATION

Le problème à résoudre peut d'une façon synthétique se résumer comme suit:

- $X_i$   $i = 1, N$  les  $N$  variables de conception,
- $F(X_i)$  la fonction objectif à minimiser,
- $C_j(X_i) \leq CM_j$   $j = 1, M$  les  $M$  restrictions structurelles  $M1$  et géométriques  $M2$ ,
- $X_{i \min}$  et  $X_{i \max}$   $i = 1, N$  les bornes min et max des variables de conception  $X_i$  :  

$$X_{i \min} \leq X_i \leq X_{i \max}$$

En toute généralité, les bornes ( $X_{i \min} \leq X_i \leq X_{i \max}$ ) peuvent être considérées comme un ensemble de restrictions du type  $C(X_i) \leq CM$ . Il est toutefois préférable de les considérer indépendamment des autres restrictions. En effet, la prise en compte de ces bornes peut souvent s'effectuer séparément, sans devoir accroître d'une façon importante le nombre  $M$  de restrictions,  $C(X_i) \leq CM$  et donc sans alourdir inutilement le calcul numérique.

A ce titre, rappelons que, vu le choix d'un algorithme d'optimisation dual, le traitement des bornes ( $X_{i \min}$  et  $X_{i \max}$ ) est particulièrement simple à effectuer (voir § V.4). Il en découle un intérêt supplémentaire à les dissocier des autres restrictions ( $C_j \leq CM_j$ ).

A titre d'exemple, considérons une structure comportant 5 panneaux raidis auxquels sont associés à chacun 9 variables de conception et 10 restrictions. Pour la structure complète, on aura donc :

- 45 variables de conception ( $N=5 \times 9$ ),
- 50 restrictions géométriques et structurelles ( $M=5 \times 10$ ),
- 45 bornes inférieures  $X_{i \min} \leq X_i$  (prise en compte indépendamment)
- 45 bornes supérieures  $X_i \leq X_{i \max}$  (prise en compte indépendamment)

Si, par contre, on intègre les bornes dans le groupe des restrictions, on obtient :

- 45 variables de conception ( $N$ ),
- 140 restrictions ( $M=50 + 2 \times 45$ )

La comparaison sur base de cet exemple ( $140 \gg 50$ ) montre clairement l'intérêt de séparer les restrictions géométriques et/ou structurelles des bornes afin de ne pas alourdir la procédure numérique.





## **CHAPITRE VII : CHOIX D'UN MODELE DE COMPORTEMENT POUR LES PANNEAUX RAIDIS.**

### **VII.1. INTRODUCTION**

Ainsi qu'explicité largement au chapitre II, notre objectif est de développer un outil d'optimisation simple et souple destiné à accroître la performance des phases de conception et de dimensionnement, au stade de l'avant-projet ou de l'étude préliminaire.

Le domaine d'application visé est lui aussi bien ciblé. Il s'agit des ouvrages hydrauliques métalliques, et des structures navales et offshore, et plus généralement des unités flottantes.

La grande majorité de ces structures sont composées de panneaux métalliques raidis qui assemblés, forment des structures prismatiques en forme de caissons. Ainsi en est-il des portes d'écluses, barrages mobiles, portes marées tempêtes, barges et péniches fluviales, coques des bateaux maritimes de charges (tankers, citernes, porte-conteneurs, vraquiers, ...), pontons flottants, docks flottants,...

En 1997, la méthode numérique la plus utilisée de part le monde pour l'étude de la résistance des structures est sans contestation possible la méthode des éléments finis (ABAQUS, ANSYS, ADINA, MARC, NASTRAN,...). Les codes FINELG et SAMCEF sont deux exemples remarquables du développement à l'ULg des éléments finis comme outils «polyvalents» de calcul des structures [FI98, SA95]. Leur développement reste croissant et fait l'objet d'études ciblées afin de permettre leur utilisation par une large gamme d'utilisateurs. Ainsi, des normes, guides et recommandations sont édités afin de guider les utilisateurs non spécialistes (ISSC'97, Report of Committe II.1 [SU97]). Des logiciels, meilleurs et outils de CAO/CAD, parfois spécifiques à un domaine particulier, facilitent leur utilisation (exemple : PATRAN [MA98]).

Malgré l'existence et l'universalité de telles méthodes, notre choix s'est porté sur une autre approche. Les raisons qui ont guidé ce choix sont reprises ci-après. Nous sommes évidemment conscients que certaines d'entre elles intègrent des considérations personnelles moins objectives.

- a) L'auteur de cette recherche est à l'origine du développement du logiciel des bordages raidis - LBR-3 (version 3 de 1988 [RI89]), LBR-4 (version 4 de 1991 [RI92]). Ce logiciel est spécifiquement destiné à l'étude des structures métalliques prismatiques composées de panneaux raidis. Il s'agit d'une méthode non conventionnelle, spécifique à l'université de Liège, mettant en évidence des développements originaux qui, nous le croyons, méritent d'être poursuivis.
- b) Notre intérêt étant principalement lié au prédimensionnement et à l'avant-projet, il s'impose de recourir à une méthode «légère», souple, peu sophistiquée à l'utilisation et ne nécessitant, de la part de l'utilisateur, que peu de connaissances informatiques et numériques.
- c) La méthode des bordages raidis étant basée sur une résolution analytique des équations différentielles, elle est particulièrement adaptée pour fournir une solution analytique au calcul des sensibilités (dérivées par rapport aux variables de conception). Dans la méthode des bordages raidis, l'élément de base est le panneau raidi. Ce panneau est composé du bordé (ou bordage) et de trois types de nervures (cinq avec les raidisseurs et cadres secondaires - Figure III.4). Il est intéressant d'utiliser comme variables de conception les entredistances entre nervures afin de réaliser, indirectement, une optimisation topologique puisqu'en faisant varier l'entredistance, on change le nombre de nervures. Cette faculté de pouvoir optimiser les dimensions des nervures de chaque panneau ainsi que leur nombre est particulièrement attractive pour le praticien puisque cela lui permet d'effectuer une optimisation topologique, sans devoir modifier le nombre d'éléments (panneaux raidis) ni même modifier le maillage ou la discrétisation. En conclusion, la méthode des bordages raidis permet d'approcher une optimisation topologique en n'effectuant malgré tout qu'une optimisation dimensionnelle, plus simple, moins lourde et aisément accessible.

- d) Le modèle de comportement des panneaux utilisé dans la méthode des bordages raidis prend simultanément en compte l'effet membranaire et l'effet flexionnel des plaques raidies.
- e) Le calcul des sensibilités ne présente aucune difficulté de principe liée, par exemple, à la non linéarité de l'épaisseur du bordé sur les rigidités. Les contraintes et déplacements étant quasi explicitement définis, le calcul des sensibilités peut lui aussi être effectué analytiquement. Cela nécessite néanmoins la dérivation manuelle des expressions analytiques des contraintes et déplacements. Il s'agit d'un travail lourd et fastidieux mais une fois cette tâche accomplie et les solutions programmées, leur évaluation numérique est simple, rapide et surtout précise puisqu'elle résulte d'une dérivation analytique exacte.

Signalons que des recherches et études avec des méthodes similaires, généralement basées sur des approches analytiques, ont également été réalisées par Srinivas [CH90], Senjanovic [SE91 et 92b] et Shigematsu [SH92].

## VII.2. DESCRIPTION D'UN PANNEAU RAIDI.

L'élément structural de base de la méthode des bordages raidis est unique et est constitué d'un panneau cylindrique raidi (Figure III.4). Afin d'être cohérent avec la terminologie utilisée auparavant, nous parlerons dorénavant de panneaux et non plus d'éléments

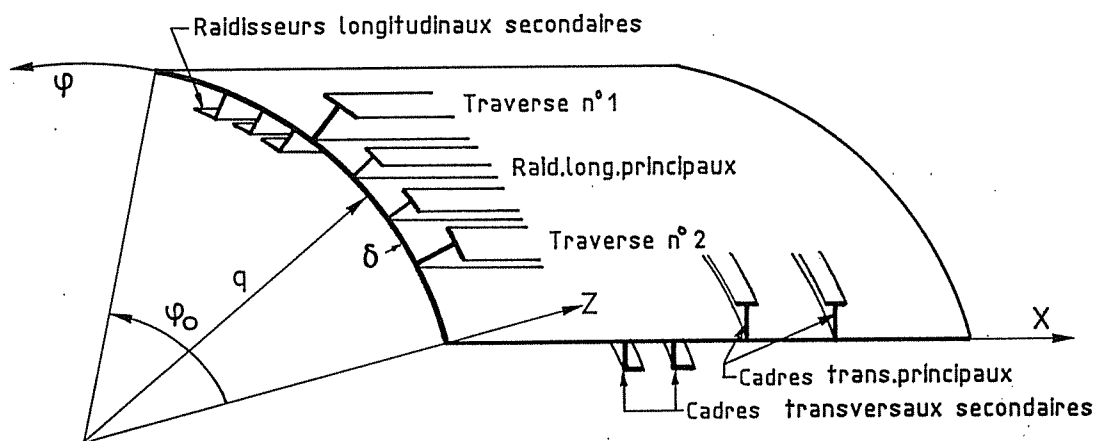


Figure III.4. : Le panneau cylindrique raidi de base utilisé par le logiciel LBR-4 (avec les 5 types de nervures)

Les trois paramètres ( $\varphi_0$ ,  $q$  et  $L$ ) caractérisent les dimensions et la forme générale du panneau :  $\varphi_0$  l'angle d'ouverture (deg) et  $q$  le rayon (m) et  $L$  la longueur (m). Il s'agit de trois paramètres fixes, ne pouvant pas être considérés comme des variables de conception. En effet, la technique d'optimisation retenue (voir chapitre III) ne permet pas de changer la forme de la structure (ex.: changer la courbure) ou la topologie d'ensemble (ex. : suppression ou apport d'un panneau).

A partir de la forme cylindrique générale définie par  $\varphi_0$ ,  $q$  et  $L$ , le panneau raidi se caractérise par les paramètres suivants :

- $\delta$ , l'épaisseur du bordé (bordage)

Le modèle de comportement étant valable pour des coques minces, il faut que le rapport  $\delta/q$  reste inférieur à 1/100 dans les cas de chargements et d'appuis usuels.

- Raidisseurs longitudinaux principaux (selon  $x$ - direction des génératrices)
  - $h_x, d_x$  - hauteur et épaisseur des âmes,
  - $w_x, t_x$  - largeur et épaisseur des semelles,

- $\Delta_x$  - entredistance entre raidisseurs,
  - MODE - paramètre définissant la répartition des raidisseurs (voir Annexe 1),
  - $KS_x$  - position du raidissage (Figure III.4),  
 $KS_x=2$ , face positive ( $z>0$ );  $KS_x=1$ , face négative ( $z<0$ ).
- Raidisseurs longitudinaux secondaires (selon x)  
 D'une façon identique aux raidisseurs longitudinaux principaux, il est possible de définir une seconde «couche» de raidisseurs longitudinaux qui (Figure III.4):
    - ont des dimensions inférieures et viennent se placer entre les raidisseurs longitudinaux principaux (Figure III.5.a).
    - peuvent se placer sur l'autre face du panneau de manière à former un panneau raidi symétriquement (ce cas est en pratique plutôt exceptionnel), (Figure III.5.b.).



Figure III.5.a :  
Panneau raidi avec traverses et raidisseurs

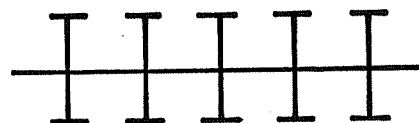


Figure III.5.b :  
Raidissage symétrique

Les structures métalliques hydrauliques et navales possèdent, en général, en plus d'un raidissage longitudinal, un raidissage transversal. Les structures étant souvent de forme prismatique (caisson), les raidisseurs transversaux des différents panneaux formant la structure constituent des cadres continus et fermés. En construction navale, il est classique d'avoir des cadres renforcés espacés de 2 à 5 m et, pour un système de raidissage transversal, des cadres rapprochés espacés de 0,35 à 0,50 m.

Terminologie : pour la suite de l'exposé, on réservera le terme «raidisseur» pour les éléments longitudinaux (selon x) et le terme «cadre» pour les varangues, barrots,... en construction navale et pour les aiguilles construction hydraulique (Figure I.16).

- Les cadres principaux et les cadres secondaires (selon  $\phi$  - circonférence).  
 Ces deux niveaux de raidissage se définissent d'une manière identique à ceux des raidisseurs longitudinaux (voir ci-avant).

Ainsi pour les cadres principaux, les paramètres sont :

- $h_\phi, d_\phi$
- $w_\phi, t_\phi$
- $\Delta_\phi$
- $KS_\phi$

On notera que pour les cadres il n'est pas nécessaire de définir leur mode de répartition (paramètre MODE). En effet, ceux-ci sont toujours supposés répartis uniformément sur toute la portée (L) de la structure.

- Les traverses (selon x- direction des génératrices).  
 A l'opposé des raidisseurs qui, pour un même panneau, sont tous identiques et équidistants, les traverses (serres, carlingues et hiloires) peuvent être de dimensions et de type différents (Figure III.6). Leur implantation sur le panneau est quelconque. L'utilisation des traverses est particulièrement utile dans les cas suivants :
  - pour l'étude des portes d'écluses à simple bordage tels que les portes busquées;
  - pour modéliser les murailles des bateaux comportant des serres;

- pour modéliser le fond et le pont des bateaux comportant, respectivement, des carlingues et des hiloires;
- ...

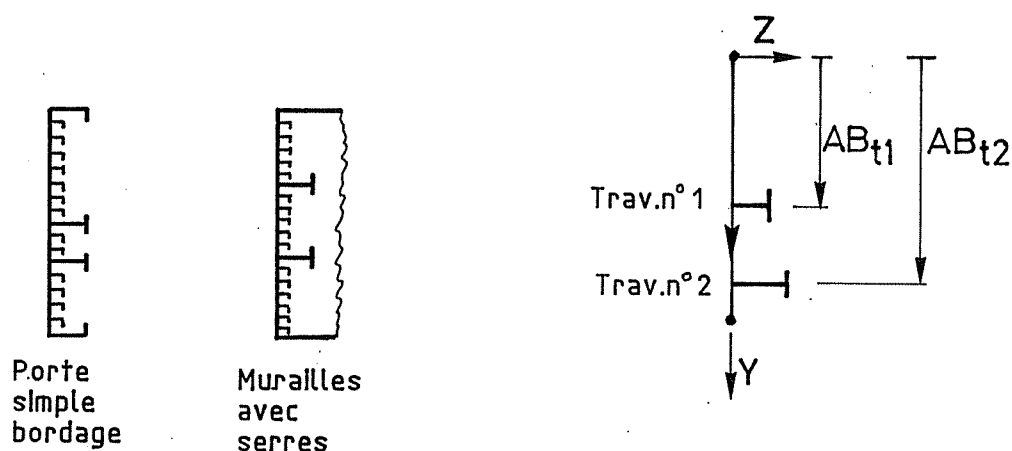


Figure III.6 : Panneaux comportant des nervures du type traverse.

Les paramètres caractérisant une traverse sont (Figure III.6) :

- $h_t, d_t$  - hauteur et épaisseur de l'âme,
- $w_t, t_t$  - largeur et épaisseur de la semelle,
- $AB_t$  - position de la traverse par rapport au bord d'origine,
- $KS_t$  - choix de la situation de la traverse sur une face ( $z > 0$  ou  $z < 0$ ).

N.B. : Ces paramètres doivent être définis pour chaque traverse.

La modélisation du raidissage longitudinal avec des traverses (au lieu de raidisseurs) permet de prendre en compte la non-uniformité du raidissage longitudinal. Globalement, au niveau de la structure d'ensemble (contrainte primaire longitudinale), le recours à une modélisation précise avec des traverses n'est pas toujours requis. Par contre, lorsque l'on s'intéresse aux contraintes secondaires (transversales) et tertiaires (locales), une modélisation fine avec des traverses est souvent utile.

En résumé, les paramètres caractérisant un panneau raidi de la structure sont :

- $q, \varphi_0$  et  $L$  fixant la dimension et la forme globale du panneau cylindrique (rayon, angle d'ouverture, longueur).  
S'il s'agit d'un panneau plan, les paramètres  $q$  et  $\varphi_0$  sont remplacés par paramètre unique :  $H$  qui est la hauteur (ou largeur) du panneau.
- $\delta$  l'épaisseur du bordage,
- $h_x; d_x; w_x; t_x;$   
 $\Delta_x; MODE; KS_x$  pour le raidissage longitudinal principal (si uniformément réparti),
- idem si un raidissage longitudinal secondaire existe,
- $h_\varphi; d_\varphi; w_\varphi; t_\varphi;$   
 $\Delta_\varphi; KS_\varphi$  pour les cadres transversaux principaux (renforcés),
- idem si des cadres secondaires existent,
- $h_t; d_t; w_t; t_t;$   
 $AB_t; KS_t$  pour chaque traverse.

### VII.3 SELECTION DES VARIABLES DE CONCEPTION.

La sélection des variables de conception XI repose sur des impératifs et des souhaits antagonistes. Certains poussent vers un choix de variables aussi étendu que possible; par exemple : pour permettre une optimisation aussi complète et diversifiée que possible. Clairement ce souhait incite à sélectionner l'ensemble des paramètres de raidissage comme des variables de conception. A savoir :

- 1 variable pour l'épaisseur du bordage ( $\delta$ ),
- 5 variables pour les raidisseurs longitudinaux principaux ( $h_x, d_x, w_x, t_x, \Delta_x$ ),
- 5 variables pour les raidisseurs longitudinaux secondaires ( $h_x, d_x, w_x, t_x, \Delta_x$ ),
- 5 variables pour les cadres principaux ( $h_\varphi, d_\varphi, w_\varphi, t_\varphi, \Delta_\varphi$ ),
- 5 variables pour les cadres secondaires ( $h_\varphi, d_\varphi, w_\varphi, t_\varphi, \Delta_\varphi$ ),
- 50 variables pour les traverses ( $h_t, d_t, w_t, t_t, AB_t$ ) (sur base de 10 traverses par panneau),

-----  
Total : 71 variables de conception

La modélisation d'une structure à l'aide de panneaux raidis requiert entre 5 et 30 panneaux. Cela conduirait à envisager une optimisation sur base de 350 à 2000 variables de conception.

D'un autre côté, d'autres impératifs recommandent de réduire le nombre total de variables de conception afin :

- d'obtenir un module simple, rapide et convivial,
- de développer un outil adapté à la conception, au prédimensionnement et non pas aux vérifications de détails,
- de permettre l'utilisation de l'outil sur des machines (ordinateurs) courantes de bureau d'études de petites tailles (PC, Power Mac).

Face à ces tendances antagonistes, notre choix a été de nous limiter, dans un premier temps, à 9 variables de conception par panneau c'est-à-dire de 30 à 300 variables pour le type de structures envisagées (structures de 5 à 30 panneaux).

Ces 9 variables de conception sont :

- $\delta$  l'épaisseur du bordé,
- Pour les raidisseurs longitudinaux principaux:  
 $h_x$  et  $d_x$  hauteur et épaisseur de l'âme,  
 $w_x$  largeur de la semelle,  
 $\Delta_x$  entredistance entre raidisseurs.
- Pour les cadres principaux (transversaux):  
 $h_\varphi$  et  $d_\varphi$  hauteur et épaisseur de l'âme,  
 $w_\varphi$  largeur de la semelle,  
 $\Delta_\varphi$  entredistance entre raidisseurs.

Ce choix repose sur les trois considérations suivantes :

- L'accroissement du travail nécessaire pour la prise en compte direct des traverses comme variables de conception n'est pas, à ce stade, rentable. L'opportunité ou la nécessité d'utiliser des paramètres liés aux traverses comme variables de conception sera analysée ultérieurement sur base de l'expérience acquise avec les 9 variables de conception de base définies ci-avant.

Si le besoin d'utiliser les traverses comme variables de conception se faisait néanmoins sentir, leur prise en compte se réalisera en 2 phases :

**Phase 1 : Dimensions des traverses** (avec 3 variables de conception):

Ces 3 variables de conception correspondront aux dimensions  $h_t$ ,  $d_t$ ,  $w_t$  des traverses, supposant que toutes les traverses sont identiques. En pratique si une telle hypothèse ne peut être acceptée, l'utilisateur peut scinder le panneau en 2, 3 ou 4 sous-panneaux pour lesquels les traverses de chaque panneau peuvent être admises comme étant identiques.

**Phase 2 : Position des traverses** (10 variables de conception):

Soit 10 variables de conception liées aux positions exactes des 10 traverses du panneau (10 traverses maximum par panneau).

- Les raidisseurs (long.) et les cadres (transv.) secondaires ne sont pas considérés comme des variables de conception en même temps que les raidisseurs et cadres principaux. Si une optimisation de ces raidisseurs et cadres secondaires doit être envisagée, il suffit de remplacer (au niveau des données) les raidissages secondaires par les principaux et vice versa.
- Il n'est pas opportun de considérer simultanément la largeur et l'épaisseur des semelles des raidisseurs et des cadres comme variables de conception. En effet, au niveau des rigidités, c'est essentiellement la section de la semelle qui intervient. Il est globalement indifférent de varier la largeur ou l'épaisseur.

En conséquence, il a été décidé de ne pas permettre la variation de l'épaisseur des semelles et de prendre comme variables de conception, la seule largeur de ces semelles (raisseurs et cadres).

La décision de garder constante l'épaisseur de la semelle ( $t_{sem}$ ) peut cependant limiter la plage de variation des autres variables de conception comme par exemple la largeur ( $w_{sem}$ ) car on impose régulièrement des restrictions du type  $8 < w_{sem}/t_{sem} < 16$ . Ce "blocage" peut être néfaste puisqu'il peut conduire à ne pas atteindre la solution optimale qui aurait été obtenue si la largeur et l'épaisseur avaient été considérées, ensemble, comme des variables de conception.

Afin d'éviter cette "perte d'efficacité" un ajustement progressif de l'épaisseur des semelles a été introduit de façon à éviter une éventuelle pénalisation du modèle d'optimisation. Cet "ajustement progressif" est basé sur des règles de bonne pratique détaillées au §XII.1.2.

#### VII.4 L'AMONT DE L'ALGORITHME D'OPTIMISATION LBR-5.

Afin d'utiliser le logiciel LBR-4 comme modèle de comportement des panneaux raidis à inclure dans l'algorithme d'optimisation LBR-5 (figure III.7), il faut avoir défini la liste des résultats (sorties) fournis par LBR-4 pour servir de données à l'algorithme d'optimisation (CONLIN) [CO89].

Ainsi qu'explicité au Chapitre V, le module d'optimisation CONLIN requiert essentiellement 3 types de données :

- la valeur des variables de conception (XI) et la valeur de leurs bornes ( $XI_{min}$ ,  $XI_{max}$ ),
- la valeur de la fonction objectif [F (XI)] et des restrictions géométriques et structurelles [ $C_j$  (XI)] ainsi que la borne de ces restrictions ( $CM_j$ ) :  $C_j < CM_j$ ,
- la dérivée première (sensibilité) de la fonction objectif et des restrictions par rapport à toutes les variables de conception :

$$\frac{\partial F(XI)}{\partial XI} \text{ et } \frac{\partial C_j(XI)}{\partial XI} \quad XI(i), i = 1, N \text{ et } j = 1, M \quad [\text{VII.1}]$$

avec M le nombre de restrictions.

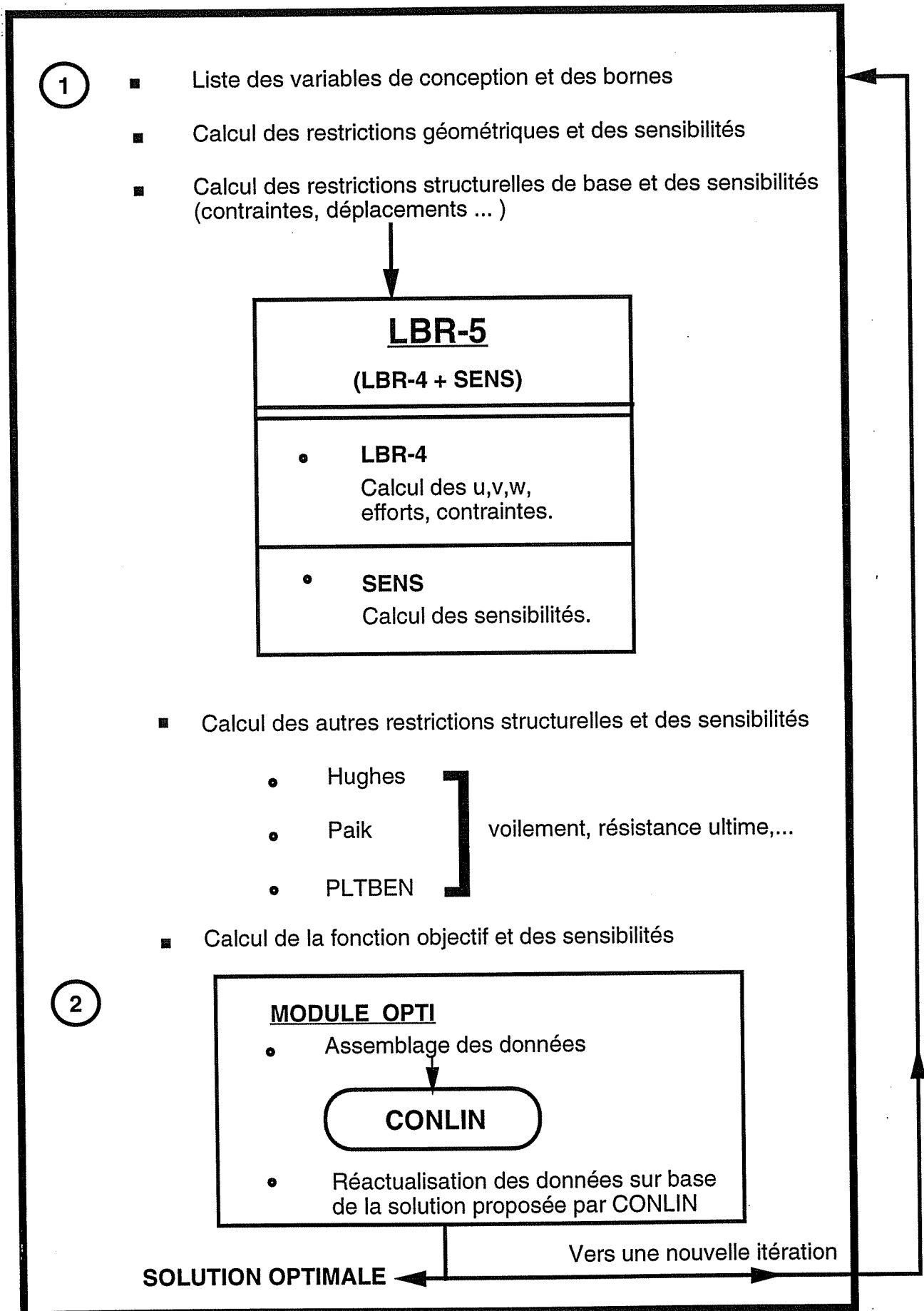


Figure III.7 : Organigramme général du modèle d'optimisation.





## CHAPITRE VIII : LE LOGICIEL LBR-4

### VIII.1. GENERALITES

Ce rappel relatif aux fondements mathématiques de la méthode des bordages raidis de N.M. Dehousse [DE61 et 67] a été volontairement condensé de façon à ne fournir que les informations strictement nécessaires à la compréhension des développements nouveaux relatifs à l'introduction du processus d'optimisation. Pour plus de détails, il faut se référer aux travaux de Ph. Rigo [RI89a].

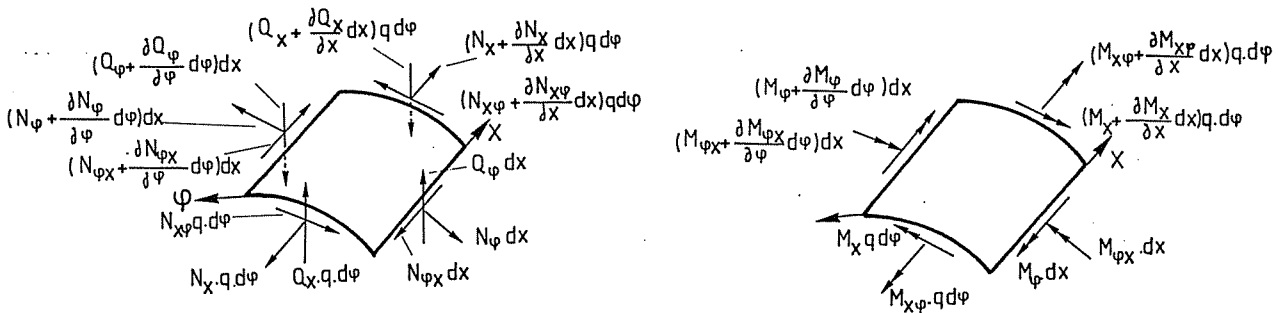


Figure III.8.a : Forces et moments unitaires considérés par la méthode des bordages raidis.

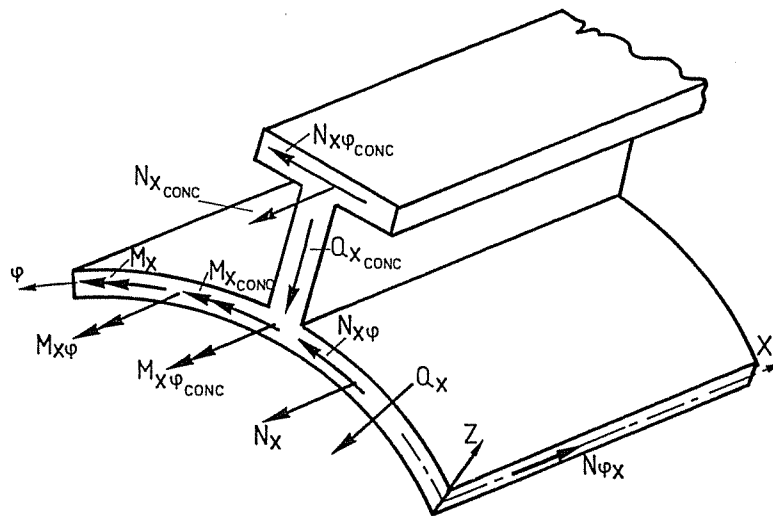


Figure III.8.b : Actions des traverses sur le panneau.

Le module LBR-4 (version 4 de 1991) fournit les résultats suivants :

- Déplacements  $u, v, w, \partial w/\partial \varphi$ .
- Efforts  $N_x, N_\varphi, N_{x\varphi}, M_x, M_\varphi, M_{x\varphi}, Q_x, Q_\varphi$  (Figure III.8.a).
- Contraintes dans le bordé (en  $z = -\delta/2, 0$  et  $+\delta/2$ ) :
  - $\sigma_x, \sigma_\varphi, \tau, \sigma_c$  (von-Mises).
- Contraintes dans les raidisseurs longitudinaux :
  - $\sigma_x, \tau, \sigma_c$  (von-Mises) :
    - à la jonction âme-bordé (JAB),
    - à la jonction âme-semelle (JAS),
    - dans la semelle.

- Contraintes dans les cadres transversaux :
  - $\sigma_\varphi, \tau, \sigma_c$  (von-Mises) :
    - à la jonction âme-bordé (JAB),
    - à la jonction âme-semelle (JAS),
    - dans la semelle.
- Contraintes dans les traverses (10 traverses orientées selon  $ox$ ) :
  - $\sigma_x, \tau, \sigma_c$  (von-Mises) :
    - à la jonction âme-bordé (JAB),
    - à la jonction âme-semelle (JAS),
    - dans la semelle,
  - $N_x, M_x, N_{x\varphi}, M_{x\varphi}, Q_x$  : réactions des traverses sur le panneau, Figure III.8.b.

La valeur de ces variables est fournie en chacun des points  $(X_i, Y_j)$  avec:

$i = 1 \text{ à } 5$  : les points  $X_1$  à  $X_5$  choisis par l'utilisateur, avec  $0 \leq X_i \leq L$ ,

$j = 1 \text{ à } 31$  :  $0 \leq Y_j = H.(j-1)/30 \leq H$ .

Notons que pour une coque, «H» est remplacé par «q. $\phi_0$ ».

Les déplacements, efforts, et contraintes sont donc fournis en 155 points de chaque panneau ( $5 \times 31 = 155$ ). Il faut aussi y ajouter les résultats aux points situés au droit des traverses c'est-à-dire  $y = AB_i$  ( $k=1, MT$  avec  $MT$  le nombre de traverses. Vu que les réactions des traverses sur les panneaux sont ponctuelles, on calcule la valeur des efforts et contraintes, non pas en  $y=AB_i$ , mais en  $y=AB_i - \varepsilon$  et  $AB_i + \varepsilon$  avec  $\varepsilon$  un intervalle infiniment petit.

En pratique, il ne serait pas efficace de calculer d'une manière systématique les sensibilités de toutes les variables en tous les points ( $\geq 155$ ). C'est pour cette raison qu'il a été décidé de ne calculer les sensibilités qu'aux endroits correspondant aux restrictions structurelles imposées par l'utilisateur.

A cette fin, les données requises pour le calcul des sensibilités des restrictions sont :

Pour chaque panneau :

- ♦ Le nombre de variables de conception ( $N \leq 9$ ) :
  - la liste de ces variables de conception (N),
  - les valeurs des bornes MIN (N),
  - les valeurs des bornes MAX (N).
- ♦ Le nombre de points où effectuer le calcul des sensibilités ( $Ipt \leq 10$ ) :
  - les coordonnées de ces points,  $y(i)$  ( $i=1, Ipt$ ).
- ♦ Le nombre de restrictions structurelles ( $M_1$ ) :
  - pour chaque restriction :
    - le numéro du point  $y(i)$  où cette restriction s'applique,
    - le type de restriction (voir § XI.3 et XII.2),
    - la borne de cette restriction (CM),
    - le type de borne (borne max :  $C \leq CM$  ou min :  $C \geq CM$ ).
- ♦ Le nombre de restrictions géométriques ( $M_2$ ) :
  - la liste de ces restrictions (voir § XII.1.2).

Les développements nouveaux apportés au module LBR-4 concernent principalement le calcul des dérivées premières des déplacements, efforts et contraintes par rapport aux variables de conception (c'est-à-dire le calcul des sensibilités). Ces nouveaux développements sont présentés en détails au chapitre IX. Pour une bonne compréhension, il est cependant nécessaire de les faire précéder d'un rappel de la structure du module LBR-4 et des grandes étapes de la résolution analytique des équations différentielles régissant le comportement d'une structure composée de coques cylindriques raidies.

## VIII.2 STRUCTURE DU LOGICIEL DES BORDAGES RAIDIS : RAPPEL

Il est important de rappeler que les équations différentielles dites de D.K.J. sont celles de Donnell, von Karman et Jenkins [VO49]. Elles reposent sur les hypothèses de Love-Kirchoff [GA69].

Les hypothèses résultant de l'établissement de ces équations sont les suivantes :

1. La coque considérée est mince, c'est-à-dire que  $\delta/q \ll 1$  au point que  $\delta/q$  est négligeable devant 1. Pratiquement, on impose  $\delta/q < 1/100$ .
2. Les composantes de la déformation sont faibles.
3. Les points situés sur une normale à la surface moyenne avant déformation restent sur la normale à la surface moyenne déformée.
4. Les effets de la contrainte normale à la surface moyenne ainsi que la contrainte normale sont négligeables.
5. Les déplacements radiaux sont les mêmes pour tous les points de la même normale à la surface moyenne (dilatation  $\epsilon_z$  empêchée).

Les relations linéaires déformations-déplacements utilisées sont :

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= u' - zw'' \\ \epsilon_\varphi &= v^\circ + \frac{w}{q} - zw^{\circ\circ} \\ \gamma_{x\varphi} &= u^\circ + v' - 2zw^{\circ\prime} \end{aligned} \quad \text{[VIII.1]}$$

Rappelons que l'on utilisera la notation suivante pour exprimer les dérivées selon  $x$  et  $\varphi$ .

$$\frac{\partial f}{\partial x} = f' \quad \text{et} \quad \frac{\partial f}{\partial y} = \frac{1}{q} \frac{\partial f}{\partial \varphi} = f^\circ \quad \text{[VIII.2]}$$

Les équations dites de D.K.J. sont obtenues à partir :

- des 6 équations d'équilibre suivantes (Figures III.8 et III.13):

$$\begin{aligned} N'_x + N^\circ_{\varphi x} + X &= 0 \\ N^\circ_\varphi + N'_{x\varphi} - \frac{Q_\varphi}{q} + Y &= 0 \\ \frac{N_\varphi}{q} + Q^\circ_\varphi + Q'_x - Z &= 0 \\ M^\circ_\varphi + M'_{x\varphi} - Q_\varphi &= 0 \\ M'_x + M^\circ_{\varphi x} - Q_x &= 0 \\ N_{x\varphi} - N_{\varphi x} + \frac{M_{\varphi x}}{q} &= 0 \end{aligned} \quad \text{[VIII.3]}$$

avec  $X$ ,  $Y$  et  $Z$  les charges extérieures ( $N/m^2$ )

- de l'utilisation des 5 hypothèses définies ci-avant,
- des relations déformations-déplacements (Eq. VIII.1) qui permettent d'établir les relations forces-déplacements (Eq. VIII.4).

$$N_\varphi = \left( D + \Omega_\varphi \right) \left( v^\circ + \frac{w}{q} \right) + Dv.u' - H_\varphi w^{\circ\circ}$$

$$N_x = (D + \Omega_x).u' + Dv \left( v^\circ + \frac{w}{q} \right) - H_x w'' + f(\varphi) [\Omega'_x u' - H'_x w''] \quad [\text{VIII.4}]$$

$$N_{\varphi x} = \left[ D \left( \frac{1-v}{2} \right) + S_x + S_\varphi \right] \cdot (v' + u^\circ) + f(\varphi) [S'_x (v' + u^\circ)]$$

$$N_{x\varphi} = \left[ D \left( \frac{1-v}{2} \right) + S_x + S_\varphi \right] \cdot (v' + u^\circ) + f(\varphi) [S'_x (v' + u^\circ)].$$

$$M_\varphi = (K + R_\varphi) w^{\circ\circ} + K v w'' - H_\varphi \left( \frac{w}{q} + v^\circ \right)$$

$$M_x = (K + R_x) w'' + K v w^{\circ\circ} - H_x u' - f(\varphi) [H'_x u' - R'_x w'']$$

$$M_{\varphi x} = [K(1-v) + T_\varphi] w^{\circ\prime} + L_\varphi (v' + u^\circ)$$

$$M_{x\varphi} = [K(1-v) + T_x] w^{\circ\prime} + L_x (v' + u^\circ) + f(\varphi) [T'_x w^{\circ\prime} + L'_x (v' + u^\circ)]$$

$$Q_\varphi = (K + T_\varphi) w^{\circ\prime\prime} + (K + R_\varphi) w^{\circ\circ\circ} - H_\varphi \left( \frac{w^\circ}{q} + v^{\circ\circ} \right) + L_x (v'' + u^{\circ\prime})$$

$$+ f(\varphi) [T'_x w^{\circ\prime\prime} + L'_x (v'' + u^{\circ\prime})]$$

$$Q_x = (K + T_x) w^{\circ\prime\prime} + (K + R_x) w^{\circ\prime\prime\prime} - H_x u'' + L_\varphi (v^{\circ\prime} + u^{\circ\circ})$$

$$- f(\varphi) [H'_x u'' - R'_x w^{\circ\prime\prime\prime}]$$

$$\text{avec : } D = \frac{E\delta}{1-v^2} \quad \text{et} \quad K = \frac{E\delta^3}{12(1-v^2)}$$

$$\Omega_\varphi = \frac{E\omega_\varphi}{\Delta_\varphi} \quad \Omega_x = \frac{E\omega_x}{\Delta_x} \quad H_\varphi = \frac{Eh_\varphi}{\Delta_\varphi} \quad H_x = \frac{Eh_x}{\Delta_x}$$

$$R_\varphi = \frac{EI_\varphi}{\Delta_\varphi} \quad R_x = \frac{EI_x}{\Delta_x} \quad S_\varphi = \frac{G\Omega'_\varphi}{\Delta_\varphi} \quad S_x = \frac{G\Omega'_x}{\Delta_x}$$

$$T_\varphi = \frac{G}{\Delta_\varphi} K_\varphi \quad T_x = \frac{G}{\Delta_x} K_x \quad L_\varphi = \frac{\lambda_\varphi}{\Delta_\varphi} G\Omega'_\varphi \quad L_x = \frac{\lambda_x}{\Delta_x} G\Omega'_x$$

et avec  $\omega_x, \omega_\varphi$  = la section transversale des raidisseurs et des cadres (sans bordé),  
 $h_x, h_\varphi$  = le moment statique des sections  $\omega_x$  et  $\omega_\varphi$  par rapport à l'axe  $z = 0$   
(Figure III.8.b),

$I_x, I_\varphi$  = l'inertie de ces sections par rapport à l'axe  $z = 0$ ,

$\Delta_x, \Delta_\varphi$  = l'entredistance entre les raidisseurs (cadres),

$K_x, K_\varphi$  = rigidités torsionnelles,

$\Omega'_x, \Omega'_\varphi$  = sections réduites des semelles (contribution à l'effort tranchant),

$\lambda_x, \lambda_\varphi$  = excentrement des semelles par rapport au plan moyen du bordé ( $z=0$ ).

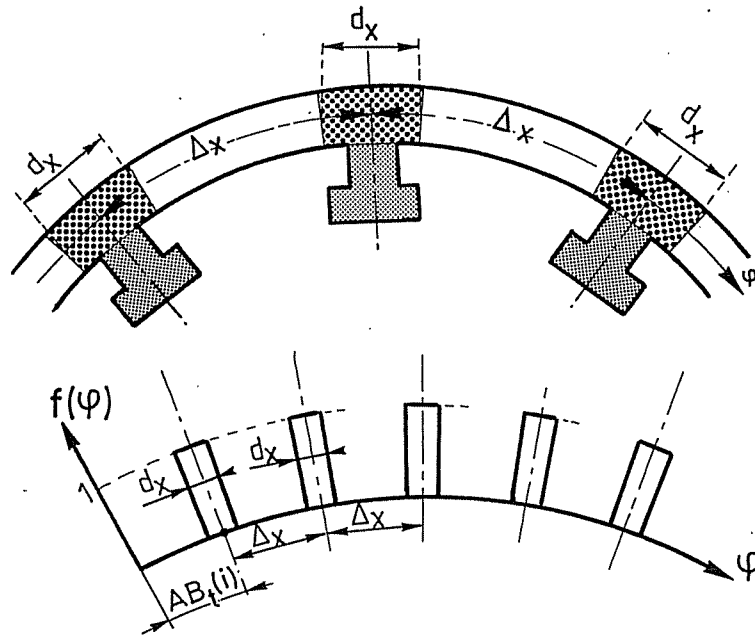


Figure III.9 : Prise en compte de la disparité de la répartition des traverses sur le panneau.

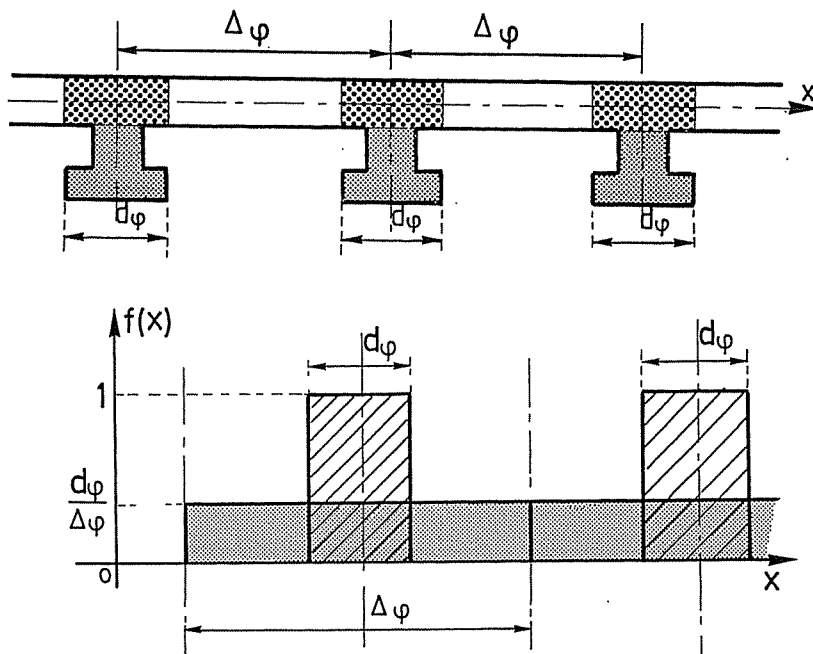


Figure III.10 : Uniformisation de la contribution des cadres en imposant  $f(x) = \frac{d_\varphi}{\Delta\varphi} = cst.$

Dans les équations VIII.4, on peut y déceler les composantes relatives au bordé (termes en D et K), aux raidisseurs ( $\Omega_x, R_x, S_x, H_x, T_x, L_x$ ), aux cadres ( $\Omega_\varphi, R_\varphi, S_\varphi, H_\varphi, T_\varphi, L_\varphi$ ) et aux traverses ( $\Omega_x^t, R_x^t, S_x^t, H_x^t, T_x^t, L_x^t$  - termes en  $f(\varphi)$ ).

Grâce à l'usage de la fonction de Heaviside, la fonction  $f(\varphi)$  est une fonction qui permet de tenir compte de la non-uniformité des dimensions des traverses et surtout de leur position exacte. La fonction  $f(\varphi)$  est nulle en tous points sauf au droit des traverses en  $y = AB_t(i)$  (Figure III.9).

Par contre, pour ce qui concerne les raidisseurs et les cadres, la fonction  $f(\varphi)$  est remplacée par  $\frac{d\varphi}{\Delta\varphi}$  pour les cadres (Figure III.10) et par  $\frac{dx}{\Delta x}$  pour les raidisseurs. Cette façon de procéder ne consiste pas à prendre une épaisseur équivalente mais à uniformiser, individuellement, chacune

des caractéristiques des raidisseurs et des cadres (section, rigidité flexion et torsionnelle, ...). Cette façon de procéder n'est valable que si l'espacement entre raidisseurs (cadres) est constant et peu important.

C'est sur base des 6 équations d'équilibre (Eq. VIII.3) et des relations forces-déplacements (Eq. VIII.4) que les équations différentielles de base sont obtenues (Eq. VIII.5). Dans ces équations, on y distingue aisément les termes liés au bordage, aux raidisseurs, aux cadres et aux traverses ( $X_0, Y_0, Z_0$ ).

$$\begin{aligned} (D + \Omega_x)u'' + \left( D \left( \frac{1-v}{2} \right) + S_x + S_\varphi \right) u^{\circ\circ} + \left[ D \left( \frac{1+v}{2} \right) + S_x + S_\varphi \right] v^{\circ\prime} \\ - H_x w''' + \frac{Dv}{q} w' = -f(\varphi) \left[ \Omega'_x u'' - H'_x w + S'_x (v^{\circ\prime} + u^{\circ\circ}) \right] - X \end{aligned} \quad \text{[VIII.5]}$$

←-----  $X_0$  -----→

$$\begin{aligned} \left[ D \left( \frac{1+v}{2} \right) + S_x + S_\varphi \right] u^{\circ\prime} + (D + \Omega_\varphi) v^{\circ\circ} + \left[ D \left( \frac{1-v}{2} \right) + S_x + S_\varphi \right] v'' \\ - H_\varphi w^{\circ\circ\circ} + \frac{1}{q} (D + \Omega_\varphi) w^\circ = -f(\varphi) \left[ S'_x \left( v'' + \frac{u^{\circ\prime}}{q} \right) \right] - Y \end{aligned}$$

←-----  $Y_0$  -----→

$$\begin{aligned} -H_x u''' + (L_x + L_\varphi) u^{\circ\circ\prime} + \frac{Dv}{q} u' + \frac{1}{q} (D + \Omega_\varphi) v^\circ - H_\varphi v^{\circ\circ\circ} \\ + (L_x + L_\varphi) v^{\circ\prime\prime} + \frac{1}{q^2} (D + \Omega_\varphi) w + (K + R_\varphi) w^{\circ\circ\circ\circ} \\ + (2K + T_\varphi + T_x) w^{\circ\circ\prime\prime} + (K + R_x) w'''' - \frac{2H_\varphi}{q} w^{\circ\circ} \\ = -f(\varphi) \left[ T'_x w^{\circ\circ\prime\prime} + L'_x (v^{\circ\prime\prime} + u^{\circ\circ\prime}) - H'_x u''' + R'_x w'''' \right] + Z \end{aligned}$$

←-----  $Z_0$  -----→

En ce qui concerne les traverses, on constate que tout se passe comme si  $X_0, Y_0, Z_0$  étaient les réactions des traverses sur le panneau (lignes de forces). Notons que les autres composantes de la réaction (termes en  $f^\circ(\varphi)$ ) sont négligées quoique rien ne s'oppose, en principe, à leur prise en compte.

Le principe de résolution de ce système de 3 équations différentielles (Eq. VIII.5) est le suivant:

1. Résoudre le système d'équations différentielles sans les seconds membres de façon à obtenir la solution homogène (Eq. VIII.6). Pour cela, le déterminant de la matrice constitué des opérateurs de la dérivation ( $a_1, a_2, \dots, c_3$ ) doit être nul (Eq. VIII.7 et VIII.8).

$$\begin{aligned} a_1 u + b_1 v + c_1 w &= 0 \\ a_2 u + b_2 v + c_2 w &= 0 \\ a_3 u + b_3 v + c_3 w &= 0 \end{aligned} \quad \text{[VIII.6]}$$

$$\begin{vmatrix} a_1 & b_1 & c_1 \\ a_2 & b_2 & c_2 \\ a_3 & b_3 & c_3 \end{vmatrix} = 0 \quad \text{[VIII.7]}$$

$$c'est\text{-}\grave{a}\text{-}dire : a_1 (b_2 c_3 + b_3 c_2) + a_2 (b_3 c_1 - b_1 c_3) + a_3 (b_1 c_2 - b_2 c_1) = 0 \quad [VIII.8]$$

Pour la variable  $w$ , cela se traduit par :

$$A w_{80}^{''''''} + B w_{60}^{''''''} + C w_{62}^{''''''''} + D w_{40}^{''''} + E w_{42}^{''''''} + \dots + J w_{26}^{''''''''''} + K w_{08}^{''''''''''''} = 0 \quad [VIII.9]$$

2. Introduire le principe du développement en série de Fourier (Eq. VIII.10) de manière à obtenir une équation différentielle à variables séparables. L'équation différentielle du 8<sup>ème</sup> ordre (Eq. VIII.9) en  $x$  et  $\varphi$  se ramène alors à une équation différentielle en  $\varphi$ .

Pour ce faire, on pose :

$$u(x, \varphi) = u(\varphi) \cdot \cos \lambda x$$

$$v(x, \varphi) = v(\varphi) \cdot \sin \lambda x$$

$$w(x, \varphi) = w(\varphi) \cdot \sin \lambda x \quad [VIII.10]$$

$$\text{avec } \lambda = n\pi/L \text{ et}$$

$n$  = le numéro du terme de la série de Fourier.

Les équations VIII.4 montrent que le développement en série de Fourier (Eq. VIII.10) impose aux extrémités  $x = 0$  et  $x = L$ , des appuis simples, c'est-à-dire  $w = v = M_x = N_x = 0$ .

3. On considère la coque cylindrique comme complète (ouverture de 360°). Au terme de la résolution de l'équation différentielle du 8<sup>ème</sup> ordre en  $w$  (Eq. VIII.9), on obtient :

$$w = \left[ \begin{array}{l} e^{\alpha_i q \varphi} (A_i \cos \beta_i q \varphi + B_i \sin \beta_i q \varphi) \\ + e^{\alpha_i q (\varphi_0 - \varphi)} \cdot (C_i \cos \beta_i q (2\pi - \varphi) + D_i \sin \beta_i q (2\pi - \varphi)) + \dots \end{array} \right] \cdot \sin \lambda x \quad [VIII.11]$$

pour  $i=1$  à 2, 3 ou 4.

$$\text{Si } \beta_1 \text{ et } \beta_2 \neq 0 \quad \text{alors } i = 1 \text{ à } 2 \quad \text{c-à-d } (\alpha_1, \beta_1), (\alpha_2, \beta_2)$$

$$\text{Si } \beta_1 \neq 0 \text{ et } \beta_2 = 0 \text{ ou } \beta_1 = 0 \text{ et } \beta_2 \neq 0 \quad \text{alors } i = 1 \text{ à } 3 \quad \text{c-à-d } (\alpha_1, \beta_1), (\alpha_2, 0), (\alpha_3, 0)$$

$$\text{Si } \beta_1 = \beta_2 = 0 \quad \text{alors } i = 1 \text{ à } 4 \quad \text{c-à-d } (\alpha_1, 0), (\alpha_2, 0), (\alpha_3, 0), (\alpha_4, 0).$$

$A_i, B_i, C_i, D_i$ , sont les constantes d'intégration de l'équation VIII.9. Ces constantes d'intégration ( $A_i, B_i, C_i, D_i$ ) sont à déterminer en fonction des cas de charge unitaire (Figure III.12 et § IX.2.2.2).

**N.B.** : Les plaques raidies sont un cas particulier des coques cylindriques raidies. D'une façon générale, on parlera de «coques» et de «coques cylindriques» bien que des plaques (raidies) puissent aussi être considérées. En pratique, on parlera de plaques pour signaler qu'il s'agit des panneaux plans (en opposition à un panneau à courbure non nulle).

A ce stade, il est bon de rappeler brièvement la philosophie générale de la résolution analytique des équations différentielles régissant le comportement d'une structure composée de coques cylindriques (ou plaques) raidies.

Le procédé de résolution est le suivant :

A. - Décomposer de la structure complète en un nombre de panneaux raidis cylindriques. Pour les détails relatifs à la méthode de discrétisation de la structure en panneaux, consulter le manuel d'utilisation du logiciel LBR-4 [LB96].

B. - Pour chaque panneau, on résout le système des trois équations différentielles (Eq. VIII.5) (solution homogène sans second membre).

- Chaque panneau (par définition coque cylindrique) est considéré comme non fini (c'est-à-dire un angle d'ouverture de 360°). A ce stade, l'angle d'ouverture réel ( $\varphi_0$ ) de la coque n'est pas considéré (Figure III.11).



- On détermine pour ces coques complètes (360°), les quatre constantes d'intégration correspondant aux quatre lignes de charges unitaires appliquées en  $\varphi = 0$  (figure III.12):

$$X_u = 9810 \cos \lambda x \text{ (N/m)}$$

$$Y_u = 9810 \sin \lambda x \text{ (N/m)}$$

$$Z_u = 9810 \sin \lambda x \text{ (N/m)}$$

$$M_u = 9810 \sin \lambda x \text{ (N.m/m)}$$

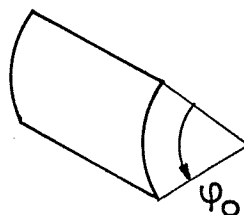


Figure III.11: Une coque cylindrique d'ouverture  $\varphi_0$ .

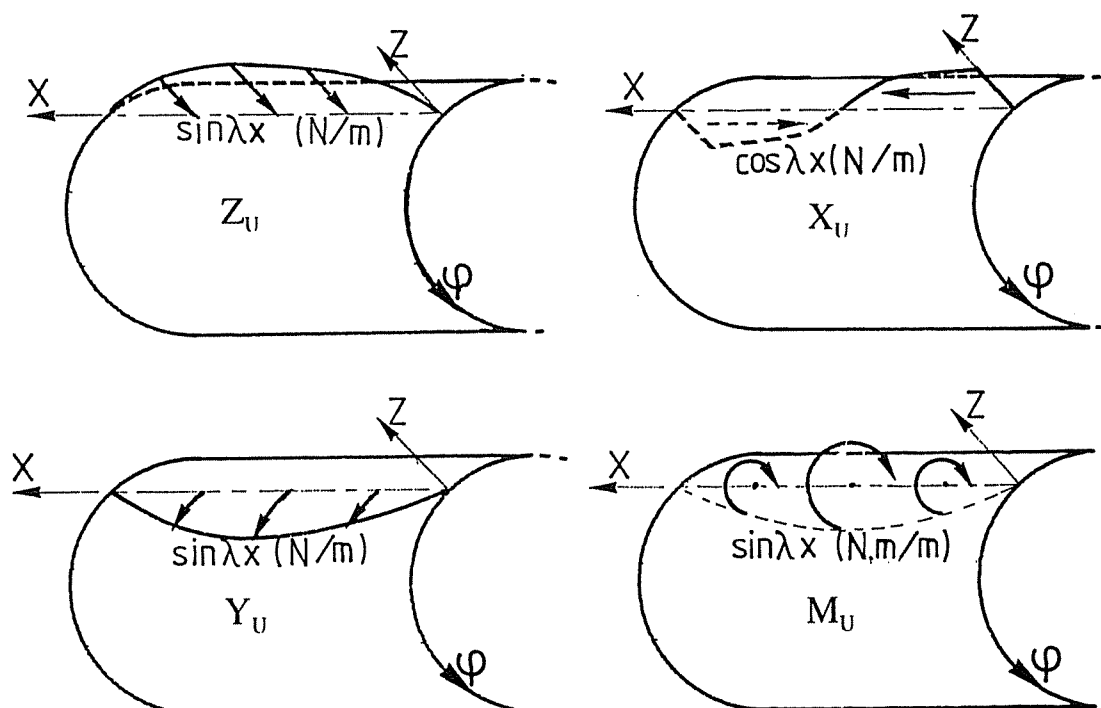


Figure III.12: Les quatre cas de charge unitaire.

A ce stade, seuls les raidisseurs et les cadres sont considérés. L'action des traverses n'est pas encore prise en compte puisque  $X_0$ ,  $Y_0$ ,  $Z_0$  et  $M_0$  sont considérés comme des charges extérieures résultant de la réaction des traverses sur les panneaux (Figure III.16).

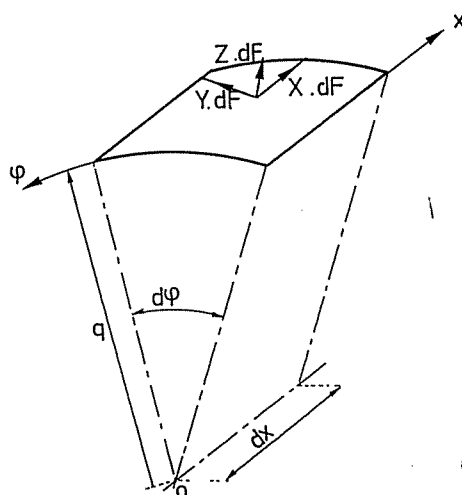


Figure III.13: Type de sollicitations

- En intégrant analytiquement les solutions relatives à ces lignes de charge unitaire, on obtient la solution correspondant à des coques cylindriques complètes soumises à des distributions de charges quelconques (variation selon  $\varphi$ ) (figure III.14 pour la pression hydrostatique). Les charges sont du type charges réparties et de pression ( $N/m^2$ ) qui agissent selon  $x$ ,  $y$  et  $z$  (figure III.13).

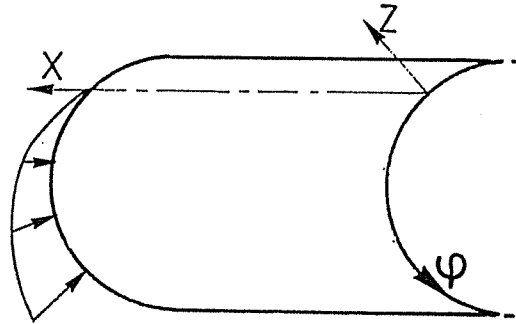


Figure III.14: Diagramme de la pression hydrostatique

- C. - Les inconnues hyperstatiques agissant aux noeuds c'est-à-dire aux intersections entre les coques qui composent la structure, sont des lignes de forces similaires à celles présentées figure III.12 mais dont l'intensité est inconnue. Pour chaque coque, il y a quatre lignes de charge ( $X_u$ ,  $Y_u$ ,  $Z_u$  et  $M_u$ ) en  $\varphi = 0$  (noeud d'origine de la coque) et quatre autres en  $\varphi = \varphi_0$  (noeud d'extrémité de la coque) dont les intensités (coefficients multiplicatifs  $k_j$ ) sont inconnues. Il y a donc 8 inconnues hyperstatiques par panneau. Appelons-les  $k_j$  ( $j = 1$  à 8).

Ces inconnues hyperstatiques sont déterminées lors de la résolution du système d'équations linéaires qui contient les équations d'équilibre des efforts et les équations de compatibilité des déplacements en chaque noeud (ligne d'intersection entre deux ou plusieurs panneaux).

Afin de résoudre ce système, il faut calculer préalablement la valeur des déplacements ( $u$ ,  $v$ ,  $w$ ,  $w^0$ ) et efforts ( $M_\varphi$ ,  $N_\varphi$ ,  $N_{x\varphi}$ ,  $R_\varphi$ ) agissant au droit des noeuds d'origine ( $\varphi = 0$ ) et d'arrivée ( $\varphi = \varphi_0$ ) pour les neuf cas de charges de base; à savoir (Figure III.15) :

- le cas de sollicitation extérieure incluant:
  - les pressions extérieures (statique + dynamique) :  $Z$ ,
  - les charges de gravité (poids propre, chargement ...) = composante selon  $\varphi$  et  $z$ ,
  - les pressions intérieures :  $Z$  (exemple : cargaison liquide),
  - les charges axiales selon OX causées par la présence de moments de flexion aux extrémités résultant des efforts sur les extrémités de la structure (proue et poupe). Ce cas de charge sera explicité plus en détail ci-après (§ VIII.3, figure III.22).
- les quatre cas de charge unitaire ( $X_u$ ,  $Y_u$ ,  $Z_u$  et  $M_u$ ) agissant au noeud de départ ( $\varphi = 0$ ),
- les quatre cas de charge unitaire ( $X_u$ ,  $Y_u$ ,  $Z_u$  et  $M_u$ ) agissant au noeud d'arrivée ( $\varphi = \varphi_0$ ).

Ces déplacements et efforts sont calculés à partir des solutions obtenues pour les quatre cas de charge unitaire (cf. point B ci-avant).

Il reste encore à expliquer comment les efforts concentrés (réactions) des traverses ( $X_0$ ,  $Y_0$ ,  $Z_0$ ) peuvent être déterminés et pris en compte dans les calculs relatifs à ces neuf cas de charges (charge extérieure + huit cas de charge unitaire).

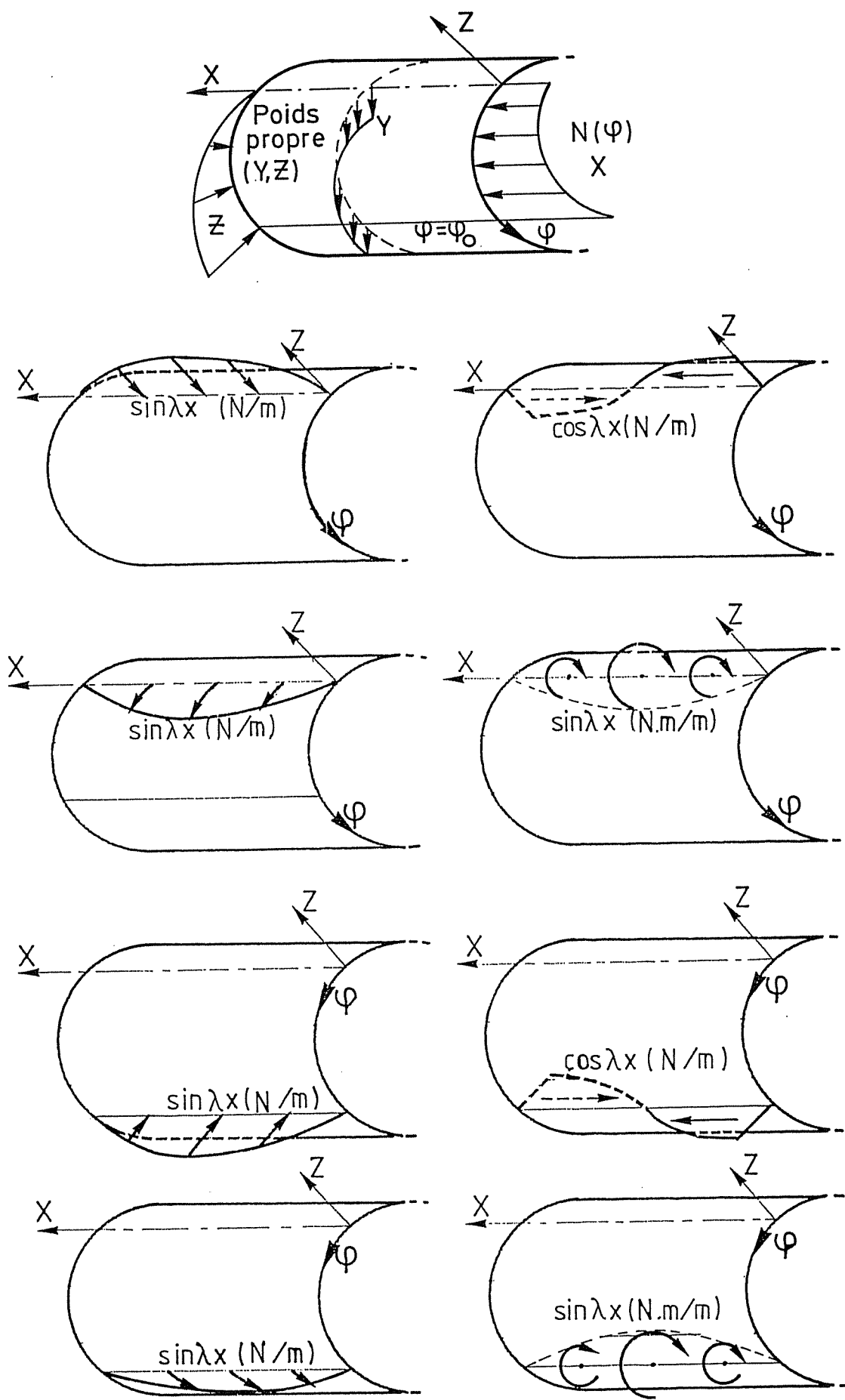


Figure III.15: Les 9 cas de charges de base (coque complète sans traverses)

#### D. - Prise en compte des réactions des traverses.

Pour chaque cas de charges de base (charges extérieures + huit cas de charge unitaire en  $\varphi=0$  et  $\varphi=\varphi_0$ ), on exprime la comptabilité des déplacements et l'équilibre des forces entre les MT traverses et le panneau (coque). On résout un système de 3 MT équations. Celles-ci sont établies pour chaque traverse et pour chacune des composantes des réactions ( $X_0$ ,  $Y_0$ ,  $Z_0$ ).

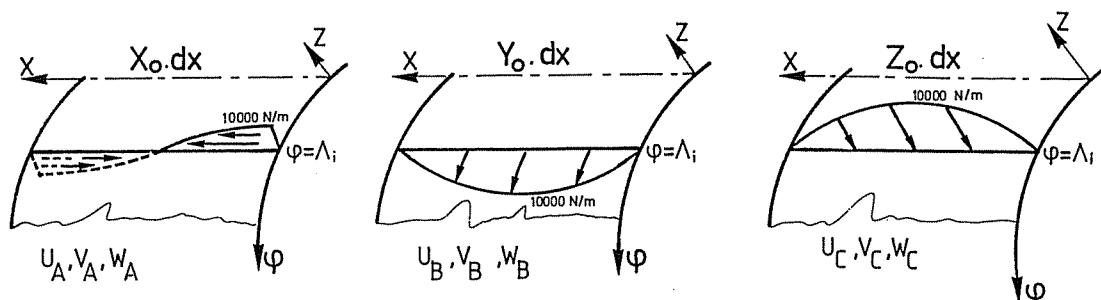


Figure III.16:

En conclusion, pour chaque traverse on obtient neuf groupes de réactions ( $X_0$ ,  $Y_0$ ,  $Z_0$ ). Chaque groupe de réaction correspond à un cas de charge de base. Ces réactions sont des lignes de charges que l'on applique sur la coque et qui viennent s'ajouter aux sollicitations de base pour déterminer les déplacements ( $u$ ,  $v$ ,  $w$ ,  $w^\circ$ ) et les efforts ( $N_\varphi$ ,  $M_\varphi$ ,  $N_{\varphi x}$ ,  $R_\varphi$ ) aux noeuds de départ ( $\varphi = 0$ ) et d'arrivée ( $\varphi = \varphi_0$ ).

Ayant à présent déterminé les valeurs finales des déplacements et des efforts aux deux noeuds d'extrémités de chaque panneau, on peut envisager la détermination des inconnues hyperstatiques  $k_j$  ( $j = 1,8$ ).

#### E. - Calcul de la solution finale.

En chaque noeud, on écrit les équations d'équilibre et de compatibilité. Pour une structure composée de  $N$  panneaux, on a donc à résoudre un système de  $8 \times N$  équations. Pour les applications courantes, cela représente entre 30 et 250 équations. Le nombre de termes indépendants dépend du nombre de cas de sollicitations envisagé (habituellement inférieur à 10).

Une fois ces inconnues déterminées, on obtient la solution finale correspondant à la coque réelle d'ouverture  $\varphi_0$  en appliquant le principe de superposition. Ainsi, la déformée finale de la coque réelle (avec raidisseurs, cadres et traverses) sous un ensemble de charges extérieures est équivalente à la déformée de la coque complète ( $\varphi_0 = 360^\circ$ ) soumise aux charges extérieures à laquelle il faut ajouter la déformée résultat des huit cas de charges de base appliqués aux noeuds d'extrémités et amplifiés par la valeur des inconnues hyperstatiques ( $k_j$ ).

La figure III.17 explicite clairement ce principe.

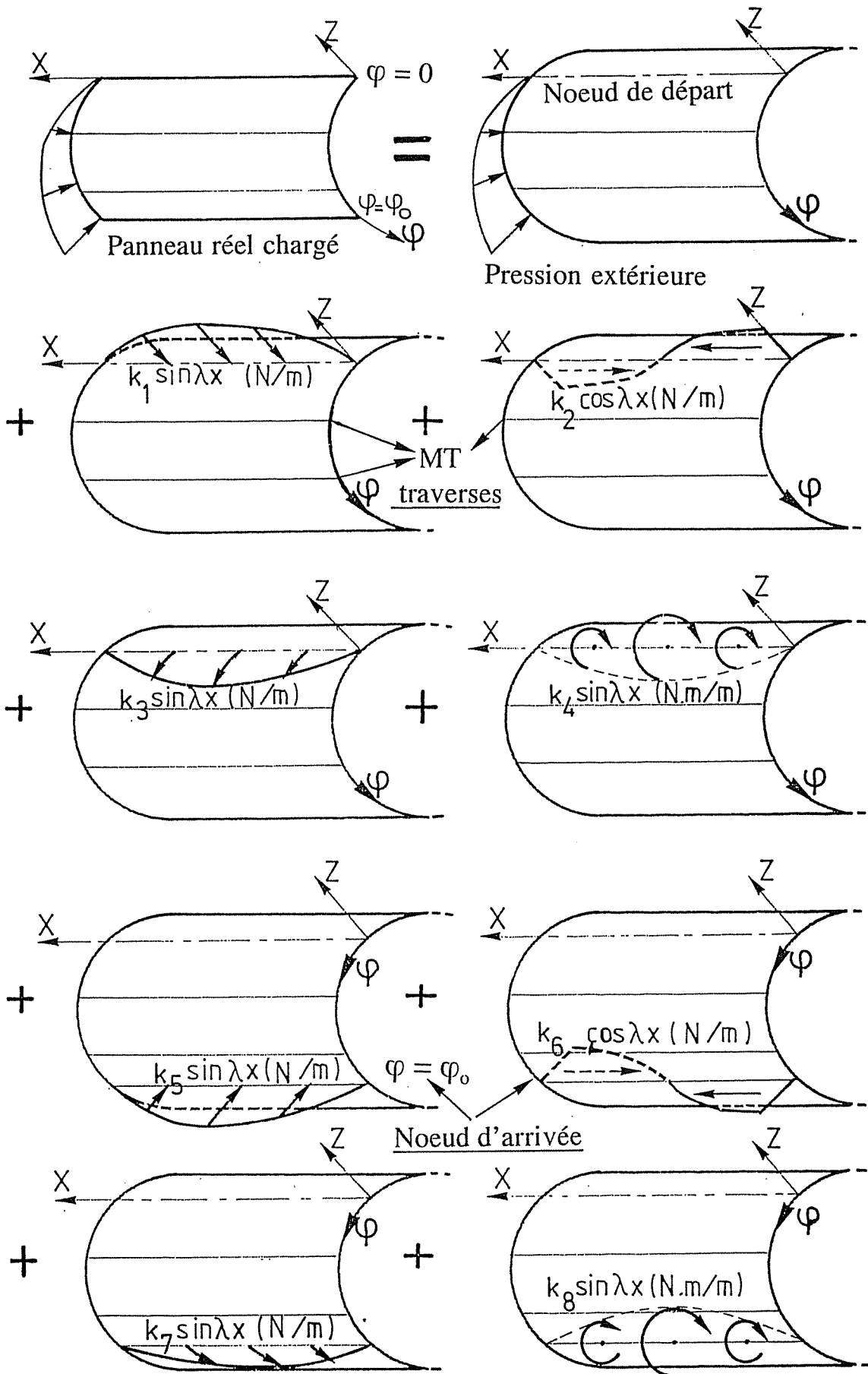


Figure III.17: Addition des cas de charges de base (principe de superposition)

### VIII.3 DEVELOPPEMENTS NOUVEAUX, SPECIFIQUES AUX STRUCTURES FLOTTANTES ET NAVALES ET A L'OPTIMISATION.

Le logiciel des bordages raidis (version LBR-3 [RI89a]) présenté par Ph. Rigo en 1988 a été complété par des modules spécifiques aux structures flottantes et navales [RI92b]. Des modifications ont aussi dû être apportées afin de permettre de répondre aux besoins particuliers d'un processus d'optimisation. Les développements spécifiques aux calculs des sensibilités sont présentés au chapitre IX.

Le passage de la version LBR-3 à la version LBR-4 de 1995 a nécessité les ajouts suivants.

A. Mode de prise en compte automatisé du poids propre (PP) :

- PP = 1 : poids propre considéré,
- PP = 0 : poids propre non considéré.

B. Possibilité d'introduire plusieurs cas de charges (non combinés) en vue d'une analyse automatique de l'ensemble de ces cas de charges. Le choix du nombre de cas de charges n'a pas beaucoup d'influence sur la charge de calcul de l'algorithme LBR-4.

La méthodologie reste la même :

- Résolution des équations différentielles pour chaque panneau et assemblage de la matrice de rigidité globale de la structure en vue du calcul des inconnues hyperstatiques ( $k_j$ ). Pour un cas de charge donné, seul le terme indépendant change et il n'est donc nécessaire d'inverser la matrice qu'une seule fois.
- Pour chaque cas de charge, on ré-injecte les  $k_j$  ainsi déterminés pour calculer les contraintes et déplacements de chaque panneau.

Par contre, si l'on regarde ce que le nombre de cas de charge a comme effet sur la procédure d'optimisation, on constate que le nombre de restrictions croît quasi proportionnellement avec le nombre de cas de charge.

Le nombre de restrictions géométriques ( $M_1$ ) liées aux seules variables de conception reste inchangé mais le nombre de restrictions structurelles ( $M_2$ ), proportionnel au nombre de cas de charge, augmente linéairement.

Exemple : Structure à cinq panneaux :  $M_1=10$ ,  $M_2=10$  par panneau :

1 cas de charge:	$M \text{ total} = 10 \times 5 + 10 \times 5 = 100$ restrictions,
3 cas de charge:	$M \text{ total} = 10 \times 5 + 3 \times 10 \times 5 = 200$ restrictions,
5 cas de charge:	$M \text{ total} = 10 \times 5 + 5 \times 10 \times 5 = 300$ restrictions.

C. Recherche des valeurs extrêmes (déplacements et contraintes).

D. Possibilité de définir des matériaux différents pour chaque panneau:

E module de Young,  $\nu$  coefficient de Poisson,  $\gamma$  poids spécifique,  $\sigma_e$  limite élastique et  $\sigma_a$  contrainte admissible.

E. Possibilité de définir un niveau de raidisseurs et de cadres complémentaires pour, par exemple, permettre la modélisation plus aisée d'un système de raidissage transversal composé de cadres renforcés -  $\Delta_\varphi \cong 2$  à 5 m - et de cadres non renforcés -  $\Delta_\varphi \cong 0,4$  à 0,6 m

F. Définition du mode de raidissage longitudinal (voir annexe 1).

Les exemples de la figure III.18 montrent clairement que le seul paramètre  $\Delta_\varphi$  n'est pas suffisant pour définir la disposition des raidisseurs et leur nombre. Localement le paramètre  $\Delta_\varphi$  est suffisant pour «quantifier» la contribution des raidisseurs à la rigidité du panneau, mais globalement, la connaissance du nombre exact de raidisseurs est importante pour définir la rigidité globale de la structure.

A l'annexe 1 figure la définition de plus de vingt configurations différentes auxquelles l'utilisateur peut se référer (MODE) pour définir parfaitement chaque panneau. Ainsi, les trois panneaux de la figure III.18 sont définis par un paramètre «MODE» noté, respectivement, EE1, ES1, SS2.

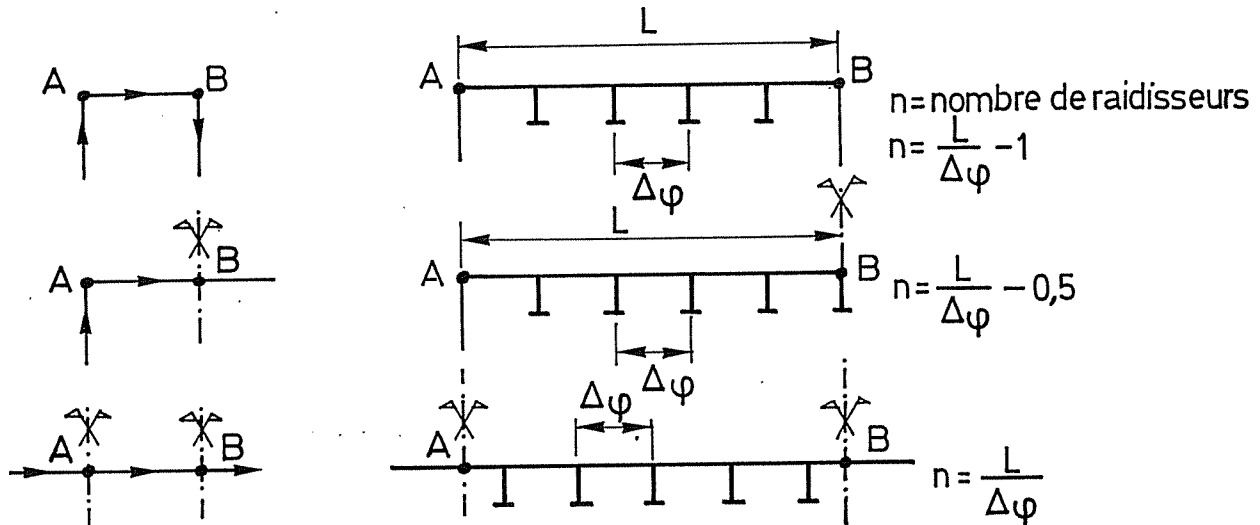


Figure III.18 : Modes de répartition du raidissage.

#### G. Sauvegarde automatique:

Dans le processus du module d'optimisation LBR-5, à la fin de chaque itération, la sous-routine «copy» génère un nouveau fichier de données contenant les valeurs réactualisées résultant de l'optimisation.

De cette manière, quel que soit le moment où le processus d'optimisation prend fin (d'une façon normale ou non), l'utilisateur peut relancer ou poursuivre l'optimisation à partir des nouvelles données (résultats de l'optimisation antérieure).

De plus, l'utilisateur peut toujours reformuler ou modifier les paramètres de processus d'optimisation avant de relancer le calcul.

#### H. Type de sollicitations

A l'origine, le domaine d'application pour lequel le logiciel LBR-3 a été développé était celui des constructions hydrauliques, écluses, barrages mobiles, ... Dans ce domaine, les charges (poids propre, pression  $Z$  ...) sont uniformes selon l'axe  $ox$ . Ainsi, la pression hydrostatique agissant sur une porte d'écluse varie uniquement avec la profondeur, la distribution des charges étant la même quelle que soit la section transversale.

Cette uniformité dans les sollicitations n'existe plus lors de l'étude de bateaux. En effet, le poids du chargement varie longitudinalement et, de plus, il existe de multiples charges localisées agissant sur une partie limitée du navire. De ce fait, on a développé en série de Fourier une charge variant graduellement selon  $ox$  (figure III.19)

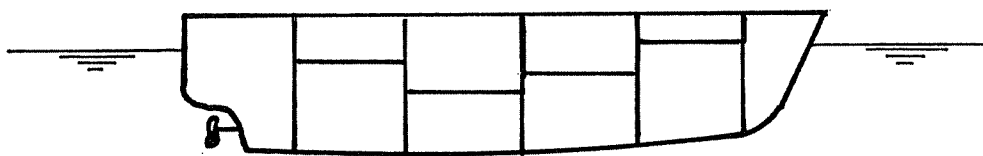


Figure III.19 : Répartition longitudinale du chargement

La forme du bateau, le type et la répartition du chargement (solide ou liquide) ainsi que la distribution du poids propre de la structure ont conduit à définir trois types de charges complémentaires.

a. Charges verticales ( $P_i$  en N/m):

Il s'agit de charges variables longitudinalement par pas ( $i=1,20$ ) mais ayant une répartition transversale uniforme (pour un panneau donné). Ce type de chargement correspond aux charges de poids propre et à des chargements non liquides (porte-conteneurs, ferry, ...)

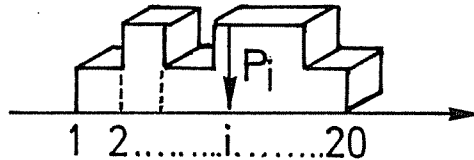


Figure III.20 : Charges verticales variables par pas (longitudinalement).

b. Charges hydrostatiques et de pressions ( $XI(i)$ ,  $XF(i)$  en  $N/m^2$ ):

Il s'agit des charges variables transversalement, de  $XI(i)$  à  $XF(i)$ , entre les deux bords de chaque panneau ( $\varphi=0$  et  $\varphi=\varphi_0$ )

Ces charges peuvent aussi varier longitudinalement par pas ( $i=1,20$ ).

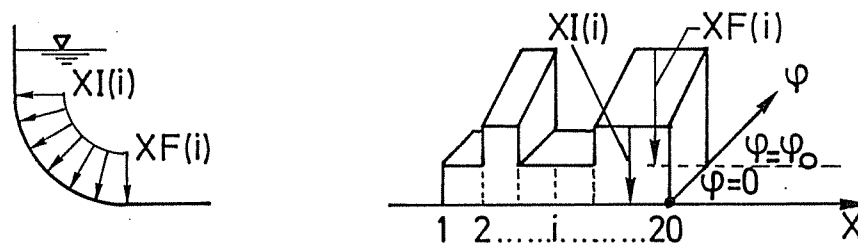


Figure III.21: Charges de pression variables par pas

c. Moments aux extrémités ( $M_1$  et  $M_2$  en N.m):

Si l'on se réfère à la figure III.22, on conçoit la nécessité d'appliquer aux deux extrémités du tronçon prismatique de longueur  $L$  les moments  $M_1$  et  $M_2$ , respectivement, en  $x=0$  et  $x=L$ .

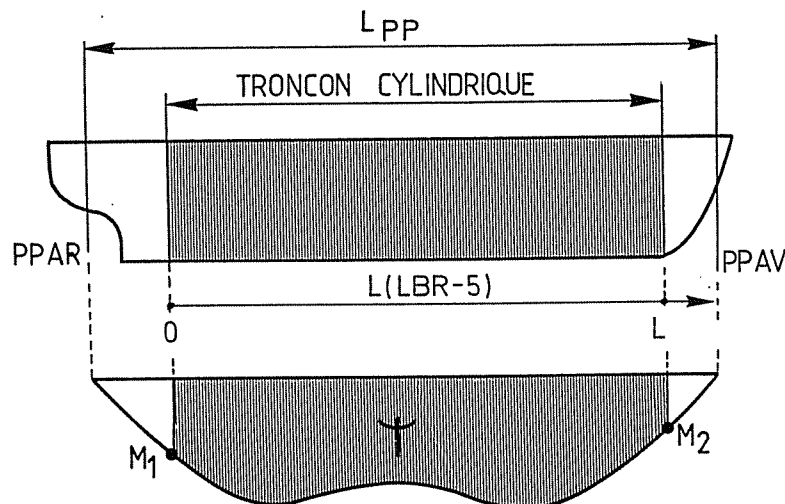


Figure III.22: Tronçon prismatique du bateau et ses moments d'extrémités.



En se référant au diagramme des moments fléchissants de la poutre navire (Figure III.22) on en déduit les moments d'extrémités  $M_1$  et  $M_2$  que l'on appliquera aux extrémités du tronçon cylindrique choisi (Figure III.23) de manière à tenir compte en travée de l'influence de la poupe et de la proue.

En conséquence, pour le calcul tout se passe donc comme si l'on étudiait un caisson bi-appuyé dont les extrémités seraient soumises à des moments de flexion d'extrémité ( $M_1$ ,  $M_2$ ), et dont la travée serait sollicitée par les charges réelles ( $P$  et  $Z$ ) qui agissent au sein du bateau (pression hydrostatique de l'eau, pression du fluide dans les caissons, poids propre, poids du chargement, surcharges, ...). Ces moments  $M_1$  et  $M_2$  et les sollicitations  $P$  et  $Z$  sont, bien sûr, caractéristiques d'un cas précis de chargement et ils varient donc pour chaque mode de chargement.

Les extrémités du tronçon considéré sont des appuis simples qui se comportent comme des flasques indéformables dans leur plan ( $v$  et  $w=0$ ) ; les déplacements longitudinaux restant libres ( $u$  non nuls). Les extrémités peuvent donc subir des rotations d'ensemble suite à la flexion d'ensemble de la poutre navire. Les moments d'extrémités ( $M_1$ ,  $M_2$ ) sont appliqués à la structure via une distribution adéquate d'efforts longitudinaux  $N$  (Figure III.23).

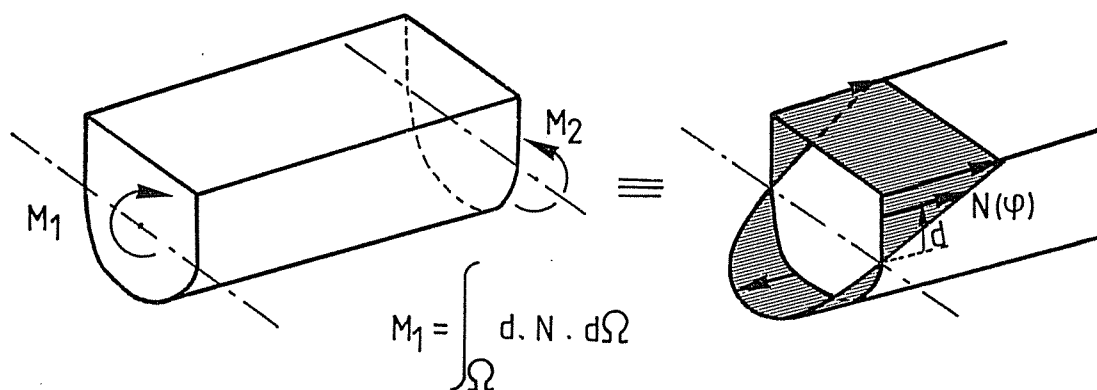


Figure III.23 : Principe d'application des moments d'extrémités à la structure.

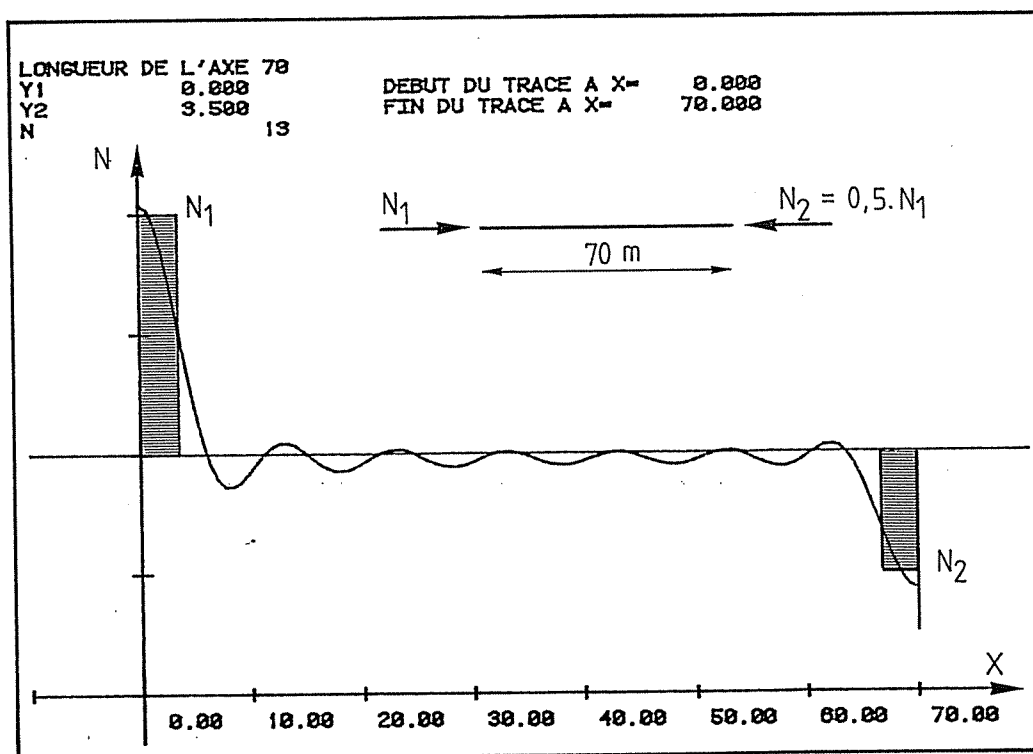


Figure III.24 : Développement en série de Fourier (13 termes) des efforts longitudinaux aux extrémités de la poutre navire ( $N_1 \neq N_2$ )

Les efforts longitudinaux  $N$  sont pris en compte au sein du logiciel LBR-4 par intégration sur toute la largeur du panneau du cas de charge de base  $X_u = 9810 \cdot \cos \lambda x$  N/m (figure III.12). La méthode est identique à celle présentée ci-après au § IX.2.3.

Dans le cas présent, la fonction  $\Gamma(\varphi)$  est bien sûr la fonction  $N(\varphi)$  qui est du type polynomial du 3<sup>ème</sup> degré :  $N(\varphi) = a\varphi^3 + b\varphi^2 + c\varphi + d$  (N/m)

Les coefficients  $a, b, c, d$  sont déterminés de façon :

- à ajuster la distribution des forces  $N(\varphi)$  avec une distribution d'efforts bi-triangulaires correspondant à une flexion de type Navier (Figure III.23) :

$$\sigma = \text{cst} \cdot d \quad \text{avec } d \text{ l'excentrement}$$

- à ajuster la distribution des forces  $N(\varphi)$  pour que la résultante moment autour de l'axe neutre de la structure soit égale à  $M_1$  en  $x = 0$  et  $M_2$  en  $x = L$  (Figure III.23).



## CHAPITRE IX : CALCUL DES SENSIBILITES

De nombreux développements présentés dans ce chapitre sont lourds et peu stimulants à lire. C'est pourquoi nous les avons réduits au maximum en essayant toutefois de présenter la méthodologie et les grands axes.

Cependant, on comprendra qu'un travail très important se cache derrière l'établissement de toutes les expressions analytiques qui furent nécessaires à la détermination analytique des sensibilités indispensables au module d'optimisation; objectif final de cette étude.

### IX.1. DEFINITIONS

Afin de calculer les sensibilités des restrictions, il est nécessaire d'introduire des développements nouveaux dans le logiciel LBR-4. Ainsi, il faut prévoir le calcul des dérivées des déplacements  $u, v, w, u^\circ, v^\circ, w^\circ, \dots$  par rapport aux variables de conception (XI).

Il s'agit donc de calculer :  $\frac{\partial u}{\partial XI}, \frac{\partial v}{\partial XI}, \frac{\partial w}{\partial XI}, \frac{\partial u^\circ}{\partial XI}, \frac{\partial v^\circ}{\partial XI}, \dots, \frac{\partial w^\circ}{\partial XI}, \dots$

A partir de ces dérivées et des relations forces-déplacements (Eq. VIII.4), on détermine

$$\frac{\partial N_\varphi}{\partial XI}, \frac{\partial M_\varphi}{\partial XI}, \dots$$

En ce qui concerne les contraintes, on peut en déduire :

$$\left( \frac{\partial \sigma_x}{\partial XI}, \frac{\partial \sigma_\varphi}{\partial XI}, \frac{\partial \tau_{x\varphi}}{\partial XI}, \frac{\partial \sigma_{comp}}{\partial XI} \right)_{\text{bordage, raidisseur, cadre, traverse}}$$

grâce aux relations contraintes-déplacements :

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{E}{1-\nu^2} \left[ u' + \nu \left( v^\circ + \frac{w}{q} \right) \right] \\ \sigma_\varphi &= \frac{E}{1-\nu^2} \left[ v^\circ + \frac{w}{q} + \nu u' \right] \\ \tau_{x\varphi} &= G(u^\circ + v' - 2zw^{\circ'}) \end{aligned} \quad \text{[IX.1]}$$

et il en est de même pour les contraintes tangentielles dans l'âme et les semelles des raidisseurs, cadres et traverses.

### IX.2. CALCUL DES DERIVEES DES DEPLACEMENTS PAR RAPPORT AUX VARIABLES DE CONCEPTION

Prenons l'exemple d'un déplacement quelconque F et de ses dérivées  $F^\circ$  et  $F^{\circ\circ}$ . Il est clair que ce qui sera écrit pour F pourrait être généralisé aux autres déplacements  $u, u^\circ, \dots, v, v^\circ, \dots, w, w^\circ, \dots$  ainsi qu'efforts ( $M_\varphi, N_\varphi, \dots$ ).

L'expression analytique du déplacement  $w$  d'une coque raidie réelle est le résultat de l'addition de neuf cas de charge (Figure III.17), c'est-à-dire :

$$F_i = F_{total} = G + \sum_{j=1}^4 k_j F_D(i) + \sum_{j=1}^4 k_{j+4} F_A(i) \quad \text{[IX.2]}$$

avec G la déformée sous la charge extérieure,  
 $F_D(i)$  la déformée sous une charge unitaire appliquée au noeud de départ ( $\varphi_0=0$ )

$F_A(i)$  avec  $i = 1,4$  pour les quatre cas de charge de base ( $X_u, Y_u, Z_u, M_u$ ),  
 $k_j$  idem pour le noeud d'arrivée ( $\varphi = \varphi_0$ ),  
 les huit inconnues hyperstatiques qui constituent en fait les facteurs d'amplification des huit cas de charge de base ( $X_u, Y_u, Z_u, M_u$ ) en  $\varphi_0=0$  et  $\varphi=\varphi_0$ .

En dérivant l'Eq. IX.2, on obtient :

$$\frac{\partial F_i}{\partial XI} = \frac{\partial G}{\partial XI} + \sum_{j=1}^8 k_j \cdot \frac{\partial F(i)}{\partial XI} + \sum_{j=1}^8 \frac{\partial k_j}{\partial XI} \cdot F(i) \quad [\text{IX.3}]$$

L'évaluation de l'Eq. IX.3 nécessite le calcul préalable des dérivées suivantes:

-  $\frac{\partial k_j}{\partial XI}$  [voir § IX.2.1]

-  $\left( \frac{\partial F_i}{\partial XI} \right)_{\text{charge unitaire de base } i=1,8}$  [voir § IX.2.2]

-  $\left( \frac{\partial G}{\partial XI} \right)_{\text{charge extérieure}}$  [voir § IX.2.3]

### IX.2.1 Calcul des $\frac{\partial k_j}{\partial XI}$

Les inconnues hyperstatiques  $k_j$  sont le résultat de la résolution d'un système linéaire de  $8 \times N$  équations ( $N =$  nombre de panneaux).

$$[A] \cdot (k) = (B) \quad [\text{IX.4}]$$

$$\text{d'où on obtient: } k = [A^{-1}] \cdot (B) \quad [\text{IX.5}]$$

Le calcul de  $\frac{\partial k}{\partial XI}$  s'effectue de la façon suivante (méthode des pseudo-charges[FL91]):

$$\left[ \frac{\partial A}{\partial XI} \right] \cdot k + [A] \cdot \frac{\partial k}{\partial XI} = \frac{\partial B}{\partial XI}, \text{ d'où :}$$

$$\frac{\partial k}{\partial XI} = [A^{-1}] \cdot \left[ \frac{\partial B}{\partial XI} - \left( \frac{\partial A}{\partial XI} \right) \cdot (k) \right] \quad [\text{IX.6}]$$

Afin de permettre le calcul aisé de  $\frac{\partial k}{\partial XI}$ , il faut donc :

- avoir résolu le système (Eq. IX.5).
- conserver en mémoire l'inverse de la matrice  $[A^{-1}]$  et la solution  $(k)$ ,
- calculer  $\frac{\partial B}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial A}{\partial XI}$ .

A partir des quatre éléments  $[A^{-1}]$ ,  $k$ ,  $\frac{\partial B}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial A}{\partial XI}$ , on calcule aisément  $\frac{\partial k}{\partial XI}$  par l'équation IX.6.

On appelle cette méthode, celle des pseudo-charges car tout se passe comme si le terme indépendant  $(B)$  constitué classiquement par les seules charges  $B$  devenait :

$$\frac{\partial B}{\partial XI} - \left[ \frac{\partial A}{\partial XI} \right] \cdot (k) \quad [\text{IX.7}]$$

Ces pseudo-charges se calculent aisément lorsque le second membre B de l'Eq. IX.4 est indépendant des variables de conception. Dans ce cas :

$$\begin{aligned} \frac{\partial B}{\partial X_1} &= 0 \text{ d'où,} \\ \frac{\partial k}{\partial X_1} &= -[A^{-1}] \left[ \frac{\partial A}{\partial X_1} \right] \cdot k \end{aligned} \quad [\text{IX.8}]$$

### IX.2.2 Calcul des $\left( \frac{\partial F}{\partial X} \right)$ charge unitaire de base $i=1,8$

Il s'agit du calcul des  $\frac{\partial F}{\partial X}$  correspondant aux 8 cas de charge unitaire appliquée aux noeuds de départ ( $\varphi=0$ ) ou d'arrivée ( $\varphi=\varphi_0$ ).

D'une manière générale, on peut écrire les expressions analytiques des variables (déplacements et efforts) d'une coque cylindrique raidie complète (ouverture de  $360^\circ$ ) sous l'action d'une ligne de charge unitaire ( $X_u, Y_u, Z_u$  ou  $M_u$ ) (figure III.15) sous la forme suivante :

$$\begin{aligned} F(x, \varphi) &= \sum_{n=1}^{\infty} F(\varphi) \cdot \sin \lambda x \quad \text{avec} \quad \lambda = \frac{n\pi}{2} \\ \text{et } F(\varphi) &= e^{-\alpha_i q \varphi} [(c_i A_i + d_i B_i) \cos \beta_i q \varphi + (-d_i A_i + c_i B_i) \sin \beta_i q \varphi] \\ &\quad \pm e^{-\alpha_i q (2\pi - \varphi)} [(c_i A_i + d_i B_i) \cos \beta_i q (2\pi - \varphi) + (-d_i A_i + c_i B_i) \sin \beta_i q (2\pi - \varphi)] \\ &\quad \text{avec } i = 1 \text{ à } 2, 3 \text{ ou } 4. \end{aligned} \quad [\text{IX.9}]$$

Le signe " $\pm$ " dans cette Eq. IX.9 dépend des propriétés de symétrie ou d'antisymétrie de la fonction F et du cas de charge unitaire envisagé. Ainsi, lorsque la sollicitation est symétrique (cas de charge unitaire  $X_u$  et  $Z_u$ , figure III.12),  $w, u, N_\varphi, N_x \dots$  sont des fonctions symétriques et  $v, N_{x\varphi}, R_\varphi, w^\circ \dots$  sont des fonctions antisymétriques. L'inverse se produit avec les sollicitations antisymétriques c'est-à-dire avec les cas de charge unitaire  $Y_u$  et  $M_u$  (figure III.12).

En décomposant cette équation IX.9, on voit clairement apparaître des facteurs d'origine et de contenu différents. A savoir :

- $e^{-\alpha_i q \varphi}, \cos \beta_i q \varphi, \sin \beta_i q \varphi$  ou  $(2\pi - \varphi)$   
Si l'on fait référence aux variables de conception (XI), seuls  $\alpha_i$  et  $\beta_i$  sont des fonctions de ces variables. Donc, le calcul de la dérivée de ces facteurs nécessite la connaissance de  $\frac{\partial \alpha_i}{\partial X_1}$  et  $\frac{\partial \beta_i}{\partial X_1}$ . Leur calcul est abordé ci-après (§ IX.2.2.1)
- $A_i, B_i$  : (voir § IX.2.2.2)  
Ces coefficients sont les constantes d'intégration de l'équation différentielle (Eq. VIII.9). Ils sont au nombre de quatre vu que l'on considère des coques complètes ( $360^\circ$ ). Ces constantes sont calculées en fonction des conditions aux limites imposées par chacun des quatre cas de charge unitaire ( $X_u, Y_u, Z_u, M_u$ ).

On dispose donc de quatre groupes de quatre constantes dont il faut calculer les dérivées:

$$\left( \frac{\partial A_i}{\partial X_1} \text{ et } \frac{\partial B_i}{\partial X_1} \right) \text{ pour chacun des quatre cas de charge unitaire de base } (X_u, Y_u, Z_u, M_u).$$

- $c_i$  et  $d_i$  : (voir § IX.2.2.3)

Ces facteurs sont des fonctions très complexes des variables de conception (XI), de la rigidité du panneau, (D et K pour le bordé,  $\omega_x, H_x \dots$  pour les raidisseurs et,  $\omega_\varphi, H_\varphi \dots$  pour les cadres), et des  $\alpha_i$  et  $\beta_i$ . Ces  $\alpha_i$  et  $\beta_i$  apparaissent à ce niveau puisque la plupart des fonctions F sont des fonctions incluant des dérivées des déplacements (u, v, w); exemple :  $N_\varphi = D/q (v^\circ + w) + \dots$  (Eq VIII.4).

Il faut donc calculer les  $\frac{\partial c_i}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial d_i}{\partial XI}$ .

#### IX.2.2.1 Calcul des $\frac{\partial \alpha_i}{\partial XI}$ et $\frac{\partial \beta_i}{\partial XI}$

Compte tenu de l'Eq. VIII.10, l'équation différentielle (Eq. VIII.9) dont résultent les  $\alpha_i$  et  $\beta_i$  prend de la forme suivante :

$$a_8 \frac{\partial^8 w(\varphi)}{\partial \varphi^8} + a_6 \frac{\partial^6 w(\varphi)}{\partial \varphi^6} + a_4 \frac{\partial^4 w(\varphi)}{\partial \varphi^4} + a_2 \frac{\partial^2 w(\varphi)}{\partial \varphi^2} + a_0 = 0 \quad [\text{IX.10}]$$

Il s'agit d'une équation différentielle du 8<sup>ème</sup> ordre dont la solution est de la forme  $\sum_{i=1}^{\infty} w_i e^{\alpha_i \varphi}$  obtenue à partir des  $x_i$  solutions complexes de l'équation polynomiale du 8<sup>ème</sup> ordre du type :

$$a_8 x^8 + a_6 x^6 + a_4 x^4 + a_2 x^2 + a_0 = 0 \quad [\text{IX.11}]$$

avec  $a_0, a_2, \dots, a_8$  des coefficients réels fonctions des variables de conception via les paramètres caractérisant les rigidités du bordé (D,K), des raidisseurs ( $\omega_x, H_x, R_x, \dots$ ) et des cadres ( $\omega_\varphi, H_\varphi, R_\varphi \dots$ )

D'une façon générique, notons ces rigidités par  $Rg =$  fonction (XI).

Le calcul des  $\frac{\partial a_0}{\partial XI}, \frac{\partial a_2}{\partial XI}, \dots$  repose donc sur la détermination des  $\frac{\partial Rg}{\partial XI}$  dont le calcul est détaillé ci-après.

Afin d'obtenir  $\frac{\partial x_i}{\partial XI}$  ou plus précisément  $\frac{\partial \alpha_i}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial \beta_i}{\partial XI}$  ( $x_i = \alpha_i + i \beta_i$ ), on procède comme suit :

En dérivant les deux membres de l'équation IX.11 par rapport aux variables de conception, on obtient:

$$\frac{\partial x}{\partial XI} = - \left( \frac{\frac{\partial a_8}{\partial XI} \cdot x^8 + \frac{\partial a_6}{\partial XI} \cdot x^6 + \frac{\partial a_4}{\partial XI} \cdot x^4 + \frac{\partial a_2}{\partial XI} \cdot x^2 + \frac{\partial a_0}{\partial XI}}{8a_8 x^7 + 6a_6 x^5 + 4a_4 x^3 + 2a_2 x} \right) \quad [\text{IX.12}]$$

A partir des valeurs des solutions complexes  $x_i = \alpha_i + i \beta_i$ , on en déduit  $\frac{\partial x_i}{\partial XI} = \frac{\partial \alpha_i}{\partial XI} + i \frac{\partial \beta_i}{\partial XI}$

Ce calcul a nécessité la programmation de modules dont les variables sont des nombres complexes qui, par concision, ne sont pas détaillées ici.

Calcul des  $\frac{\partial Rg}{\partial XI}$  c'est-dire : D, K,  $\Omega$ , H, R, S, L, ...

Rg représente, d'une manière générique, les rigidités du bordé, raidisseurs, cadres et traverses. Appelons en toute généralité, XI la variable de conception traitée.

• Bordé :

$$D = \frac{E\delta}{1-\nu^2} \quad \text{et} \quad K = \frac{E\delta^3}{12(1-\nu^2)} \quad [\text{IX.13}]$$

$$\text{Si } XI = \delta : \quad \frac{\partial D}{\partial XI} = \frac{D}{\delta} \quad \text{et} \quad \frac{\partial K}{\partial XI} = \frac{3K}{\delta} \quad [\text{IX.14}]$$

$$\text{Sinon :} \quad \frac{\partial D}{\partial XI} = \frac{\partial K}{\partial XI} = 0$$

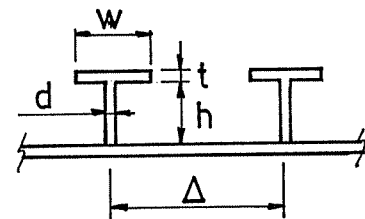
• Raidisseurs (indice x) et cadres (indice  $\varphi$ ) :

A titre d'exemple détaillons les expressions résultant de la dérivation analytique de deux composantes de la rigidité des raidisseurs et cadres (section ( $\Omega$ ) et moment statique (H)).

On procédera de la même façon pour les quatre autres composantes (inertie, rigidité torsionnelle, contribution des semelles à l'effort tranchant et à la torsion).

Sections ( $\Omega_x, \Omega_\varphi$ ) :  $\Omega = E/\Delta \cdot (h \cdot d + w \cdot t)$ , d'où

XI	$\frac{\partial \Omega_\varphi}{\partial XI}$ (cadre)	$\frac{\partial \Omega_x}{\partial XI}$ (raidisseur)
$\delta$	0	0
$h_\varphi$	$\frac{E}{\Delta_\varphi} \cdot d_\varphi$	0
$d_\varphi$	$\frac{E}{\Delta_\varphi} \cdot h_\varphi$	0
$w_\varphi$	$\frac{E}{\Delta_\varphi} \cdot t_\varphi$	0
$\Delta_\varphi$	$-\frac{\Omega_\varphi}{\Delta_\varphi}$	0
$h_x$	0	$\frac{E}{\Delta_x} \cdot d_x$
$d_x$	0	$\frac{E}{\Delta_x} \cdot h_x$
$w_x$	0	$\frac{E}{\Delta_x} \cdot t_x$
$\Delta_x$	0	$-\frac{\Omega_x}{\Delta_x}$





Moment statique ( $H_x, H_\varphi$ ) :

Soit le moment statique par rapport à la fibre moyenne du bordé :

$$H = E/\Delta \cdot [(h \cdot d (\delta/2+h/2) + w \cdot t (c/2+h+t/2)] \cdot \text{IND}$$

XI	$\frac{\partial H_\varphi}{\partial XI}$ (cadre)	$\frac{\partial H_x}{\partial XI}$ (raidisseur)
$\delta$	$\frac{\Omega_\varphi}{2} \cdot \text{IND}_\varphi$	$\frac{\Omega_x}{2} \cdot \text{IND}_x$
$h_\varphi$	$\left( \frac{E}{\Delta_\varphi} \cdot \frac{d_\varphi \cdot \delta}{2} + \Omega_\varphi \right) \cdot \text{IND}_\varphi$	0
$d_\varphi$	$\frac{E}{\Delta_\varphi} \cdot \frac{h_\varphi}{2} (\delta + h_\varphi) \cdot \text{IND}_\varphi$	0
$w_\varphi$	$\frac{E}{\Delta_\varphi} \cdot t_\varphi \left( \frac{\delta}{2} + h_\varphi + \frac{t_\varphi}{2} \right) \cdot \text{IND}_\varphi$	0
$\Delta_\varphi$	$-\frac{H_\varphi}{\Delta_\varphi}$	0
$h_x$	0	$\left( \frac{E}{\Delta_x} \cdot \frac{d_x \cdot \delta}{2} + \Omega_x \right) \cdot \text{IND}_x$
$d_x$	0	$\frac{E}{\Delta_x} \cdot \frac{h_x}{2} (\delta + h_x) \cdot \text{IND}_x$
$w_x$	0	$\frac{E}{\Delta_x} \cdot t_x \left( \frac{\delta}{2} + h_x + \frac{t_x}{2} \right) \cdot \text{IND}_x$
$\Delta_x$	0	$-\frac{H_x}{\Delta_x}$

IND est un indice valant +1 ou -1 selon que le profil se situe du côté des  $z > 0$  ou  $z < 0$ .

Les dimensions des traverses et leur position n'ayant pas été retenues comme variables de conception, la dérivée de leurs paramètres de rigidité par rapport aux variables XI sont toutes nulles sauf lorsque la variable de conception est l'épaisseur du bordé ( $\delta$ ). Dans ce

cas particulier ( $XI = \delta$ ), les expressions de  $\frac{\partial Rg}{\partial XI}$  établies pour les raidisseurs peuvent être

réutilisées avec les dimensions des traverses; exemple :  $\frac{\partial H_{trav}}{\partial (XI = \delta)} = \frac{\Omega_{trav}}{2} \cdot \text{IND}_{trav}$ .

#### IX.2.2.2 Calcul des $\frac{\partial A_i}{\partial XI}$ , $\frac{\partial B_i}{\partial XI}$

Calculons ici les dérivées des constantes d'intégration ( $A_i, B_i$ ) par rapport aux variables de conception XI. Pour chaque cas de charge unitaire de base ( $X_u, Y_u, Z_u, M_u$ ) (figure III.12), on détermine ces constantes de la façon suivante. Prenons l'exemple de la ligne de charge  $Z_u = 9810 \sin \lambda x$  (N/m) située sur l'axe des x ( $\varphi=0$ ). Afin de déterminer les quatre constantes d'intégration, on impose quatre conditions aux limites. Vu qu'il s'agit d'une coque complète

(360°), les conditions en  $\varphi = 2\pi$  sont déjà implicitement prises en compte (par symétrie ou antisymétrie).

De plus, les conditions sur les bords  $x=0$  et  $x=L$  sont déjà considérées du fait du développement en série de Fourier:  $w(x,\varphi) = w(\varphi) \cdot \sin \lambda x$ .

Il reste donc à imposer, sur le bord  $\varphi=0$ , les quatre conditions:

$$v = \frac{\partial w}{\partial \varphi} = N_{\varphi x} = 0 \quad \text{et} \quad R_{\varphi} = -\frac{9810}{2} N/m.$$

Notons que pour les cas de sollicitations antisymétriques, les conditions portent sur  $w$ ,  $u$ ,  $N_{\varphi}$  et  $M_{\varphi}$ .

Sur base de ces quatre conditions, on obtient un système de quatre équations à quatre inconnues

$$[M] \cdot \begin{pmatrix} A_i \\ B_i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ -9810/2 \end{pmatrix} \quad \text{qui peut s'écrire} \quad [M] A = g \quad \text{[IX.15]}$$

Ayant préalablement calculé  $[M^{-1}]$ , on obtient:  $(A) = [M^{-1}] \cdot (g)$ .

Utilisant une nouvelle fois le principe des pseudo charges, on obtient :

$$\frac{\partial A}{\partial XI} = \begin{pmatrix} \frac{\partial A_i}{\partial XI} \\ \frac{\partial B_i}{\partial XI} \end{pmatrix} = -[M]^{-1} \cdot \left[ \frac{\partial M}{\partial XI} \right] \cdot (A) \quad \text{car} \quad \frac{\partial g}{\partial XI} = 0 \quad (g \neq \text{fct}(XI)) \quad \text{[IX.16]}$$

Pour faire ce calcul, il faut avoir calculé préalablement la matrice  $\left[ \frac{\partial M}{\partial XI} \right]$ .

Les éléments constitutifs de la matrice  $M$  sont de la forme suivante (Rigo 1988)

$$m_{ii} = c_i + e^{-2\pi\alpha_i q} (c_i \cos 2\pi\beta_i q - d_i \sin 2\pi\beta_i q) \quad \text{[IX.17]}$$

Par conséquent les termes de la matrice  $\left[ \frac{\partial M}{\partial XI} \right]$  deviennent :

$$\frac{\partial m_{ii}}{\partial XI} = \frac{\partial c_i}{\partial XI} + e^{-2\pi\alpha_i q} \cdot \begin{bmatrix} \cos(2\pi\beta_i q) \cdot \left[ 2\pi q \left( -\frac{\partial \alpha_i}{\partial XI} \cdot c_i - \frac{\partial \beta_i}{\partial XI} \cdot d_i \right) + \frac{\partial c_i}{\partial XI} \right] \\ + \sin(2\pi\beta_i q) \cdot \left[ 2\pi q \left( \frac{\partial \alpha_i}{\partial XI} \cdot d_i - \frac{\partial \beta_i}{\partial XI} \cdot c_i \right) - \frac{\partial d_i}{\partial XI} \right] \end{bmatrix} \quad \text{[IX.18]}$$

Les paramètres « $c_i, d_i$ » sont introduits ci-avant (§IX.2.2) et la manière de calculer leur dérivée est décrite au § IX.2.2.3.

Le calcul de la matrice  $\left[ \frac{\partial M}{\partial XI} \right]$  nécessite la connaissance préalable des dérivées de :

- $\frac{\partial \alpha_i}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial \beta_i}{\partial XI}$  voir § IX.2.2.1
- $\frac{\partial c_i}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial d_i}{\partial XI}$  voir § IX.2.2.3

IX.2.2.3 Calcul des  $\frac{\partial c_i}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial d_i}{\partial XI}$ 

En vue du calcul des  $\frac{\partial c_i}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial d_i}{\partial XI}$ , il faut rappeler brièvement la structure des  $c_i, d_i$ .

Pour  $w$  : on a :  $c_i = 1$  ;  $d_i = 0$   
 u : on a :  $c_i = a_i$  ;  $d_i = b_i$ ,  
 v : on a :  $c_i = a_i'$  ;  $d_i = b_i'$ ,  
 F : on a :  $c_i = \text{fct}(a_i, a_i', b_i, b_i')$  ;  $d_i = \text{fct}(a_i, a_i', b_i, b_i')$

A titre d'exemple traitons partiellement le cas de  $N_\varphi$ :

$$N_\varphi = e^{-\alpha_i q \varphi} [(c_i A_i + d_i B_i) \cos \beta_i q \varphi + (-d_i A_i + c_i B_i) \sin \beta_i q \varphi + \dots] \quad [\text{IX.19}]$$

$$\text{avec, par exemple, } d_i = -(D + \Omega_\varphi) (\alpha_i b' + \beta_i a') - \lambda D \nu b + H_\varphi 2 \alpha_i \beta_i \quad [\text{IX.20}]$$

L'expression de la dérivée de  $d_i$  par rapport aux variables de conception est :

$$\frac{\partial d_i}{\partial XI} = -\frac{\partial(D + \Omega_\varphi)}{\partial XI} (\alpha_i b' + \beta_i a') - (D + \Omega_\varphi) \left( \frac{\partial \alpha_i}{\partial XI} \cdot b' + \frac{\partial \beta_i}{\partial XI} \cdot a' + \alpha_i \frac{\partial b'}{\partial XI} + \beta_i \frac{\partial a'}{\partial XI} \right) - \dots \quad [\text{IX.21}]$$

Notons que  $\lambda$  et  $\nu$  ne sont pas fonction des variables de conception.

On constate donc que le calcul des dérivées des variables  $c_i$  et  $d_i$  nécessite la détermination préalable de:

- $\frac{\partial Rg}{\partial XI}$  avec Rg symbolisant les rigidités - du bordé: D, K  
 - raidisseurs:  $\Omega_x, R_x, H_x, \dots$   
 - cadres :  $\Omega_\varphi, R_\varphi, H_\varphi, \dots$
- $\frac{\partial \alpha_i}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial \beta_i}{\partial XI}$  (voir § IX.2.2.1)
- $\frac{\partial a}{\partial XI}, \frac{\partial b}{\partial XI}, \frac{\partial a'}{\partial XI}, \frac{\partial b'}{\partial XI}$

Calcul de  $\frac{\partial a}{\partial XI}, \frac{\partial b}{\partial XI}, \frac{\partial a'}{\partial XI}, \frac{\partial b'}{\partial XI}$ 

Les facteurs  $a, a', b$  et  $b'$  résultent de l'interdépendance entre les déplacements  $u, v$  et  $w$  (Eq. VIII.5). La technique de résolution utilisée a abouti à une équation différentielle du huitième ordre en  $w$  (Eq. VIII.9). Mais les trois déplacements sont en fait liés par les trois équations différentielles (Eq. VIII.5).

La solution obtenue est, rappelons-le,  $w(x, \varphi) = w(\varphi) \cdot \sin \lambda x$ , avec :

$$w(\varphi) = e^{-\alpha_i q \varphi} (A_i \cos \beta_i q \varphi + B_i \sin \beta_i q \varphi) + \dots \quad [\text{IX.22.a}]$$

que nous noterons par simplicité:

$$e^{-\alpha_i q \varphi} (A \cos \beta q \varphi + B \sin \beta q \varphi) \quad [\text{IX.23.a}]$$

De façon similaire, il est établi que:

$$u(\varphi) = e^{-\alpha_i q \varphi} (A_1 \cos \beta q \varphi + B_1 \sin \beta q \varphi) \quad [\text{IX.23.b}]$$

$$\text{et } v(\varphi) = e^{-\alpha_i q \varphi} (A_2 \cos \beta q \varphi + B_2 \sin \beta q \varphi) \quad [\text{IX.23.c}]$$

En se référant aux trois équations différentielles écrites sous forme matricielle (Eq.VIII.7), on en déduit que les coefficients  $A_1, B_1, C_1, D_1$ , relatifs à  $u$ , ainsi que les coefficients  $A_2, B_2, C_2, D_2$  relatifs à  $v$ , sont des combinaisons linéaires des constantes d'intégration de  $w$ , à savoir  $A, B, C, D$ .

Ainsi pour  $u$  et  $w$ , on obtient :

$$(a_1 \cdot b_2 - a_2 \cdot b_1) \cdot u + (c_1 \cdot b_2 - c_2 \cdot b_1) \cdot w = 0 \quad [\text{IX.24.a}]$$

et pour  $v$  et  $w$ ,

$$(a_1 \cdot b_2 - a_2 \cdot b_1) \cdot v + (a_2 \cdot c_1 - a_1 \cdot c_1) \cdot w = 0 \quad [\text{IX.24.b}]$$

En remplaçant les opérateurs de dérivation ainsi que  $u, v, w$  par leur expression (IX.23.a à c) puis en identifiant les coefficients de mêmes fonctions  $e^{-\alpha q \varphi} \cdot \cos \beta q \varphi, e^{-\alpha q \varphi} \cdot \sin \beta q \varphi, \dots$  dans chaque terme, on obtient un système de deux équations à deux inconnues en  $A_1$  et  $B_1$ .

Le système ainsi obtenu peut s'écrire :

$$\begin{pmatrix} m & n \\ -n & m \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} A_1 \\ B_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} pA + qB \\ -qA + pB \end{pmatrix} \quad [\text{IX.25}]$$

La solution obtenue s'écrit :

$$\begin{aligned} A_1 &= a A + b B \\ B_1 &= -b A + a B \end{aligned} \quad [\text{IX.26}]$$

$$\text{avec } a = \frac{pm + qn}{m^2 + n^2} \text{ et } b = \frac{qm - pn}{m^2 + n^2} \quad [\text{IX.27.a et b}]$$

Ce qui pour  $u(\varphi)$  devient :

$$u(\varphi) = e^{-\alpha_i q \varphi} [(a_i A_i + b_i B_i) \cos \beta_i q \varphi + (-b_i A_i + a_i B_i) \sin \beta_i q \varphi] + \dots \quad [\text{IX.27.a}]$$

et pour  $v(\varphi)$ ,

$$v(\varphi) = e^{-\alpha_i q \varphi} [(a_i A_i + b_i B_i) \cos \beta_i q \varphi + (-b_i A_i + a_i B_i) \sin \beta_i q \varphi] + \dots \quad [\text{IX.27.b}]$$

Compte tenu de ceci, il ne se pose plus aucun problème de principe pour calculer les dérivées souhaitées :  $\frac{\partial a}{\partial XI}, \frac{\partial b}{\partial XI}, \frac{\partial a'}{\partial XI}, \frac{\partial b'}{\partial XI}$ . Il suffit de calculer méthodiquement les dérivées analytiques des équations IX.27.a et b.

Toutefois, la longueur et la complexité des développements recommande de ne pas les inclure ici afin de ne pas alourdir inutilement le contenu.

A titre d'exemple, reprenons seulement l'expression de « $m$ » (Eq. IX.25) [RI89a] et notons qu'à l'exception de  $\lambda$  et  $\nu$ , tous les paramètres sont des fonctions des variables de conception (XI).

$$\begin{aligned} m &= \lambda^4 (D + \Omega_x) \left[ D \left( \frac{1 - \nu}{2} \right) + S_x + S_\varphi \right] \\ &+ (D + \Omega_x) \left[ D \left( \frac{1 - \nu}{2} \right) + S_x + S_\varphi \right] \cdot (\alpha^4 + \beta^4 - 6\alpha^2 \beta^2) \\ &- \lambda^2 \left[ (D + \Omega_x)(D + \Omega_\varphi) - D\nu(D + 2S_x + 2S_\varphi) \right] \cdot (\alpha^2 - \beta^2) \end{aligned} \quad [\text{IX.28}]$$

#### IX.2.2.4. Expression finale des dérivées de F(φ)

On dispose à présent de toutes les composantes et sous-composantes nécessaires au calcul des dérivées des fonctions F(φ) par rapport aux variables de conception. Rappelons que F(φ) représente l'expression analytique de n'importe quel déplacement (u, v, w, u°, v°) ou effort (N<sub>x</sub>, N<sub>φ</sub>, M<sub>x</sub>, ...) d'une coque complète (360°) soumise à une ligne de charge unitaire (X<sub>u</sub>, Y<sub>u</sub>, Z<sub>u</sub>, M<sub>u</sub>).

Pour un déplacement ou un effort F(x, φ) dont l'expression analytique est F(x, φ) = F(φ).sin λx ou F(φ).cos λx, on a :

$$F(\varphi) = e^{-\alpha_i q \varphi} [(c_i A_i + d_i B_i) \cos \beta_i q \varphi + (-d_i A_i + c_i B_i) \sin \beta_i q \varphi] \quad [\text{IX.29}] \\ \pm e^{-\alpha_i q (2\pi - \varphi)} [(c_i A_i + d_i B_i) \cos \beta_i q (2\pi - \varphi) + (-d_i A_i + c_i B_i) \sin \beta_i q (2\pi - \varphi)]$$

et la dérivée de F(φ) peut s'écrire :

$$\frac{\partial F(\varphi)}{\partial X_I} = e^{-\alpha_i q \varphi} \left\{ \begin{array}{l} -q \varphi \cos \beta_i q \varphi \cdot \left[ \frac{\partial \alpha_i}{\partial X_I} \cdot (c_i A_i + d_i B_i) - \frac{\partial \beta_i}{\partial X_I} \cdot (-d_i A_i + c_i B_i) \right] \\ + \cos \beta_i q \varphi \cdot \left[ \frac{\partial c_i}{\partial X_I} \cdot A + \frac{\partial d_i}{\partial X_I} \cdot B + c_i \frac{\partial A}{\partial X_I} + d_i \frac{\partial B}{\partial X_I} \right] \\ - q \varphi \sin \beta_i q \varphi \cdot \left[ \frac{\partial \alpha_i}{\partial X_I} \cdot (-d_i A_i + c_i B_i) + \frac{\partial \beta_i}{\partial X_I} \cdot (c_i A_i + d_i B_i) \right] \\ + \sin \beta_i q \varphi \cdot \left[ -\frac{\partial d_i}{\partial X_I} \cdot A + \frac{\partial c_i}{\partial X_I} \cdot B - d_i \frac{\partial A}{\partial X_I} + c_i \frac{\partial B}{\partial X_I} \right] \end{array} \right\} \quad [\text{IX.30}] \\ + e^{-\alpha_i q (2\pi - \varphi)} [\dots \text{idem en remplaçant } \varphi \text{ par } (2\pi - \varphi)]$$

#### IX.2.3 Calcul de $\frac{\partial G(\varphi)}{\partial X_I}$ correspondant à la charge extérieure

Toutes charges extérieures, pressions hydrostatiques et surpressions, pressions dues aux cargaisons liquides, poids propre, charges de gravité (cargaisons solides) et moments d'extrémités résultent d'une intégration des trois lignes de charge unitaire de base X<sub>u</sub>, Y<sub>u</sub> et Z<sub>u</sub>. (Figures III.12 et III.14)

Quelle qu'en soit leur distribution selon φ, (sauf charge parfaitement concentrée) il est possible de les représenter ou de les simuler avec une exactitude suffisante pour le besoin des applications pratiques.

L'obtention de la fonction G(φ) relative à une distribution Γ(φ) de charges selon x, y ou z résulte de l'intégration des fonctions F(φ) définie au paragraphe précédent correspondant à des lignes de charges unitaires. (Eq. IX.30)

Prenons un exemple, soit Γ(φ) une distribution linéaire de pression (Figure III.25).

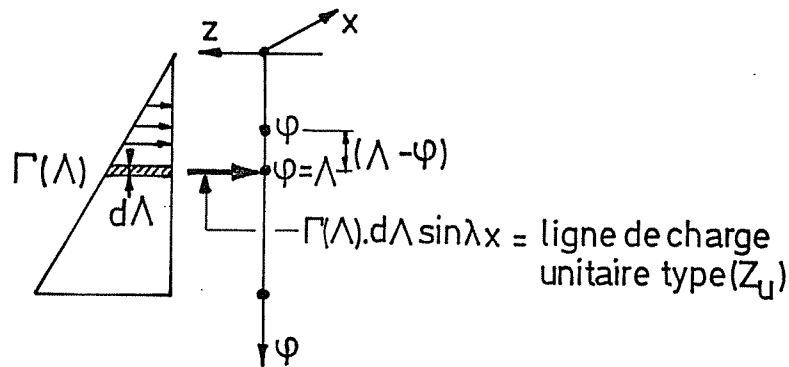


Figure III.25: Intégration d'une charge unitaire selon une distribution  $\Gamma(\varphi)$ .

Soit  $F(\varphi, \lambda)$ , l'expression du déplacement en  $\varphi$  sous une charge unitaire en  $\lambda$ .

L'expression du déplacement  $G(\varphi)$  sous la distribution de charge  $\Gamma(\varphi)$  s'obtient en intégrant  $F(\varphi, \lambda)$  comme suit :

$$G(\varphi) = \int_0^{\varphi_0} \Gamma(\lambda) F(\varphi, \lambda) \cdot d\lambda = \int_{\varphi}^{\varphi_0} \Gamma(\lambda) F(\varphi, \lambda) \cdot d\lambda \pm \int_0^{\varphi} \Gamma(\lambda) F(\varphi, \lambda) \cdot d\lambda \quad [\text{IX.31}]$$

avec le signe « $\pm$ » fonction des propriétés de symétrie de la variable  $G(\varphi)$  et de la charge unitaire.

La résolution de cette intégration est une tâche fort lourde. Le lecteur peut consulter les annexes de la thèse de Ph. Rigo [RI89a] pour y trouver les développements complets.

Le calcul de l'expression analytique de  $\frac{\partial G(\varphi)}{\partial XI}$  s'effectue similairement à ce qui a été écrit pour

le calcul des  $\left(\frac{\partial F(\varphi)}{\partial XI}\right)$  (§ IX.2.2.4). Ici aussi, les longs développements analytiques ne

présentent que peu d'intérêts pour la bonne compréhension de la méthodologie présentée et ne sont pas inclus dans le texte. Leur obtention a cependant été indispensable pour la mise au point du modèle numérique LBR-5.

### IX.3 SENSIBILITES DES CONTRAINTES

#### IX.3.1 Sensibilités des contraintes dans le bordage

Le calcul des sensibilités des contraintes ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_\varphi$ ,  $\tau_{x\varphi}$  ; Eq. IX.1) s'effectue sur base des éléments suivants:

- les dérivées des déplacements (u, v, w) par rapport aux variables de conception (XI),

$$\frac{\partial w(\varphi)}{\partial XI}, \frac{\partial w^\circ(\varphi)}{\partial XI}, \frac{\partial w^{\circ\circ}(\varphi)}{\partial XI}, \frac{\partial w^{\circ\circ\circ}(\varphi)}{\partial XI},$$

$$\frac{\partial u}{\partial XI}, \frac{\partial u^\circ}{\partial XI},$$

$$\frac{\partial v}{\partial XI}, \frac{\partial v^\circ}{\partial XI}, \frac{\partial v^{\circ\circ}}{\partial XI}$$
[IX.32]

et rappelons que  $\frac{\partial w(x, \varphi)}{\partial XI} = \left( \frac{\partial w(\varphi)}{\partial XI} \right) \cdot \sin \lambda x$

- les dérivées de u, v, w par rapport à x; ainsi pour w:

$$w(x, \varphi) = + w(\varphi) \cdot \sin \lambda x$$

$$w'(x, \varphi) = + w(\varphi) \cdot \lambda \cos \lambda x$$

$$w''(x, \varphi) = + w(\varphi) \cdot (-\lambda^2) \sin \lambda x = -\lambda^2 w(x, \varphi)$$
[IX.33]

Il en est de même pour v(x, φ):

$$u(x, \varphi) = u(\varphi) \cdot \cos \lambda x$$

$$u'(x, \varphi) = u(\varphi) \cdot (-\lambda) \sin \lambda x$$

$$u''(x, \varphi) = (-\lambda^2) u(x, \varphi)$$
[IX.34]

- les relations contraintes-déplacements (avec  $v \neq 0$  dans le bordage),

$$\sigma_x(x, \varphi) = \sigma_x(\varphi) \cdot \sin \lambda x$$

$$\sigma_\varphi(x, \varphi) = \sigma_\varphi(\varphi) \cdot \sin \lambda x$$

$$\tau_{x\varphi}(x, \varphi) = \tau_{x\varphi}(\varphi) \cdot \cos \lambda x$$
[IX.35]

$$\sigma_c(x, \varphi) = \sqrt{\sigma_x^2(x, \varphi) + \sigma_\varphi^2(x, \varphi) - \sigma_x \cdot \sigma_\varphi + 3\tau_{x\varphi}^2(x, \varphi)}$$
[IX.36]

$$\text{avec } \sigma_x(\varphi) = \frac{E}{1-\nu^2} \left[ -\lambda \cdot u + \nu \left( v^\circ + \frac{w}{q} \right) - z(-\lambda^2 w + \nu w^{\circ\circ}) \right]$$

$$\sigma_\varphi(\varphi) = \frac{E}{1-\nu^2} \left[ v^\circ + \frac{w}{q} - \lambda \nu u - z(w^{\circ\circ} - \lambda^2 \nu w) \right]$$
[IX.37]

$$\tau_{x\varphi} = G \left[ u^\circ + \lambda v + z(2\lambda w^\circ) \right] \quad \text{avec } f^\circ = \frac{\partial f}{q \partial \varphi}$$

Les équations (IX.37) sont calculées en  $z = 0$  (fibre moyenne) et en  $z = \pm\delta/2$  (fibre supérieure et inférieure). Comme  $\delta$  (l'épaisseur du bordé) est une variable de conception, on ne peut pas écrire d'une façon générale que  $\frac{\partial z}{\partial XI} = 0$ .

On considérera donc deux cas :

1. en  $z = 0$  :  $\frac{\partial z}{\partial XI} = 0$  et les sensibilités s'écrivent :

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_x}{\partial XI}(x, \varphi) &= \frac{E}{1-v^2} \left[ -\lambda \frac{\partial u}{\partial XI} + v \left( \frac{\partial v^\circ}{\partial XI} + \frac{1}{q} \frac{\partial w}{\partial XI} \right) \right] \sin \lambda x \\ \frac{\partial \sigma_\varphi}{\partial XI}(x, \varphi) &= \frac{E}{1-v^2} \left[ \frac{\partial v^\circ}{\partial XI} + \frac{1}{q} \frac{\partial w}{\partial XI} - \lambda v \frac{\partial u}{\partial XI} \right] \sin \lambda x \\ \frac{\partial \tau_{x\varphi}}{\partial XI}(x, \varphi) &= G \cdot \left[ \frac{\partial u^\circ}{\partial XI} + \lambda \frac{\partial v}{\partial XI} \right] \cos \lambda x\end{aligned}\quad [\text{IX.38}]$$

Il s'agit en fait d'un cas particulier; le cas général étant le suivant:

2. en  $z = \pm\delta/2$  :  $\frac{\partial z}{\partial XI} = \pm \frac{1}{2}$  si  $XI = \delta$   
 $\frac{\partial z}{\partial XI} = 0$  si  $XI \neq \delta$

donc si  $XI = \delta$ , les sensibilités de  $\sigma_x$ ,  $\sigma_\varphi$  et  $\tau_{x\varphi}$  en  $z = \pm\delta/2$  s'écrivent :

$$\frac{\partial \sigma_x(z^* = \pm\delta/2)}{\partial XI} = \frac{E}{1-v^2} \begin{bmatrix} -\lambda \frac{\partial u}{\partial XI} + v \left( \frac{\partial v^\circ}{\partial XI} + \frac{1}{q} \frac{\partial w}{\partial XI} \right) \\ -z^* \left( -\lambda^2 \frac{\partial w}{\partial XI} + v \frac{\partial w^{\circ\circ}}{\partial XI} \right) \\ -\left( \frac{z^*}{\delta} \right) (-\lambda^2 w + v w^{\circ\circ}) \end{bmatrix} \sin \lambda x \quad [\text{IX.39.a}]$$

$$\frac{\partial \sigma_\varphi(z^* = \pm\delta/2)}{\partial XI} = \frac{E}{1-v^2} \begin{bmatrix} \frac{\partial v^\circ}{\partial XI} + \frac{1}{q} \frac{\partial w}{\partial XI} - \lambda v \frac{\partial u}{\partial XI} \\ -z^* \left( \frac{\partial w^{\circ\circ}}{\partial XI} - \lambda^2 v \cdot \frac{\partial w}{\partial XI} \right) \\ -\left( \frac{z^*}{\delta} \right) (w^{\circ\circ} - \lambda^2 v w) \end{bmatrix} \sin \lambda x \quad [\text{IX.39.b}]$$

$$\frac{\partial \tau_{x\varphi}(z^* = \pm\delta/2)}{\partial XI} = G \cdot \left[ \frac{\partial u^\circ}{\partial XI} + \frac{\lambda \partial v}{\partial XI} + z^* \cdot 2\lambda \cdot \frac{\partial w^\circ}{\partial XI} + \frac{z^*}{\delta} \cdot 2\lambda \cdot w^\circ \right] \cos \lambda x \quad [\text{IX.39.c}]$$

En ce qui concerne la **contrainte de von Mises** on obtient :

$$\frac{\partial \sigma_c(x, \varphi)}{\partial XI} = \frac{(2\sigma_x - \sigma_\varphi) \cdot \frac{\partial \sigma_x}{\partial XI} + (2\sigma_\varphi - \sigma_x) \cdot \frac{\partial \sigma_\varphi}{\partial XI} + 6\tau_{x\varphi} \cdot \frac{\partial \tau_{x\varphi}}{\partial XI}}{2\sigma_c(x, \varphi)} \quad [\text{IX.40}]$$

Dans ce cas, le facteur en  $x$  ( $\sin \lambda x$  ou  $\cos \lambda x$ ) ne peut plus être mis en évidence. Il ne s'agit plus d'une fonction à variables séparables.



### IX.3.2 Sensibilités des contraintes dans les raidisseurs

Se situant dans un raidisseur, on considère  $v = 0$  et  $\sigma_\varphi = 0$ . On a donc

$$\bullet \sigma_x(x, \varphi) = E(-\lambda u + z \cdot \lambda^2 \cdot w) \cdot \sin \lambda x \quad [\text{IX.41}]$$

avec  $\delta/2 < z \leq h + t + \delta/2$   
 et  $h =$  la hauteur de l'âme,  
 $t =$  l'épaisseur de la semelle.

$$\bullet \tau(x, \varphi, z^*) = |\text{Effet de l'effort tranchant } (R_x)| + |\text{Effet du moment de torsion } (M_{x\varphi})|$$

Plaçons-nous dans l'âme d'un raidisseur en  $z = z^*$ .

$$\tau_{\text{âme}}(R_x) = E/d (-\lambda^2 \cdot \Omega_{II} \cdot u + \lambda^3 h_{II} \cdot w) \cdot \cos \lambda x \quad [\text{IX.42}]$$

$$\tau_{\text{âme}}(M_{x\varphi}) = [G \cdot \lambda \cdot d \cdot w^\circ] \cdot \cos \lambda x \quad [\text{IX.43}]$$

avec  $d =$  l'épaisseur de l'âme,  
 $\Omega_{II} =$  l'aire de la section au-dessus du point de calcul  $z = z^*$ ,  
 $h_{II} =$  le moment statique de la section  $\Omega_{II}$  par rapport au feuillet moyen du bordé ( $z = 0$ ).

$$\text{Notons aussi que } \frac{\partial |f(x)|}{\partial x} = \frac{f(x)}{|f(x)|} \cdot \frac{\partial f(x)}{\partial x} \neq \left| \frac{\partial f(x)}{\partial x} \right| \quad (\text{Figure III.26}) \quad [\text{IX.44}]$$

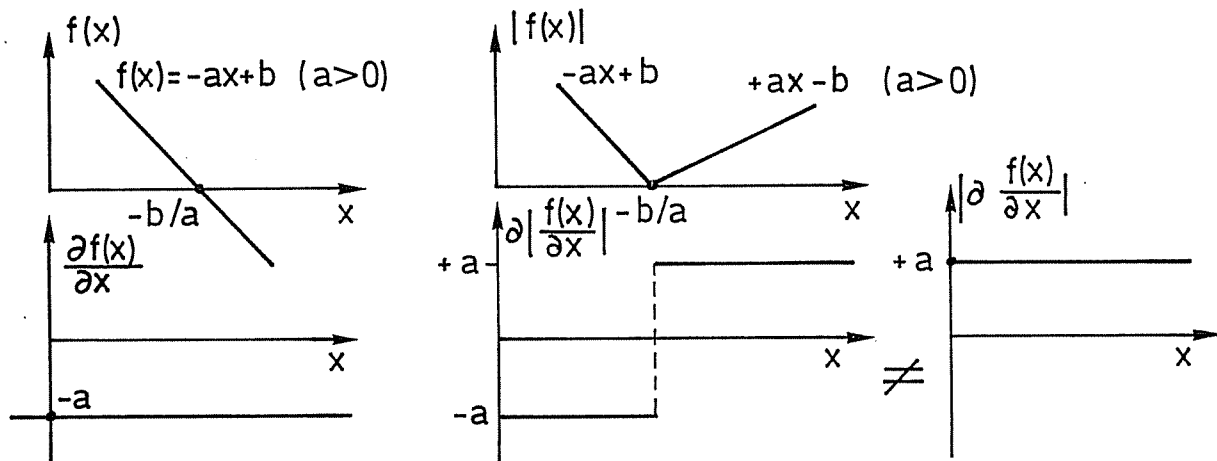


Figure III.26: Effet du signe de valeur absolue sur le calcul des sensibilités.

Il est donc clair que l'expression de  $\frac{\partial \tau}{\partial XI}$  est :

$$\frac{\partial \tau(x, \varphi)}{\partial XI} = \frac{\tau(R_x)}{|\tau(R_x)|} \cdot \frac{\partial \tau(R_x)}{\partial XI} + \frac{\tau(M_{x\varphi})}{|\tau(M_{x\varphi})|} \cdot \frac{\partial \tau(M_{x\varphi})}{\partial XI} \quad [\text{IX.45}]$$

Avant de calculer  $\frac{\partial \tau(R_x)}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial \tau(M_{x\varphi})}{\partial XI}$ , il faut noter que :

- $z^*$  est fonction de  $\delta$  et  $h$ , à savoir deux variables de conception,
- $R_{II}$  est fonction de  $h$ ,  $d$ ,  $w$ , à savoir trois variables de conception,
- $h_{II}$  est fonction de  $\delta$ ,  $h$ ,  $d$ ,  $w$ , à savoir quatre variables de conception.

et que  $z^*$ ,  $R_{II}$ ,  $h_{II}$  sont différents selon le point où l'on calcule la contrainte. Ainsi, il a été décidé d'établir les expressions des sensibilités des contraintes calculées :

- à la jonction âme-bordé (dans l'âme),
- à la jonction âme-semelle (dans l'âme),
- dans la semelle.

Les formulations retenues sont :

$$\frac{\partial \tau(R_x)}{\partial XI} = \frac{E}{d} \left[ -\lambda^2 \cdot \left( \Omega_{II} \cdot \frac{\partial u}{\partial XI} + \frac{\partial \Omega_{II}}{\partial XI} \cdot u \right) + \lambda^2 \cdot \left( h_{II} \cdot \frac{\partial w}{\partial XI} + \frac{\partial h_{II}}{\partial XI} \cdot w \right) \right] \cos \lambda x \quad [\text{IX.46}]$$

et

$$\frac{\partial \tau(M_{x\varphi})}{\partial XI} = G \cdot \lambda \left( d \cdot \frac{\partial w^\circ}{\partial XI} + \frac{\partial d}{\partial XI} \cdot w^\circ \right) \cdot \cos \lambda x \quad [\text{IX.47}]$$

$$\text{avec } \frac{\partial d}{\partial XI} = 0 \text{ sauf si } XI = d ; \frac{\partial d}{\partial XI} = 1.$$

En ce qui concerne les cadres, le calcul des sensibilités des contraintes s'effectue comme pour les raidisseurs. Les deux modifications majeures sont :

- Cette fois  $\sigma_x = 0$  et  $\nu = 0$  et on a :

$$\frac{\partial \sigma_\varphi}{\partial XI} (z^* = \pm \delta/2) = E \left[ \frac{\partial \nu^\circ}{\partial XI} + \frac{1}{q} \frac{\partial w}{\partial XI} - z^* \cdot \frac{\partial w^{\circ\circ}}{\partial XI} - \frac{z^*}{\delta/2} \frac{\partial \delta}{\partial XI} \cdot w^{\circ\circ} \right] \cdot \sin \lambda x \quad [\text{IX.48}]$$

On notera que les deux derniers termes s'annulent en  $z^* = 0$  et que le dernier terme en  $\frac{\partial \delta}{\partial XI}$  est nul sauf lorsque la variable de conception XI est  $\delta$  car  $\frac{\partial \delta}{\partial XI} = 1$ .

- $\tau(x, \varphi) = \left| \tau(R_\varphi) \right| + \left| \tau(M_{x\varphi}) \right|$   
*terme en sin  $\lambda x$                       en cos  $\lambda x$*

$$\text{avec } \tau(R_\varphi) = \frac{E}{d} \left[ \left( \nu^{\circ\circ} + \frac{w^\circ}{q} \right) \cdot \Omega_{II} - h_{II} \cdot w^{\circ\circ\circ} \right] \sin \lambda x \quad \text{et} \quad [\text{IX.49}]$$

$$\tau(M_{x\varphi}) = (G \cdot \lambda \cdot d \cdot w^\circ) \cdot \cos \lambda x \quad [\text{IX.50}]$$

Notons qu'ici aussi,  $\Omega_{II}$  et  $h_{II}$  sont des fonctions de plusieurs variables de conception.

En ce qui concerne les traverses, les expressions relatives aux raidisseurs peuvent être utilisées en n'oubliant pas que pour les traverses,  $h_{II}$ ,  $\Omega_{II}$  et  $z$  (Eq. IX.41), ne sont pas fonction des variables de conception (sauf si  $XI = \delta$ ).

### IX.3.3 Convergence de l'algorithme avec des restrictions du type: $\sigma_c < \bar{\sigma}$ .

La contrainte de comparaison  $\sigma_c$  est toujours positive puisque  $\sigma_c = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau^2}$  (au niveau des raidisseurs). Par contre, pour le même  $\sigma_c$ ,  $\sigma_x$  peut être positif ou négatif et il peut en résulter un problème de convergence.

Prenons le cas particulier où  $\sigma_\phi = 0$  et  $\tau = 0$  et supposons que pour les valeurs des variables de conception à l'itération  $i$ , on obtienne  $\sigma_x > 0$  et  $\sigma_c = \sigma_i > \bar{\sigma}$  (soit le point A de la figure III.27) et, par conséquent,  $\sigma_c = \sqrt{\sigma_x^2} = |\sigma_x|$ . Au point A (Figure III.27), le signe de  $\frac{\partial \sigma_c}{\partial XI}$  est négatif. Dès lors, afin de réduire cette contrainte à son niveau admissible, l'optimiseur tentera d'accroître XI de façon à réduire  $\sigma_x$  et à obtenir  $|\sigma_c(i+1)| < \bar{\sigma}$ . Cette procédure fonctionne correctement si  $\sigma_x$  ne change pas de signe.

Si  $\sigma_i = \sigma(XI(i))$  est proche de  $\bar{\sigma}$ , le point A(XI(i)) se déplacera en B(XI(i+1)) sans que  $\sigma_x$  ne change de signe. Par contre, si le point A'(x<sub>k</sub>) est fort éloigné de la limite admissible, il y a un risque que le point x<sub>k</sub> se déplace vers x<sub>k+1</sub> où la contrainte  $\sigma_x$  devient négative mais où  $\sigma_c$  est toujours  $> \bar{\sigma}$ .

Un tel cas peut se produire lors des deux ou trois premières itérations et peut, par exemple, concerner les restrictions sur les contraintes dans les cadres transversaux. Les cadres sont en effet très sensibles aux changements de rigidité des panneaux adjacents. Le signe du moment de flexion peut changer si une variation importante de la rigidité du panneau par rapport à son voisin se produit.

L'expérience a montré qu'un tel cas est heureusement rare et qu'il ne met pas en péril la convergence d'ensemble du problème. Tout au plus, cela peut-il en réduire la vitesse lors des premières itérations.

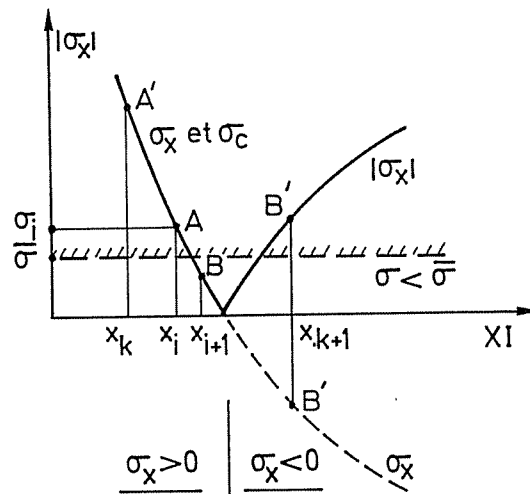


Figure III.27 : Convergence de la restriction:  $\sigma_c < \bar{\sigma}$

### IX.3.4. Signe des bornes des restrictions

En ce qui concerne les contraintes de comparaison ( $\sigma_c > 0$ ), il est aisé de concevoir que toutes les restrictions s'écrivent sous la forme ( $0 < \sigma_c < \bar{\sigma}$ ) et s'adaptent parfaitement à la formulation générale établie :  $C(XI) < \bar{C}$ .

Mais en ce qui concerne les déplacements, on peut être amené à imposer :

$$-\bar{w} < w < \bar{w} \quad (\text{pour } \bar{w} > 0) \quad [\text{IX.51.a}]$$

$$\text{c'est-à-dire} \quad w < \bar{w} \quad [\text{IX.51.b}]$$

$$\text{et} \quad -w < \bar{w} \quad [\text{IX.51.c}]$$

En effet, le sens de la déformation peut changer en fonction du cas de chargement. C'est pourquoi on imposera souvent des limitations du type de l'équation IX.51.a qui, pratiquement, se traduisent par une double restriction, Eq. IX.52.b et c.

En conclusion, en plus de la borne qui peut être positive ou négative, l'utilisateur doit spécifier pour chaque restriction un paramètre qui indique :

- que la restriction est  $C < \bar{C}$  (si ce paramètre est positif,)
- que la restriction est  $-C < \bar{C}$  (si ce paramètre est négatif,).

### IX.3.5 Effets des traverses sur le calcul des sensibilités

Les traverses apportent leur contribution à la résistance du panneau c'est-à-dire à la reprise des efforts. Cela se traduit par une composante à ajouter à chaque terme de la matrice de rigidité liant les huit charges unitaires ( $X_u, Y_u, Z_u, M_u$ , en  $\varphi=0$  et  $\varphi=\varphi_0$ ) (associés aux huit inconnues hyperstatiques  $k_j$ ) aux déplacements ( $u, v, w, w^0$ ) et efforts ( $N_\varphi, M_\varphi, N_{x\varphi}, R_\varphi$ ) aux extrémités  $\varphi=0$  et  $\varphi=\varphi_0$ .

$$[A] \cdot (k_j) = B \quad [\text{IX.52}]$$

A chaque terme  $a_{ij}$  de la matrice A ou  $b_i$  de la matrice B, la composante due aux traverses est :

$$\sum_{k=1}^{MT} ALI_x(k) \cdot X_0(k) + \sum_{k=1}^{MT} ALI_y(k) \cdot Y_0(k) + \sum_{k=1}^{MT} ALI_z(k) \cdot Z_0(k) \quad [\text{IX.53}]$$

avec  $MT$  le nombre de traverses,  
 $X_0, Y_0, Z_0$  les réactions des traverses sur les panneaux pour les huit cas de charge unitaire en  $\varphi=0$  et en  $\varphi=\varphi_0$  ainsi que la charge extérieure,  
 $ALI_{x,y,z}$  valeur des déplacements et efforts en  $\varphi=0$  et  $\varphi=\varphi_0$  sous l'action de charges unitaires ( $X_u, Y_u, Z_u$ ) situées au droit de chaque traverse.

En ce qui concerne le calcul des sensibilités, il est nécessaire de calculer la dérivée de la contribution des traverses à la matrice [A] de façon à obtenir la matrice des  $\frac{\partial a_{ij}}{\partial XI}$  :

$$\begin{aligned} \frac{\partial a_{ij}}{\partial XI} = & \frac{\partial a_{ij}}{\partial XI} + \sum_{k=1}^{MT} \frac{\partial ALI_x(k)}{\partial XI} \cdot X_0(k) + ALI_x(k) \cdot \frac{\partial X_0(k)}{\partial XI} \\ & + \sum_{k=1}^{MT} \frac{\partial ALI_y(k)}{\partial XI} \cdot Y_0(k) + ALI_y(k) \cdot \frac{\partial Y_0(k)}{\partial XI} \\ & + \sum_{k=1}^{MT} \frac{\partial ALI_z(k)}{\partial XI} \cdot Z_0(k) + ALI_z(k) \cdot \frac{\partial Z_0(k)}{\partial XI} \end{aligned} \quad [\text{IX.54}]$$

avec  $\frac{\partial ALI_x(k)}{\partial XI}, \dots$  des fonctions déplacements et efforts du type de l'équation [IX.30].

$\frac{\partial X_0}{\partial XI}, \frac{\partial Y_0}{\partial XI}, \frac{\partial Z_0}{\partial XI}$  les dérivées des fonctions  $X_0, Y_0, Z_0$  par rapport aux variables de conception. Leur expression est également du type de l'équation IX.30 dont les coefficients  $c_i, d_i$  sont déterminés sur le principe établi au § IX.2.2.3.

Ainsi, à partir de  $X_0$ , on obtient l'expression de  $\frac{\partial X_0}{\partial XI}$  en vue du calcul des  $\frac{\partial c_i}{\partial XI}, \frac{\partial d_i}{\partial XI}$  :

$$\frac{\partial X_0}{\partial XI} = -\lambda^2 \Omega_x \cdot \frac{\partial u}{\partial XI} + \lambda^3 \cdot \frac{\partial H_x}{\partial XI} \cdot w + S_x \cdot [\dots] \quad [\text{IX.55}]$$

avec  $\frac{\partial H_x}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial R_x}{\partial XI} = 0$  sauf lorsque  $XI = \delta$

On procédera de façon identique pour  $Y_0$  et  $Z_0$ .

#### IX.4 RESTRICTIONS D'EGALITE

Il est courant d'imposer des relations entre deux variables de conception,  $XI_1$  et  $XI_2$ , du type :

$$XI_1 = k \cdot XI_2. \quad [\text{IX.56}]$$

Dans le domaine d'applications traité, c'est principalement des égalités strictes que l'on impose :  $XI_1 = XI_2$  (dans ce cas,  $k=1$ ). Ainsi, les cadres forment des structures continues et il est par conséquent important, que pour chaque panneau, l'entredistance entre ces cadres soit standard. Il faut donc imposer :

$$\Delta_y(i) = \Delta_y(1) \quad \text{pour } i = 2, N \quad \text{avec } N \text{ le nombre de panneaux.}$$

La majorité des structures navales étant des structures symétriques, il est nécessaire d'imposer que les panneaux de bâbord soient identiques aux panneaux de tribord même si les cas de sollicitations, eux ne sont pas symétriques. Le même raisonnement s'applique aussi pour le calcul des portes d'écluses maritimes à double bordage. Elles sont symétriques et la sollicitation s'exerce alternativement d'un côté puis de l'autre.

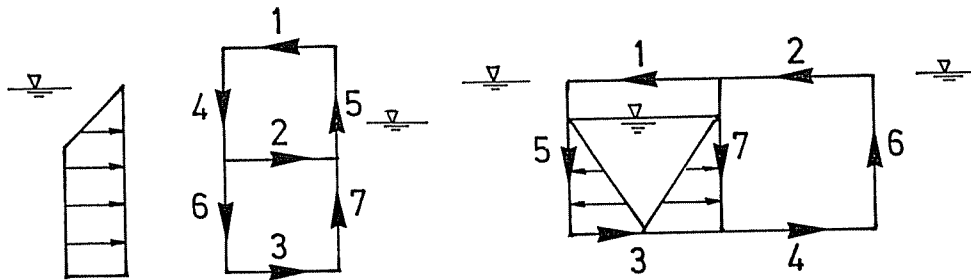


Figure III.28 : Modèles de structures symétriques

Dans les exemples de la figure III.28, il est nécessaire d'imposer plusieurs égalités entre des variables de conception. Ainsi,

- Pour la porte d'écluse (Figure III.28):
  - entre le panneau 4 et le panneau 5,
  - entre le panneau 6 et le panneau 7,
  - entre tous les panneaux pour  $\Delta_p$ .
- Pour le bateau citerne (Figure III.28):
  - entre le panneau 1 et le panneau 2,
  - entre le panneau 3 et le panneau 4,

- entre le panneau 5 et le panneau 6,
- entre tous les panneaux pour  $\Delta_{\phi}$ .

Sur base de neuf variables de conception par panneau et des restrictions d'égalités définies ci-avant, on obtient :

- Pour la porte d'écluse :

$N = 7 \times 9 = 63$  variables de conception,

$NR = 5 \times 8 + 1 = 41$  variables indépendantes et 22 restrictions d'égalité (63-41).

- Pour le bateau :

$N = 7 \times 9 = 63$  variables de conception,

$NR = 4 \times 8 + 1 = 33$  variables indépendantes et 30 restrictions d'égalité (63-33).

Numériquement, l'existence de telles égalités est intéressante puisqu'elle réduit le nombre de variables de conception indépendantes. Ainsi, le problème initial avec  $N$  variables se ramène à un problème à  $NR$  variables:

$$NR = N - NE \leq N$$

avec :  $N$  = le nombre total de variables de conception au départ,  
 $NE$  = le nombre d'égalités entre deux variables.

Pour ce faire, il faut scinder les  $NE$  variables dépendantes des  $N - NE$  variables indépendantes.

### Analyse du problème

Soit:

- $XI_1$  et  $XI_2$  deux variables de conception,
- $XI_1 = k XI_2$  la relation existant entre les deux variables  $XI$ , avec  $k$  une constante,  
 $XI_2$  la variable indépendante,  
 $XI_1$  la variable dépendante à éliminer,  
 $\frac{\partial XI_1}{\partial XI_2}$  la dérivée de la variable dépendante par rapport à la variable indépendante.
- $C(XI_1, XI_2) < \bar{C}$  une restriction,  
 $\frac{\partial C}{\partial XI_1}, \frac{\partial C(XI_1, XI_2)}{\partial XI_2}$  les sensibilités de la restriction,
- $f(XI_1, XI_2)$  la fonction objectif,  
 $\frac{\partial f}{\partial XI_1}, \frac{\partial f(XI_1, XI_2)}{\partial XI_2}$  les sensibilités de la fonction objectif.

Le but est de remplacer dans la formulation de la fonction objectif et des restrictions les variables dépendantes et leurs dérivées par les variables indépendantes et leur dérivées.

$$\text{Problème initial : } OPT \left( x_1, x_2, C, \frac{\partial C}{\partial XI_1}, \frac{\partial C}{\partial XI_2}, f, \frac{\partial f}{\partial XI_1}, \frac{\partial f}{\partial XI_2} \right)$$

⇓⇓ variables, restrictions, fonction objectif

⇓⇓

⇓⇓ Elimination de la variable  $XI_1$  en sachant que  $XI_1 = k XI_2$  et  $\frac{\partial XI_1}{\partial XI_2} = k$

$$\text{Elimination : } \frac{\partial C[XI_1(XI_2), XI_2]}{\partial XI_2} = \frac{\partial C}{\partial XI_1} \cdot \frac{\partial XI_1}{\partial XI_2} + \frac{\partial C}{\partial XI_2} \quad [\text{IX.57.a}]$$

$$\Downarrow\Downarrow \quad \text{et} \quad \frac{\partial f[XI_1(XI_2), XI_2]}{\partial XI_2} = \frac{\partial f}{\partial XI_1} \cdot \frac{\partial XI_1}{\partial XI_2} + \frac{\partial f}{\partial XI_2} \quad [\text{IX.57.b}]$$

$\Downarrow\Downarrow$

$$\text{Problème final : } OPT \left( XI_2, C, \frac{\partial C}{\partial XI_2}, f, \frac{\partial f}{\partial XI_2} \right)$$

$\Downarrow\Downarrow$

Post traitement : Réactualisation des variables dépendantes :  $XI_1 = k XI_2$

### IX.5 REMARQUES CONCERNANT LE CHOIX DES VARIABLES DE CONCEPTION.

Le principe de l'optimisation choisie est basé sur une succession d'approximations linéaires convexes de la fonction objectif et des restrictions au point de calcul  $XI(i)$  en vue de rechercher un nouveau point  $XI(i+1)$  avec  $f(XI(i+1)) < f(XI(i))$ .

Plus la fonction objectif et les restrictions auront un comportement linéaire dans les variables de linéarisation, plus l'optimisation sera rapide (convergence). La linéarisation étant effectuée sur base des variables de conception, il est souhaitable qu'il y ait une linéarité entre les variations des  $XI$  et des fonctions ( $f(XI)$ ,  $C(XI)$ ).

Exemple : Soit  $f(x)$  une fonction de type parabolique :  $ax^2 + b$  (Figure III.29).

- Si la variable de conception choisie  $XI$  est  $x$ , la fonction approchée  $f_A$  en  $x_0$  sera :

$$f_A(x) = f(x_0) + (x - x_0) \frac{\partial f(x_0)}{\partial x} = f(x_0) + (x - x_0) (2ax_0). \quad [\text{IX.58}]$$

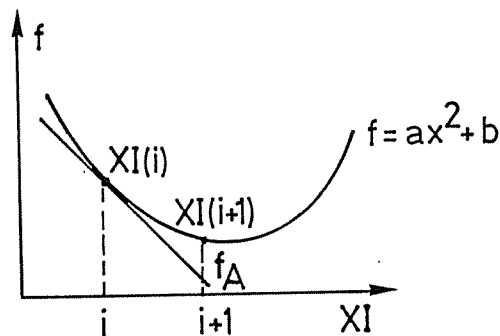


Figure III.29: Approximation linéaire (sans changement de variable).

- Si la variable de conception  $XI$  choisie est  $t = x^2$ , on obtient en  $t_0 = x_0^2$ ,  $f(t) = at + b$  et la fonction approximative  $f_B$  est:

$$\begin{aligned} f_B(t) &= f(t_0) + (t - t_0) \cdot a \\ f_B(x) &= f(x_0^2) + (x^2 - x_0^2) \cdot a \end{aligned} \quad [\text{IX.59}]$$

Prenons un exemple (Figure III.30) :

$$\begin{aligned} \text{Soit la fonction } f(x) &= 4x^2 + 1 \\ \text{en } x_0 = 3, & \quad \text{on a } f(x_0) = 37 \\ \text{d'où en } t_0 = x_0^2 = 9, & \quad \text{on a } f(t_0) = 37 \end{aligned}$$

Avec la variable de conception  $XI = x$  :

$$f_A(x) = f(x_0) + 2ax_0(x-x_0) = 24x - 35$$

$$\begin{aligned} f_A(x=1) &= -11 \\ f_A(x=2) &= +13 \end{aligned}$$

Variable de conception  $XI = x^2 = t$  :

$$f_B(x) = f(x_0^2) + a(x^2 - x_0^2) = 4x^2 + 1$$

$$\begin{aligned} f_B(x=1) &= +5 \\ f_B(x=2) &= +17 \end{aligned}$$

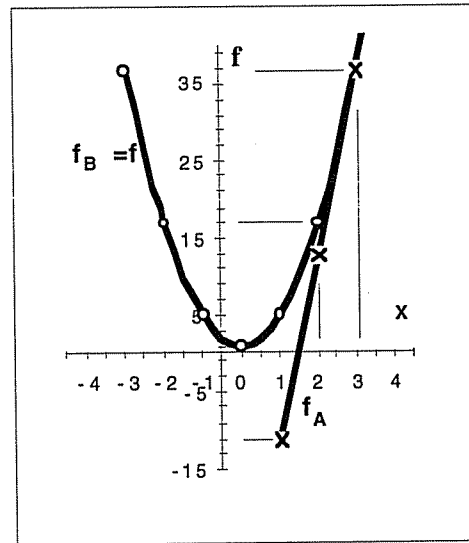


Figure III.30 :

Effet d'un changement de variable ( $t=x^2$ ).

La figure III.30 montre clairement, dans l'exemple traité, l'intérêt de choisir comme variable de conception  $XI=x^2$  plutôt que  $XI=x$ .

Afin d'appliquer ce changement de variable aux structures orthotropes, il faut établir la relation entre les fonctions  $f(XI)$  et  $C(XI)$  et les variables de conception ( $XI$ ).

Rappelons que les variables de conception de base, c'est-à-dire celles qui correspondent directement à des caractéristiques géométriques, sont :

- $\delta$  = l'épaisseur du bordé,
- $h, d$  = la hauteur et l'épaisseur de l'âme,
- $w$  = la largeur de la semelle,
- $\Delta$  = l'entredistance entre raidisseurs.

En ce qui concerne la **fonction objectif** (poids ou coût) on peut dire, en première approximation, que la relation est quasi linéaire.

En ce concerne les **restrictions**, le problème est beaucoup plus complexe.

- Partons d'un panneau non raidi, d'épaisseur  $\delta$  et chargé latéralement. Les résultats avec le module LBR-4 confirment que :
  - $w$  est proportionnel à  $1/\delta^3$  car  $w$  est proportionnel à  $1/I$
  - $\sigma_{flex}(z = \pm \delta/2)$  est proportionnel à  $1/\delta^2$  car  $\sigma_{max}$  est proportionnel à  $\delta/I$
  - avec  $I = b \delta^3/12$

Si l'on s'intéresse aux efforts agissant dans le plan du panneau, on obtient que :

- $\sigma_{membranaire}$  est proportionnel à  $1/\delta$ .
- Si l'on se réfère à présent à la variable  $XI = h$  (hauteur âme), on peut prouver que:
  - pour la flexion locale (c'est-à-dire un panneau sur quatre raidis uniquement longitudinalement), on aura:

$$- w \text{ est proportionnel à } \frac{1}{h^3 + ah^2}$$



- $\sigma_{\max}$  est proportionnel à  $\frac{1}{h^2 + ah}$   
 car l'inertie d'un panneau s'écrit en première approche (profil symétrique)

$$I = \frac{dh^3}{12} + \frac{(w.t)}{2}h^2 \# h^3 + ah^2$$

- Pour un effort axial centré, on trouve que:

$$\sigma \text{ est proportionnel à } \frac{1}{h + cst}$$

Suivant la fonction étudiée ( $w$ ,  $\sigma_{\text{flexion}}$ ,  $\sigma_{\text{normal}}$ ), la relation est donc inversement proportionnelle à, respectivement,  $h^3 + ah^2$ ,  $h^2 + ah$  et  $h + a$ .

Les deux exemples précédents concernent des phénomènes locaux relatifs à un seul panneau. La complexité est encore plus grande lorsque l'on se réfère au comportement de la structure globale. Dans ce cas, chaque variable de conception a un effet local et un effet global. Ces deux effets s'additionnant, il est très difficile de définir une relation générale entre une variable de conception et les contraintes ou des déplacements.

A titre d'exemple prenons une structure en caisson (Figure III.31) et étudions l'effet de l'épaisseur d'une des parois ( $\delta$ ) sur les déplacements d'ensemble.

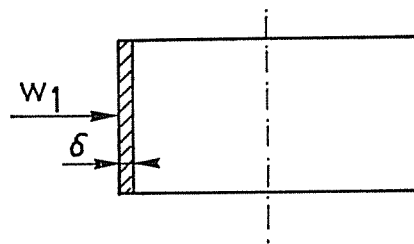


Figure III.31 : Relation entre la déformée et l'épaisseur d'une paroi ( $\delta$ ) d'un caisson soumis à flexion.

Les résultats obtenus pour une gamme de variation de l'épaisseur  $\delta$  (1,24; 1,25; 1,72 et 2,20 cm) sont les suivants :

$\delta$ (cm)	$\Delta w = w - w_0$ (cm)	$\left( \frac{\Delta w}{\frac{1}{\delta_0} - \frac{1}{\delta}} \right)$	$\left( \frac{\Delta w}{\frac{1}{\sqrt{\delta_0}} - \frac{1}{\sqrt{\delta}}} \right)$	$\left( \frac{\Delta w}{\frac{1}{\delta_0^a} - \frac{1}{\delta^a}} \right)$ (avec $a = 0,1265$ )
1,24 ( $\delta_0$ )	-	-	-	-
1,25	0,01054	1,634	2,93	10,66
1,72	0,42460	1,887	3,13	10,66
2,20	0,73260	2,082	3,27	10,66

N.B. :  $w_0$  et  $\delta_0$  correspondent au cas de référence.

Dans cet exemple très précis, le choix optimal serait  $XI = \frac{1}{\delta^{0,1265}} \cong \frac{1}{\sqrt[8]{\delta}}$ . Cela montre qu'au niveau du comportement global du caisson en flexion, la relation entre la flèche et les variables de conception est du type  $\frac{1}{\sqrt[n]{XI}}$  ( $n > 1$ ) plutôt que  $\frac{1}{(XI)^n}$  ( $n > 1$ ).

La détermination de l'exposant «n» est difficile et complexe car elle dépend de la contribution à la rigidité d'ensemble du panneau «contenant» la variable de conception XI en question.

De l'analyse de ces observations, on en déduit que :

- Il n'existe pas de relations générales qui lient les fonctions (objectif et restrictions) aux variables de conception. Il ne serait donc pas efficace de choisir, d'une façon générale, des variables de conception du type :  $1/\delta^2$  ou  $1/\delta^3$ .

- Une piste susceptible d'améliorer la convergence serait de remplacer les approximations convexes utilisées  $\tilde{C}(XI) = \sum_+ C_{ij} X_i - \sum_- \frac{C_{ij}}{X_i}$

$$\text{par } \tilde{C}(XI) = \sum_i \frac{C_{ij}}{X_i} + \sum_i \frac{C_{ij}}{X_i^2} + \sum_i \frac{C_{ij}}{X_i^3} + \sum_i \frac{C_{ij}}{\sqrt[n]{X_i}}$$

Il est cependant clair que le recours à de telles approximations entraînerait de lourdes modifications. Dans un premier stade il a été jugé inopportun d'introduire de tels changements. On a d'abord voulu vérifier les performances de convergence de l'algorithme avec une linéarisation convexe classique. Dans un second stade, si cette convergence avait fait défaut, de telles modifications auraient été envisagées [FL89b]. Mais ce ne fut pas le cas.



# **PARTIE IV**

## **LES RESTRICTIONS**

( )

( )

## PARTIE IV

### LES RESTRICTIONS

#### CHAPITRE X : INTRODUCTION

La qualité d'un modèle d'optimisation repose, en grande partie, sur le choix des restrictions et de leurs modèles de comportement.

La recherche de l'optimum est fondamentale et il est souhaitable d'avoir un optimiseur aussi performant et rapide que possible. Néanmoins, le meilleur modèle d'optimisation n'est d'aucune aide si le problème est, à la base, mal posé ou mal défini.

La définition et la forme du problème repose sur le choix des formulations, c'est-à-dire des modèles représentant :

- la fonction objectif,
- les restrictions.

Le choix et la formulation de la fonction objectif sera analysée à la Partie V. Limitons nous, ici, aux restrictions (MODULE RESTRI, cfr. § III.10.2).

Les restrictions sont l'expression mathématique des «souhaits» de l'utilisateur. Lors d'une conception «manuelle», par opposition à «l'automatisme» lié à un processus d'optimisation, certains souhaits, critères, restrictions, choix, ... de l'utilisateur sont clairement définis. Ils sont facilement qualifiables et quantifiables et donc intégrables dans le processus de conception. Il y en a cependant d'autres (critères) que l'utilisateur considère comme évidents, implicites ou allant de soi. Ces souhaits et critères-là, ne sont en général pas qualifiables ni quantifiables d'une façon explicite par l'utilisateur. Il en oublie parfois même l'existence et les fondements.

Dans un processus d'optimisation du dimensionnement, ces «allant de soi» doivent être explicités et intégrés via des restrictions; c'est une difficulté !

#### X.1 ENUMERATION DES RESTRICTIONS

La première difficulté est donc d'émettre une liste complète (exhaustive) de tous les souhaits y compris les «allant de soi». Il s'agit donc de qualifier et de quantifier ces critères. Face à cette tâche, l'utilisateur doit se remettre en question et se poser, à chaque étape du dimensionnement, les questions suivantes : « Pourquoi faire ceci ou cela ? Existe-t-il d'autres alternatives ? Ce choix est-il lié à l'évaluation d'une caractéristique technique (force, contraintes, déplacements, élanements, ... ) ?

La réponse à ces questions doit permettre d'apporter les éléments de réponse aux deux interrogations suivantes :

- Quels sont les critères de sélection ? (Objectif : qualification des critères)
- Comment associer à ces critères une formulation explicite et un modèle de comportement ? (Objectif : quantifier les critères).

A ce stade, il ne s'agit pas encore de définir le contenu des restrictions dimensionnantes, il s'agit plutôt de les expliciter toutes sans en oublier aucune !

A titre d'exemple, considérons le dimensionnement d'une poutre pleine rectangulaire, bi-appuyée et chargée uniformément. Les deux premières restrictions qui apparaissent sont liées à l'effort tranchant agissant aux appuis et au moment de flexion à mi-portée. Il s'agit donc de quantifier les restrictions liées à la contrainte à mi-portée (flexion) et à l'effort tranchant aux appuis. De plus, par expérience, le concepteur sait que la flèche à mi-portée peut aussi être la restriction dimensionnante.

En résumé, les trois restrictions qui sont, dans un premier temps, généralement sélectionnées se définissent de la façon suivante:

Pour la poutre rectangulaire, les deux variables de conception sont  $b$  et  $h$ , la largeur et la hauteur. Cette poutre doit vérifier les restrictions structurelles suivantes :

$$1) \quad f/L = 5/384 PL^4/EI \leq 1/1000 \quad [X.1]$$

la flèche inférieure à 1/1000 de la portée,

$$2) \quad \sigma = 2M/(I/h) \leq 0,6 \cdot \sigma_0 \quad [X.2]$$

la contrainte de flexion inférieure à 60 % de la limite élastique,

$$3) \quad \tau = T/(1,5bh) \leq 0,35 \cdot \sigma_0 \quad [X.3]$$

la contrainte tangentielle inférieure à 35 % de la limite élastique.

avec :

$L$ = la portée	
$E$ = le module de Young	} des paramètres fixes (invariables),
$\sigma_0$ = la limite élastique	}

Si la qualification des restrictions s'arrête ici, il est probable que l'optimisation débouchera sur un optimum inadmissible, à savoir par exemple:  $b$  (largeur) = 2 cm et  $h$  (hauteur) = 200 cm. Techniquement, cette solution est à rejeter. Le concepteur le sait par expérience mais s'il ne traduit pas cette expérience en une (ou plusieurs) restrictions explicites, l'optimisation ne produira rien de satisfaisant. Il faut donc définir des restrictions de bornes c'est-à-dire un minimum et un maximum pour chaque variable.

Exemple :  $8 \text{ cm} \leq b \leq 40 \text{ cm}$

$8 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm}$

[X.4]

Les minima sont couramment des impositions technologiques de fabrication et les maxima des limitations de construction (par exemple : encombrement disponible).

Malgré l'ajout de ces restrictions de bornes, l'optimisation peut encore conduire à un optimum non acceptable; ainsi en serait-il de la solution  $b \times h = (8 \times 80 \text{ cm})$ .

En effet, le concepteur sait qu'une telle poutre, bien que répondant à ses besoins et vérifiant les restrictions de bornes, n'est pas structurellement admissible. En effet, le danger d'instabilité latérale n'a pas été pris en compte.

En conclusion, il faut encore ajouter une ou plusieurs restrictions complémentaires. Deux alternatives sont possibles, la restriction géométrique et/ou la restriction structurelle.

- La restriction géométrique :

Les normes et les règlements imposent couramment des limitations relatives entre les dimensions des profilés (poutres, tubes, raidisseurs, ...). Ainsi dans l'exemple de la poutre pleine, la restriction géométrique pourrait être  $h/b \leq a$  (avec  $a$  une constante imposée par la norme; exemple :  $a = 3$ ).

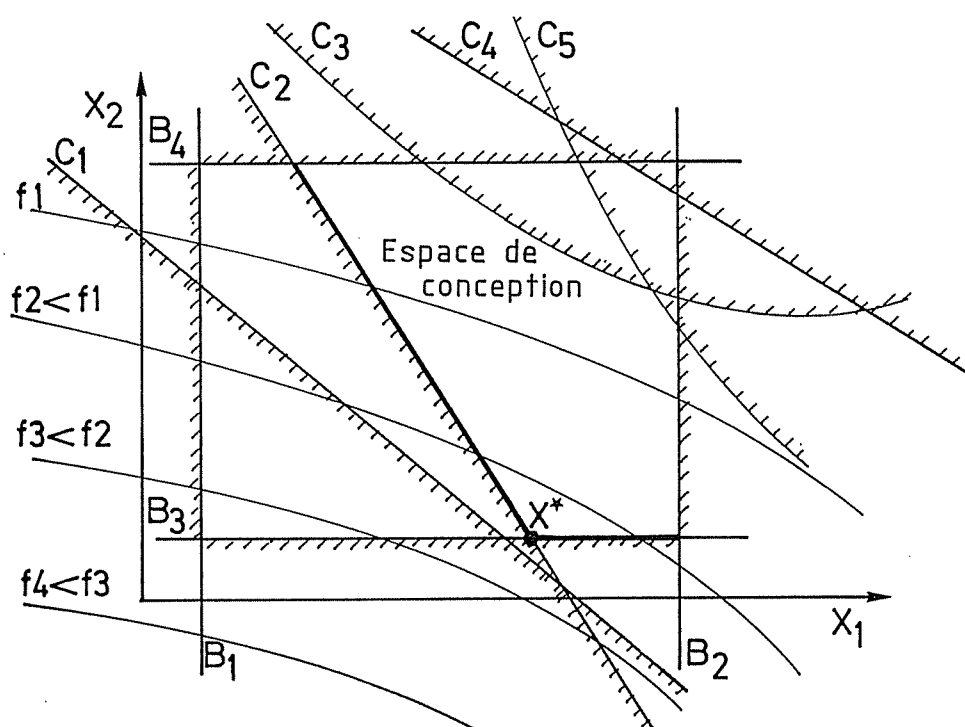
- La restriction structurelle :

Il s'agit en fait d'introduire une restriction structurelle complémentaire à celles déjà existantes (Eqs X.1, X.2 et X.3 dans l'exemple de la poutre). Pour la poutre, cette restriction devrait tenir compte de la stabilité latérale des poutres fléchies. Dans ce cas, géométrie, type d'appuis, forme et mode de chargement doivent faire partie intégrante de la formulation de cette nouvelle restriction.

A ce stade (qualification et quantification), il est recommandable d'établir les formulations relatives aux deux types de restrictions: restrictions géométriques et restrictions structurelles. Ce sera à l'utilisateur de faire le choix de la formulation adaptée à son cas ou de les utiliser en combinaison.

Lorsque la liste de toutes les restrictions est établie, la seconde difficulté est de déterminer leurs interactions et de distinguer les restrictions actives de celles qui ne le sont pas.

## X.2 PREDOMINANCES ENTRE LES RESTRICTIONS



Restrictions d'ordre 1:  $B_2, B_3, B_4, C_2, C_3, C_5$   
Restrictions d'ordre 2:  $C_1, C_4$

Restrictions actives :  $C_2$  et  $B_3$

Figure IV.1 : L'espace de conception.

La seconde difficulté concerne la hiérarchie qu'il peut exister entre les restrictions.

Par hiérarchie, nous entendons un classement qui sépare les restrictions d'ordre 1 de celles d'ordre supérieur. Une restriction sera dite d'ordre 1 lorsqu'elle participe à la définition des limites de l'espace de conception admissible (Figure IV.1). Elle sera d'ordre supérieur si elle n'y intervient pas.

Ainsi, à la figure IV.1, on note que les restrictions d'ordre 2 ( $C_1$  et  $C_4$ ) n'ont aucune influence sur l'espace de conception et qu'elles ne peuvent jamais devenir actives. Elles sont donc, à priori, inutiles et n'ont comme effet, que d'alourdir le processus d'optimisation. Il faut donc, théoriquement, éviter d'introduire des restrictions d'ordre 2.



Reprenons l'exemple de la poutre. Deux restrictions supplémentaires ont été proposées pour tenir compte du danger d'instabilité latérale (une restriction géométrique et une structurelle). Il est probable qu'une de ces deux restrictions soit d'ordre 2 et donc inactive. On pourrait décider de la supprimer mais c'est à déconseiller. Pourquoi ?

Ces deux restrictions s'écrivent :

$$C_1 \equiv C_1(x) \leq CM_1$$

$$C_2 \equiv C_2(x) \leq CM_2$$

[X.5]

$CM_1$  et  $CM_2$  sont des constantes qui sont très généralement le fruit d'hypothèses (sur la contrainte admissible, sur la sécurité au voilement, sur un facteur de charge ou sur les «partial safety factors», ...). Comme le montre la figure IV.2, une légère variation de ces coefficients ( $CM_1$  ou  $CM_2$ ) peut inverser les rôles;  $C_1$  peut aussi devenir d'ordre 1 et peut remplacer  $C_2$  comme restriction active.

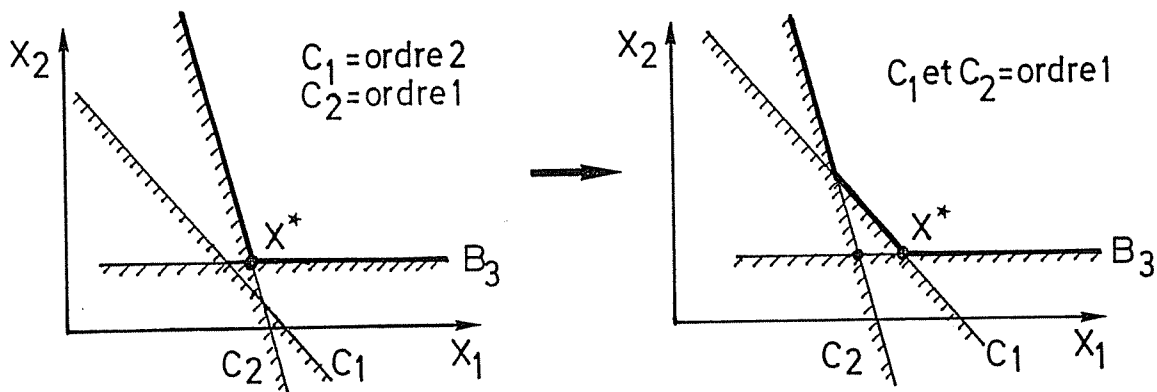


Figure IV.2 : Effet d'une modification de la valeur des bornes  $CM_1$  et  $CM_2$ .

Le choix des coefficients de sécurité, facteurs de charge, ..., variant d'un utilisateur à l'autre (pays différents, règlements différents, ...), ainsi qu'en fonction du domaine d'application (aérospatial, génie civil, construction navale, construction offshore), il faut maintenir toutes les restrictions, même si, pour les applications qui concerneront l'utilisateur certaines seront d'ordre 2.

Notons aussi que la possibilité de «jouer» sur ces bornes (constantes  $CM$ ) est d'une grande utilité pour mieux comprendre les phénomènes qui régissent la sélection de l'échantillonnage optimum. Cela permet en effet d'effectuer une analyse de la sensibilité de la solution. Il n'est pas rare qu'une légère relaxation d'une restriction entraîne une réduction non négligeable de la fonction objectif et donc d'un gain appréciable pour le concepteur. Une telle analyse est particulièrement utile pour juger de l'opportunité d'effectuer tel ou tel changement structurel. Cette technique sera utilisée pour étudier la sensibilité des solutions obtenues dans les exemples traités à la Partie VI.

## CHAPITRE XI : CHOIX DES RESTRICTIONS ET DE LEURS MODÈLES DE COMPORTEMENT

Il faut distinguer le choix des types de restrictions à émettre, du choix des formulations de ces restrictions (modèles de comportement).

A titre d'exemple, prenons le cas du dimensionnement d'un panneau raidi comprimé. Le problème est le suivant :

- faut-il imposer une condition sur la résistance ultime des panneaux raidis comprimés ?
- si oui :
  - Quel modèle faut-il utiliser pour établir une formulation de cette résistance ultime ?
  - Quelle sécurité faut-il prendre ?
    - méthode déterministe (contrainte admissible),
    - méthode probabiliste ou semi-probabiliste («partial safety factors»),
    - ...

Lorsque cette recherche débuta, nous pensions pouvoir établir une liste type des restrictions et y associer à chacune un modèle de comportement unique suffisamment général pour être utilisé pour un large éventail de structures dans des domaines différents (construction hydraulique, construction navale, construction offshore). Pour tenir compte des spécificités (exemples : niveau de sécurité requis, type de structures), une marge de manoeuvre importante aurait existé en modifiant  $CM$ , les bornes des restrictions ( $C(x) \leq CM$ ).

Une liste type de restrictions est présentée ci-après. Mais en ce qui concerne les modèles de comportement, la disparité dans les approches des divers domaines d'application, et même au sein d'un même domaine en fonction des règles locales (BV [BV97], GL [GL92], Lloyd's Register [LR92],...), ainsi que la diversité des modèles de comportement, ne permettent pas aujourd'hui de prétendre pouvoir effectuer une sélection «universelle».

Face à cette difficulté, une sélection de modèles de comportement, que nous voulons personnelle et adaptée à nos besoins, a été établie. Ces choix seront explicités ci-après : ils reposent sur des affinités personnelles, aux opportunités résultant de collaborations internationales et à la nécessité d'assurer une cohérence et une complémentarité entre les modèles.

### XI.1. DEFINITION DES CATEGORIES DE RESTRICTIONS.

La liste des restrictions proposées est intimement liée aux types de structures qui sont visés par cette étude. Rappelons qu'il s'agit principalement de structures métalliques, prismatiques (en caissons), raidies (orthotropes) liées à la construction hydraulique et à la construction navale.

Ces structures sont composées de panneaux, cylindriques ou plans. Les panneaux sont reliés les uns aux autres suivant des génératrices communes (arêtes de la structure prismatique). Les panneaux sont raidis longitudinalement et transversalement (Figures IV.3 et IV.4).

- Longitudinalement :
  - \* par des raidisseurs (lisses),  
et/ou
  - \* par des traverses, éléments ponctuels de forte rigidité (carlingue, hiloire, serre).
- Transversalement :
  - \* par des cloisons transversales (dites cloisons étanches), (Figure IV.3(a)).  
et/ou
  - \* par des cadres transversaux, dits renforcés ou principaux, de fortes dimensions (porque, varangue), (Figure IV.3(b)).  
et/ou
  - \* par un raidissage transversal dit secondaire (raidissage local), (Figure IV.3(c)).

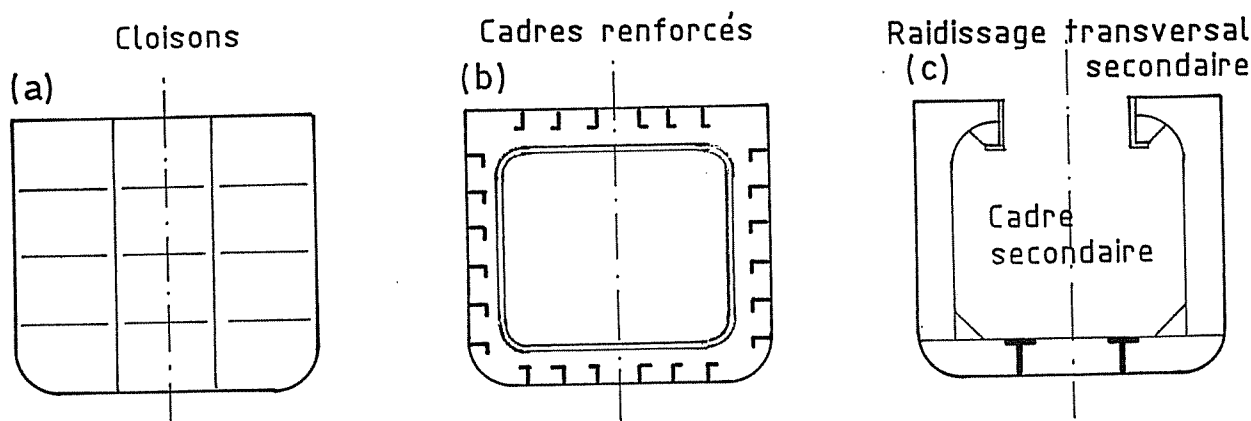


Figure IV.3 : Types de raidissage transversal.

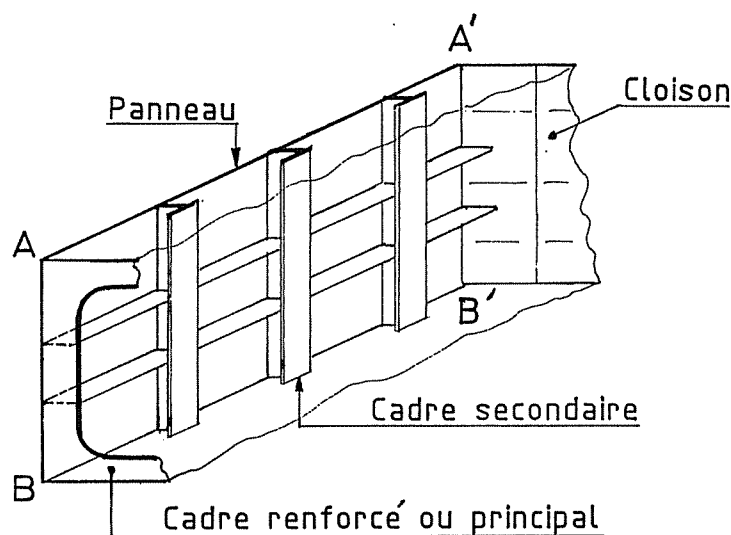


Figure IV.4 : Un panneau raidi.

En allant du «particulier» au «général» (Figure IV.4), on différencie trois types de restrictions :

- Les restrictions liées aux panneaux raidis (Figure IV.4).  
Les panneaux sont limités par leurs arêtes latérales (jonctions avec d'autres panneaux, AA'' et BB'') et par des cloisons étanches ou par des cadres transversaux. Ces panneaux ainsi définis sont des plaques ou des coques orthotropes appuyées sur leurs quatre bords, chargés latéralement (flexion) et soumis, à leurs extrémités, à des efforts de compression/traction et de cisaillement (efforts membranaires).

Les phénomènes d'instabilité globale des panneaux (incluant les cadres transversaux secondaires) sont aussi à envisager.

Les appuis des panneaux et, en particulier ceux correspondant aux cadres renforcés, sont supposés indéformables. Cela signifie que ceux-ci ne peuvent se déformer significativement qu'après la ruine du panneau.

- Les restrictions liées aux cadres transversaux (Figures IV.3 et IV.4)  
Ces cadres reprennent les charges latérales (pression, poids propre...) et sont donc dans un état combinant une flexion et une compression importantes. La rigidité de ces cadres doit être assurée afin de respecter les hypothèses relatives aux appuis des panneaux (conditions d'indéformabilité).

- Les restrictions d'ensemble.

La résistance ultime de la structure d'ensemble ou d'un tronçon compris entre deux cadres rigides (ou cloisons) doit aussi être envisagée au même titre que la flexion d'ensemble de la poutre navire (plastification).

Nous détaillerons ci-après ces 3 catégories de restrictions :

- les restrictions relatives aux panneaux,
- les restrictions relatives aux cadres,
- les restrictions relatives à la structure d'ensemble.

Mais, avant d'énumérer ces restrictions, il est utile de préciser les états limites ultimes qui seront traités.

Pour chaque catégorie, on distingue les restrictions :

- de bornes ( $XI_{min}$  et  $XI_{max}$ ),
- celles liées à des états limites de service,
- celles liées à des états limites ultimes.

Un état limite de service correspond à une situation où la structure ne peut plus assurer le service pour laquelle elle a été conçue (exemple : déformation excessive).

Un état limite ultime correspond à un état de ruine.

Il est important de différencier les états limites de service des états limites ultimes car les sécurités associées à ces deux états limites sont généralement différentes. Selon la philosophie du dimensionnement de la classification ou des règles à respecter [API87, DnV92], on peut être amené à se fonder sur l'un ou l'autre de ces états limites. Dans d'autres cas, les deux états limites peuvent cohabiter [MA80, 85, 90b et 92].

## XI.2. ÉTATS LIMITES ULTIMES

Lorsqu'on parle d'une structure soumise à une flexion d'ensemble, l'état de ruine ou l'état limite ultime est symbolisé par le point C de la courbe moment-courbure ( $M-\phi$ ) de la figure IV.5. L'état ultime de ruine est atteint lorsque la structure ne peut plus supporter un accroissement complémentaire du moment sans «s'écrouler» totalement (point D).

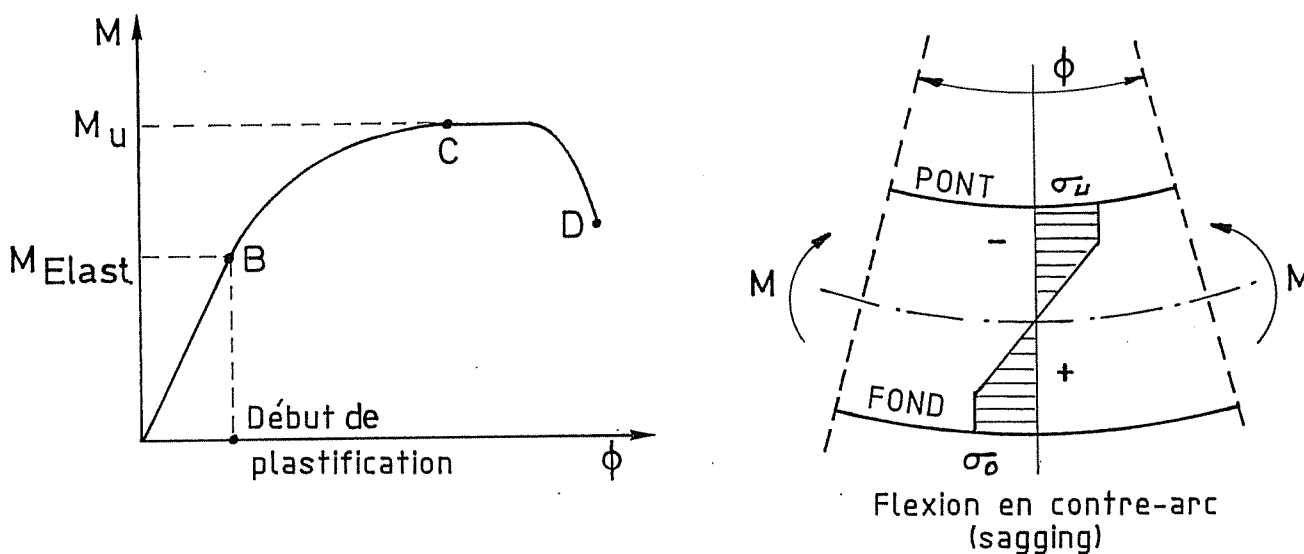


Figure IV.5 : Courbe  $M-\phi$ .

moment  
courbure

$M_u$  est donc le Moment Ultime de la structure d'ensemble. Sa détermination est présentée en détails ci-après au § XIV.3, Partie IV. Signalons toutefois déjà que son évaluation dépend étroitement de la résistance ultime des panneaux constitutifs de la structure et plus particulièrement de la résistance ultime en compression de ces panneaux. La figure IV.5 montre qu'en «sagging» (flexion en contre-arc), le pont est comprimé ( $\sigma_u$ ) et atteint l'état ultime lorsque  $\sigma_{\text{Pont}} = \sigma_u$  (compression). Par contre, le fond tendu n'atteint son état ultime que lorsqu'il est complètement plastifié  $\sigma_{\text{Fond}} = \sigma_o$  (limite élastique).

En conclusion, pour déterminer  $M_u$ , moment ultime d'ensemble, il faut connaître préalablement la résistance ultime en compression ( $\sigma_u$ ) de chaque panneau et si possible la relation contrainte - déformation ( $\sigma$ - $\epsilon$ ). Cette détermination est abordée au § XII.7, Partie IV.

La figure IV.6 présente les différents niveaux d'une structure : structure globale ou structure d'ensemble (niveau 1), les panneaux orthotropes (niveau 2) et le panneau intercostal et la poutre-colonne (niveau 3 et 3bis) .

Deux alternatives existent pour l'étude de la résistance ultime ( $\sigma_u$ ) d'un panneau comprimé et fléchi (niveau 2).

- 1) Soit on traite le panneau dans son ensemble (panneau AA'BB', Figure IV.4), et de ce fait la résistance ultime du panneau correspond à la plus petite résistance associée aux différents modes de rupture ultime.

Ces modes sont :

**Mode a :** Voilement d'ensemble du panneau (bordé, longitudinaux et transversaux), (Figure IV.6, niveau 2).

**Mode b :** Ruine des panneaux intercostaux (entre deux cadres) par excès de compression. Ce cas se ramène à traiter le cas de la poutre-colonne comprimée-fléchie (panneau AA'BB', Figure IV.4 et Figure IV.6, niveau 3).

**Mode c :** Instabilité des raidisseurs.

**Mode d :** Plastification complète (rare en compression).

- 2) Soit on impose aux cadres une rigidité minimale pour que la ruine des panneaux intercostaux (mode b) apparaisse toujours avant le voilement d'ensemble (mode a). Il s'agit d'une restriction aisée à modéliser qui évite le calcul complexe du voilement d'ensemble (mode a).

Dans ce cas, il reste comme modes de ruine à vérifier :

**Mode b :** Ruine des panneaux intercostaux (panneau AA'BB', Figure IV.4).

**Mode c :** Instabilité des raidisseurs.

**Mode d :** Plastification.

A condition de vérifier que la **rigidité des cadres soit suffisante**.

Des outils (modèles de comportement), pour utiliser les deux alternatives, sont proposés au § XII.2 et XII.7, Partie IV.

Vu l'importance de certains modes de ruine, des modèles ont été prioritairement développés à cette fin. Il s'agit en particulier de la résistance des panneaux intercostaux et de plusieurs modèles de comportement de la poutre-colonne (flexion composée) : Paik [PA94a, 95b, 96a et c], Hughes [HU88], Imperial College [BO92, 93, DA89, DO92a et b], ...

Bien sûr, depuis plus de trente ans, beaucoup d'études traitent du sujet et de nombreux modèles ont été développés. Il n'est pas possible de les détailler tous ici [MA73, MA80, ...]

États Limites Ultimes

L'organigramme suivant reprend les relations entre les différents états limites considérés.

Niveau 1 :

Moment de flexion ultime de la structure d'ensemble :  $M_u$  (chapitre XIV)

↳ Niveau 2 :

Résistance ultime en compression des panneaux orthotropes ( $\sigma_u$ ).

$$\sigma_u = \min [\sigma_u (\text{mode } i), i=1,4]$$

↳ Niveau 3 :

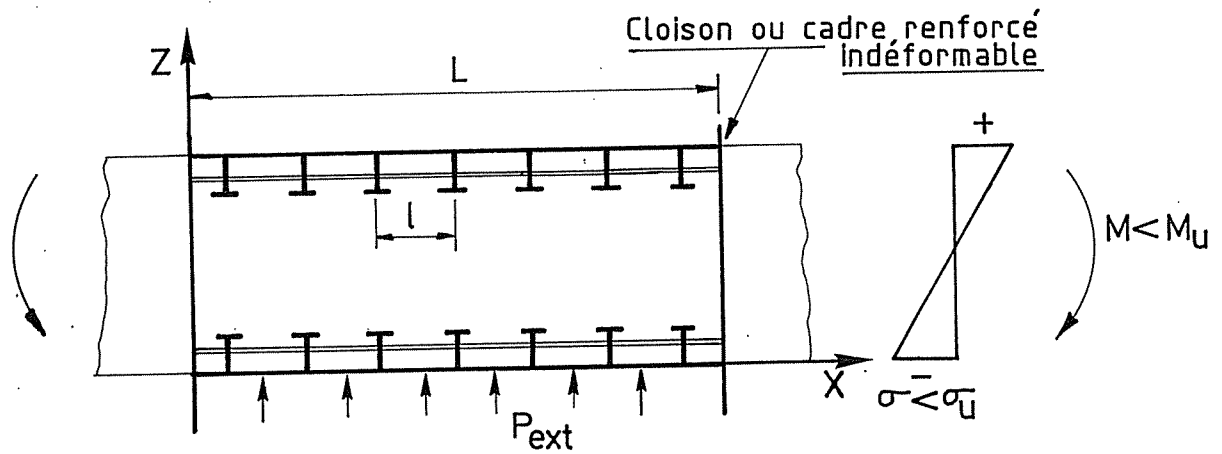
**Mode a** : Voilement d'ensemble (§ XIII.2).

**Mode b** :  $P_{ult}$  panneaux intercostaux (§ XII.7) : Modèle de la poutre-colonne.  
Rupture induite par :- compression du bordé (voilement),  
- compression du raidisseur (plastification).

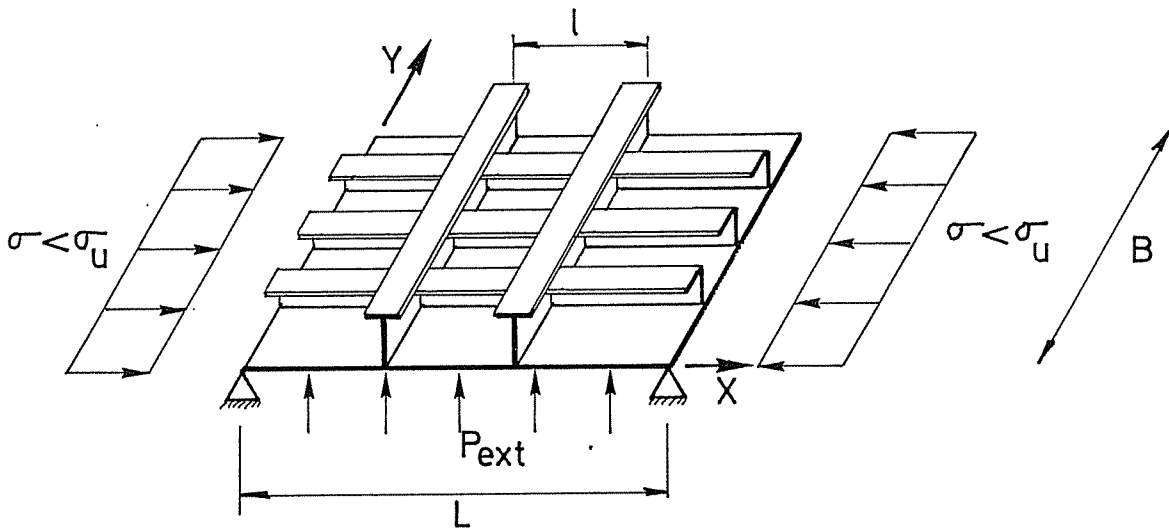
**Mode c** : Instabilité des raidisseurs (§ XII.8).

**Mode d** : Plastification (§ XII.2).

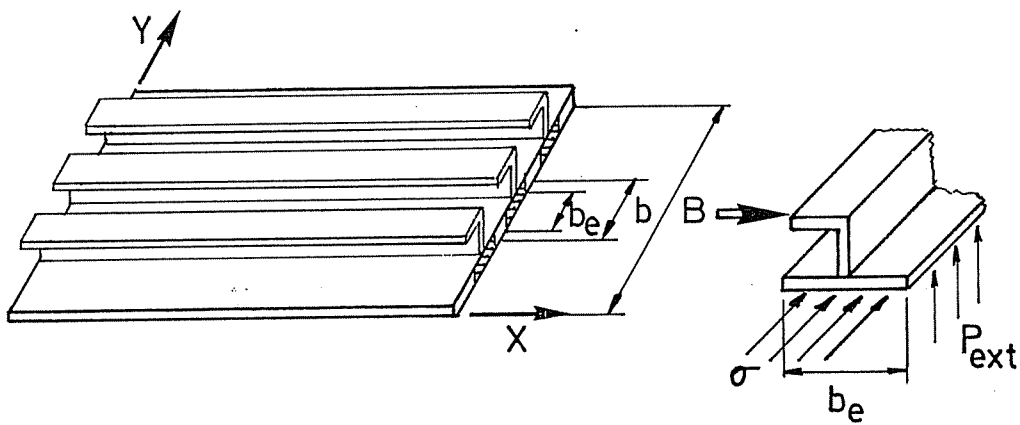
✓ Notons que dans le Mode b intervient la ruine par voilement du bordé non raidi (maille élémentaire). Cet état limite n'est pas un état de ~~ruine~~ <sup>ultime</sup> mais plutôt un état limite de service (§ XII.4.).



Niveau 1 : La structure d'ensemble (tronçon de bateau entre cloisons)



Niveau 2 : Le panneau dans son ensemble (panneau orthotrope)



Niveau 3 :  
Le panneau intercostal :  
sous-panneau entre 2 cadres  
ou 2 renforts transversaux

Niveau 3bis :  
La poutre-colonne :  
simplification du panneau intercostal

Figure IV.6 : Décomposition de la structure.

### **XI.3. LISTE DES RESTRICTIONS**

Les restrictions sont classées de la façon suivante :

#### **1. Restrictions relatives aux panneaux raidis (§ XII)**

##### États limites de service

- 1.1. Bornes dimensionnelles : épaisseur du bordé, dimensions des longitudinaux et des transversaux (âme, semelle, entredistance), (§ XII.1).
- 1.2. Contrainte maximale admissible pour se protéger de la plastification, (§ XII.2).
- 1.3. Déformation du panneau (flèche locale), (§ XII.3).
- 1.4. Voilement des plaques (non raidies) situées entre deux raidisseurs et deux transversaux (cadres/cloisons), (§ XII.2.6 et § XII.4).
- 1.5. Instabilité de la semelle et de l'âme des longitudinaux (raidisseurs et traverses), (§ XII.5).

##### États limites ultimes

- 1.6. Instabilité d'ensemble des panneaux (grillages orthotropes), (§ XII.6).
- 1.7. Résistance ultime des panneaux intercostaux raidis longitudinalement, (§ XII.7).
- 1.8. Flambement par flexion et torsion des raidisseurs (tripping), (§ XII.8).

#### **2. Restrictions sur les cadres (§ XIII)**

##### États limites de service

- 2.1. Bornes dimensionnelles (§ XIII.1).
- 2.2. Rigidité minimale pour garantir des appuis rigides aux panneaux intercostaux (entre deux cadres) (cf. la méthode de Johnson), (§ XIII.2).
- 2.3. État de contraintes sous les charges combinées (M, N, T), (§ XIII.3).
  - Analyse élastique;
  - Analyse élasto-plastique.

##### États limites ultimes

- 2.4. Instabilités transversales des cadres, (§ XIII.4).
  - Ame;
  - Semelle;
  - Instabilité du profilé.

N.B. : Ces états limites sont assimilés à des états limites ultimes car si l'un d'eux apparaît, les conditions relatives aux appuis des panneaux ne sont plus vérifiées et la ruine de ces panneaux peut être entraînée.

#### **3. Restrictions d'ensemble (§ XIV)**

##### États limites de service (§ XIV.1 et XIV.2) :

- 3.1. Contraintes admissibles (voir aussi la restriction n° 1.2. relative aux panneaux).
- 3.2. Déformations d'ensemble de la structure et déformations relatives entre deux points de la structure (voir aussi restriction n°1.3 relative aux panneaux).

##### États limites ultimes

- 3.3. Résistance ultime d'ensemble (de la poutre navire) entre deux cloisons ou cadres renforcés (§ XIV.3).

NB : La ruine des cadres est supposée n'apparaître qu'après la ruine des panneaux compris entre ces cadres. Il suffit donc de vérifier la résistance ultime d'ensemble entre deux cadres pour se prémunir contre une ruine d'ensemble plus générale incluant un, deux ou plusieurs cadres.



#### XI.4. COMPARAISON AVEC LA CLASSIFICATION DU «SHIP STRUCTURE COMMITTEE»

A titre comparatif, il est intéressant de mentionner la liste des états limites retenue par le «Ship Structure Committee (SSC n° 375 de 1994) [HU94b]» qui est reprise au Tableau IV.1. Pour chaque mode de ruine retenu, la troisième colonne du tableau fait référence à une approche rationnelle de calcul proposée par Hughes pour imposer des restrictions relatives à cet état limite (ultime ou de service). En correspondance des propositions faites dans le SSD (Ship Structural Design, [HU88]), sont indiqués les types de restrictions qui correspondent à notre classification.

Failure Modes of Principal Members	Failure Category	Computational Algorithm Source (SSD denotes Ship Structural Design) [HU88]	References of the present classification (LBR-5)
<b>HULL GIRDER</b> : Ult. Strength	Collapse	SSD Sec. 17-1	3.3
<b>PANEL</b> Collapse Stiffener Flexure Combined Buckling Membrane Yield Stiffener Buckling Stiffener Unserviceability (Initial Yield) Tension, Flange Tension, Plate Compression, Flange Compression, Plate Plate Unserviceability Yield, plate bending Local buckling Allowable Permanent Set	(with longitudinal members) Collapse Collapse Collapse Collapse Yield Yield Yield Yield Yield Yield Unserv. Yield	SSD Sec. 14.2 SSD Sec. 13.2 - 13.4 SSD Sec. 12.5 SSD Sec. 13.1 & 15.5 Beam Theory & SSD Sec. 8.6 " " " SSD Sec. 9.1 & 9.2 SSD Sec. 12.6 SSD Sec. 9.3 - 9.5	1.7 1.7 1.2 + 3.1 1.5 + 1.8 1.2 " " " 1.2 + 3.1 1.4 1.3 (a) + 3.2
<b>BEAM</b> Collapse Tripping Flexural-Torsional Buckling Plastic Hinge Unserviceability (Initial Yield) Bending Web shear	(transverse members & frames) Collapse Collapse Collapse Yield Yield	SSD Sec. 13.1 SSD Sec. 15.4 & 15.5 SSD Sec. 16.1 & 16.2 Beam Theory " "	2.4 2.4 2.3 (b) 2.3 2.3
<b>GRILLAGE</b> Collapse Overall Buckling Plastic Hinge	Collapse Collapse	SSD Sec. 10.2 & 13.5,6 SSD Sec. 16.1 - 16.4	1.6 + 2.2 3.1 (b)

(a) Une restriction relative à la déformée élastique est proposée.

(b) L'état limite proposé est relatif à la naissance de la plastification et pas à la ruine.

Tableau IV.1 : Identification des modes de rupture des principaux composants de la structure [HU94b]

Bien que différentes à plusieurs niveaux (principes et méthodes), les deux classifications se recourent parfaitement et excluent toute rupture associée à un état limite non envisagé.

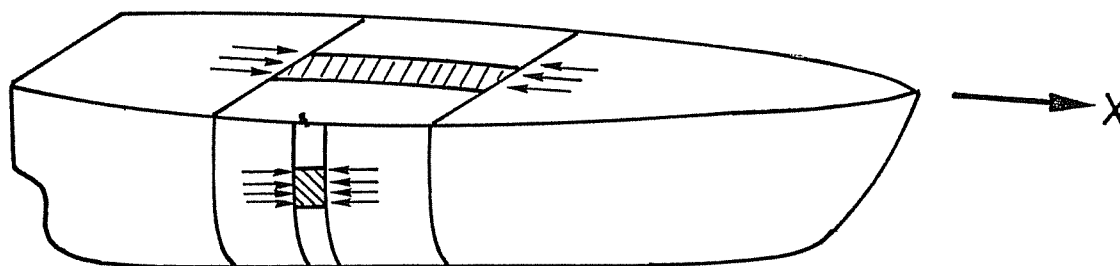
## **CHAPITRE XII : DESCRIPTION DES MODELES DE COMPORTEMENT RETENUS POUR LES RESTRICTIONS DES PANNEAUX**

La résistance et la rigidité de la coque et des ponts principaux des bateaux dépendent essentiellement du comportement des panneaux individuels (maille élémentaire). De tels panneaux représentent classiquement 65 à 85% de la coque du bateau. Chaque panneau est limité par deux lisses (raidisseurs) faiblement espacées et deux renforts transversaux plus largement écartés. Le rapport longueur/largeur ( $a/b$ ) est habituellement compris entre 1,5 et 6. La composante dominante, induite par la flexion d'ensemble de la poutre navire, est une force membranaire axiale ( $\sigma_x$ ) agissant dans la direction du grand côté (Figure IV.7).

Dans les parties avant et arrière des bateaux, où la flexion d'ensemble est moins forte mais où les sollicitations locales (slamming, ...) sont plus importantes, et dans les bordés de murailles où le raidissage longitudinal est parfois remplacé par un raidissage transversal unique, les contraintes longitudinales générées par la flexion d'ensemble peuvent agir dans la direction du petit côté des mailles élémentaires (Figure IV.7).

La simultanéité de la flexion d'ensemble et de l'action de la pression de l'eau induisant une flexion des cadres imposent aux ponts, fonds, murailles et cloisons des états de contraintes bi-axiaux auxquels s'ajoutent la composante tangentielle et l'effet local de la pression latérale.

Lorsqu'on s'intéresse à la résistance ultime d'une structure et plus particulièrement à la relation entre le moment et la déformation ( $M-\phi$ ), il est essentiel, en plus de la résistance ultime des plaques ( $\sigma_u$ ), de définir la relation contrainte-déformation ( $\sigma-\epsilon$ ) de chaque panneau, pour toute la plage traction et compression. Pour ce faire, il faut évaluer la perte de rigidité du bordé (largeur effective) causée par les déformations initiales (pré-collaps) et l'allure de la courbe de déchargement (post-collaps).



**Figure IV.7 :** Etat de contraintes et modes de raidissage

Signalons aussi la présence possible d'une torsion d'ensemble de la poutre navire engendrée par l'action de houles obliques. Bien qu'il s'agisse d'un cas de sollicitation dangereux pour les bateaux ayant une section de pont réduite (exemple : porte-conteneurs), ce cas de charge n'a pas été étudié ici. Il devra l'être dans un stade ultérieur. Néanmoins, le principe de base de sa prise en compte a déjà été présenté par Ph. Rigo [RI89a]

La vibration est un état limite qui n'est pas encore, à ce stade, intégré dans les modèles de comportement du modèle LBR-5. Les problèmes de vibration sont de la première importance pour les bateaux militaires et, par exemple, pour les paquebots car il s'agit de bateaux dont la structure est particulièrement légère.

Par contre, pour les bateaux commerciaux, plus classiques, les problèmes de vibration ne sont pas dimensionnants au stade de l'avant-projet. Ils ne peuvent toutefois pas être négligés et doivent être pris en compte lors des vérifications finales.

## XII.1 DIMENSIONS DU BORDE, DES LONGITUDINAUX ET DES TRANSVERSAUX

Les restrictions regroupent deux types de limitations définies précédemment :

- les bornes technologiques :  $XI_{\min} \leq XI \leq XI_{\max}$
- les restrictions géométriques qui se traduisent généralement par une relation linéaire entre deux ou trois variables de conception, XI.

### XII.1.1 Les bornes

Le tableau IV.2.a présente un ensemble de bornes cohérentes pour les 9 variables de conception (XI) du panneau raidi de référence.

Il est clair, qu'en pratique, les valeurs minimales semblent stratégiquement plus importantes car elles sont plus souvent atteintes (bornes actives) que les valeurs maximales. Les valeurs minimales ne varient pas beaucoup en fonction de la taille de la structure. Il n'en est pas de même pour les valeurs maximales. Entre une péniche et un pétrolier, les dimensions maximales sont évidemment différentes.

Variables (voir croquis)	Minimum (mm)	Maximum (mm)
Épaisseur du bordé : $\delta$	3	40
<u>Raidisseurs:</u>		
Ame : h (hauteur)	30	300
d (épaisseur)	3	40
Semelle : w (largeur)	30	250
t (épaisseur)	3	40
Entredistance $\Delta_x$	250	1500
<u>Transversaux:</u>		
Ame : h (hauteur)	30	600
d (épaisseur)	3	40
Semelle : w (largeur)	30	450
t (épaisseur)	3	40
Entredistance $\Delta_o$	250	4000

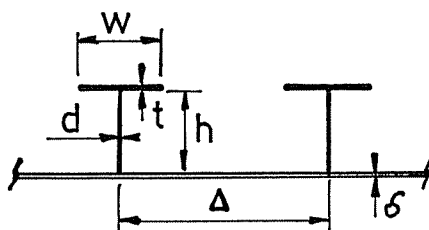


Tableau IV.2.a : Exemples de bornes

Les valeurs présentées dans le tableau IV.2.a sont donc valables pour une gamme bien spécifique de structures. Il s'agit ici de barges.

En pratique, c'est à l'utilisateur de les sélectionner (voir description des données du logiciel LBR-5, § VII.4).

Notons aussi l'importance de la corrosion au niveau des valeurs minimales. Anciennement, les épaisseurs minimales prévues dans de nombreux règlements incluaient les sur-épaisseurs requises pour la corrosion (exemple : 0,2 mm/an). La tendance actuelle est d'effectuer un échantillonnage net. Ce n'est, que par après, que le concepteur ajoute la sur-épaisseur requise pour la corrosion :

il a de cette façon le choix entre une grosse sur-épaisseur synonyme d'accroissement du coût de construction, de réduction de la charge utile (pour les bateaux) et de travaux de réparation moins nombreux, et la situation inverse avec des sur-épaisseurs réduites.

### XII.1.2 Les restrictions géométriques

Bien que d'origines différentes, les restrictions géométriques ont généralement la même forme, c'est-à-dire que la relation entre les variables de conception a la même forme, mais les bornes ont des valeurs différentes.

Par exemple, la relation entre l'épaisseur  $t$  et la largeur  $w$  de la semelle d'une cornière a souvent la forme :

$$a \leq w/t \leq b$$

Par contre, les coefficients  $a$  et  $b$  n'ont pas toujours les mêmes valeurs.

Exemple (acier AE 235):

$a = 8$ et $b = 16$	pour le Lloyd Register de 1986 (Navigation intérieure) [LR86],
$a = -$ $b = 15$	pour le Bureau Veritas de 1996 (Navire en Acier > 65m) [BV96a],
$a = -$ $b = 13,5$	pour le règlement BS5400 (UK, Bridge Code) [BS82].

Pour des raisons pratiques, nous avons structuré les restrictions géométriques par groupes. Chaque groupe contient un nombre de restrictions géométriques cohérentes entre elles. Elles correspondent en général aux impositions d'un règlement, d'un code ou d'une société de classification.

En pratique, l'utilisateur doit uniquement définir le numéro du groupe pour associer automatiquement au processus d'optimisation toutes les restrictions incluses dans ce groupe. Pour des analyses plus spécifiques, il est toujours possible de sélectionner les restrictions une par une, même si elles sont répertoriées dans des groupes différents. Cette technique est par exemple utile pour une étude de sensibilité (impact de chaque restriction active sur l'optimum).

Nous avons donc sélectionné plusieurs groupes de restrictions. A titre d'exemple, voici l'ensemble de restrictions proposées par Rahman qui a été adopté et complété à des fins comparatives [RA91a, 92a et b et 95a]. Il est en effet souhaitable de comparer les optimums obtenus par différents auteurs sur base d'un même groupe de restrictions géométriques. Ces restrictions sont fondées sur le règlement du Lloyd's Register (Navigation Intérieur, 1986 [LR86]), des travaux de Nelson [NE57] et de quelques règles de bonne pratique.

Le Groupe de Restrictions dit de Rahman est le suivant :

- Relation âme / semelle

$$1,0 \leq h/w \leq 2,0$$

$$c\text{-à-d } w - h \leq 0 \quad (\text{restrictions C 101 \& C 201})$$

$$h - 2w \leq 0 \quad (\text{restrictions C 102 \& C 202})$$

Pour les transversaux, il s'agit des restrictions C 101 et C 102 et pour les raidisseurs des restrictions C 201 et C 202

Ces restrictions imposent une variation proportionnelle de la hauteur de l'âme et de la largeur des semelles.

- Élancement des âmes

- longitudinaux :  $h - 40d \leq 0$  (restriction C 203)

- transversaux :  $h + 1,105 - 170d \leq 0$  (restriction C 103)  
avec  $h$  et  $d$  en mètre.

- Compatibilité âme/bordé (cohérence et soudabilité)

$$\delta - 2 d \leq 0$$

Soit les restrictions C 104 et C 204 pour, respectivement, les transversaux et les longitudinaux. Ces restrictions imposent une variation proportionnelle entre l'épaisseur du bordé et l'épaisseur de l'âme. Elles évitent de souder une tôle épaisse avec une autre trop fine.

- Rigidité relative âme/bordé (cohérence)

$$3 \delta - h \leq 0$$

Soit les restrictions C 105 et C 205 pour, respectivement, les transversaux et les longitudinaux. Ces restrictions évitent une dérive du processus d'optimisation; elles garantissent une rigidité relative minimale aux longitudinaux et aux transversaux vis-à-vis du bordé afin d'assurer une contribution suffisante du raidissage à la résistance au voilement (indéformabilité des appuis).

- Élancement des semelles :

$$8 \leq w/t \leq 16$$

c'est-à-dire :

$$w - 16.t \leq 0 \quad (\text{restrictions C 106 \& C 206})$$

$$8.t - w \leq 0 \quad (\text{restrictions C 107 \& C 207})$$

Rahman considère  $w$  comme étant la largeur de la semelle libre quelque soit le profilé (cornière ou profil en T). Cela ne nous semble pas judicieux et il est préférable de considérer (comme le Bureau Veritas) :

$$\text{- pour les T : } w - 32.t \leq 0$$

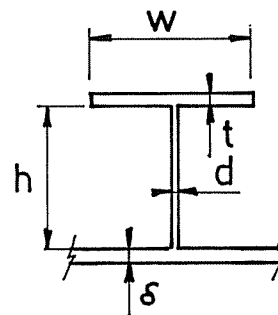
$$\text{- pour les L : } w - 16.t \leq 0$$

De plus, notons que les restrictions C107 et C207 semblent très restrictives et à certains égards aussi peu judicieuses. En effet, elles interdisent les profils à bulbe, très utilisés en construction navale.

- Cohérence du profilé (soudabilité)

Pour maintenir une cohérence au sein des renforts et permettre une soudure aisée, on impose:

$$t - 2.d \leq 0 \quad (\text{restrictions C 108 \& C 208})$$



Notons que les restrictions (C106, C107 et C108) permettent d'ajuster après chaque itération les dimensions des semelles ( $t$  et  $w$ ) sans pour autant modifier la section ( $=t.w$ ). Pour rappel,  $t$ , l'épaisseur des semelles n'est pas une variable de conception; il n'est par conséquent pas possible d'inclure directement ces restrictions au sein du logiciel LBR-5.

Notons que les restrictions C 104, C 105, C 204 et C 205, ne font pas partie du groupe de restrictions prévues par Rahman [RA92a]. Elles ont été ajoutées afin de palier à l'absence de limitations liant l'épaisseur du bordé aux dimensions des nervures (long. et transv.).

En résumé, les restrictions émises peuvent s'écrire sous la forme :

$a_1 \leq h/w \leq a_2$	restrictions	C 101, C 102 et C 201, C 202
$h + a_3 - a_4 \cdot d \leq 0$	restriction	C 103
$\delta/d \leq a_5$	restrictions	C 104 et C 204
$h/d \geq a_6$	restriction	C 203
$a_7 \leq w/t \leq a_8$	restrictions	C 106, C 107 et C 206, C 207
$t/d \leq a_9$	restrictions	C 108 et C 208

Avec  $a_1, \dots, a_9$ , neuf constantes pouvant être ajustées en fonction des impositions, des codes et des règlements.

A titre d'information notons que dans la thèse de Th. Van Frachem [VA85], on y propose les restrictions alternatives suivantes :

- Épaisseur minimale des semelles :  $1,5 d - t \leq 0$  (en complément à C 108 et 208)
- Épaisseur minimale de l'âme :  $\delta - 2,5 d \leq 0$  (au lieu de C104 et 204)

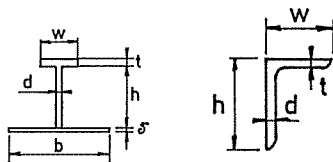
#### Les Restrictions géométriques de Hughes:

Hughes, Mistree et Zanic [HU80] proposent un autre groupe de restrictions géométriques qui a également le mérite d'être cohérent et relativement complet. Les bases physiques de ces restrictions ne sont toutefois pas explicitées.

Ces restrictions concernent un panneau raidi composé de trois niveaux de raidissage qui, du plus petit au plus grand, sont respectivement:

- Les raidisseurs longitudinaux (lisses) devant respecter :

<u>Restrictions</u>	<u>Codes</u>	<u>Remarques et commentaires</u>
• $0,625 w \leq h \leq 2,5 w$ (pour les profils en T)	C 209 et 210	A comparer aux restrictions C 201 et 202,
• $1,25 w \leq h \leq 5 w$ (pour les cornières)	C 215 et 216	A comparer aux restrictions C 201 et 202 de Rahman : $w \leq h \leq 2 w$ ,
• $d \leq 2 \delta$	C 212	Complémentaire à C 204: $\delta \leq 2 d$
• $h \leq 36d$	C 211	A comparer à la restriction C 203 de Rahman : $h \leq 40 d$
• $t/2 \leq d \leq 2t$	-	Comprend la restriction C 208 de Rahman.



Notons qu'il semble manquer dans ce groupe une restriction relative à l'éclatement des semelles (ex : C 206 et C 207 de Rahman).

- Les renforts transversaux (varangues, cadres, aiguilles,...) devant respecter :

<u>Restrictions</u>	<u>Codes</u>	<u>Remarques et commentaires</u>
• $0,625 w \leq h \leq 2,5 w$ (pour les profils en T)	C 109 et 110	A comparer avec C 101 et C 102 de Rahman
• $h \leq 120 d$	C 111	A comparer avec C 103 de Rahman
• $d \leq 2 \delta$	C 112	Complémentaire à C 104
• $t/2 \leq d \leq 2t$	-	Comprend la restriction C 108 de Rahman.

- Les renforts longitudinaux de forte inertie (carlingues, traverses,...) qui doivent respecter les mêmes impératifs que les renforts transversaux, c'est-à-dire:

<u>Restrictions</u>	<u>Codes</u>
• $0,625 w \leq h \leq 2,5 w$	C 209 et 210
• $h \leq 120 d$	C 213
• $d \leq 2 \delta$	C 212
• $t/2 \leq d \leq 2t$	-

De plus, Hughes propose des restrictions «croisées» entre, respectivement, raidisseurs longitudinaux et renforts transversaux ou entre renforts longitudinaux et transversaux. Ces restrictions complémentaires sont :

• $h_{\text{raid./lisses}} \leq h_{\text{cadres}} \leq h_{\text{traverses/carlingues}}$	C 301 et 304
• $0,25.d_{\text{traverses/carlingues}} \leq d_{\text{cadres}} \leq 4.d_{\text{traverses/carlingues}}$	C 302 et 303

Un récapitulatif des restrictions de Rahman et de Hughes ainsi que de quelques restrictions complémentaires retenues sont présentés au tableau IV.2.b.

#### Remarques:

Chaque règlement définit un groupe de restrictions géométriques cohérentes entre elles. Ces restrictions sont établies pour un niveau de sécurité choisi par les auteurs du règlement et adapté à un type de structures.

Prises séparément, certaines restrictions géométriques peuvent paraître moins contraignantes que celles d'autres règlements. Mais associées avec les restrictions du règlement avec lesquelles elles sont liées, par exemple avec des restrictions sur les élancements ( $\beta$  et  $\lambda$ ) ou sur la largeur collaborante, elles peuvent conduire à une imposition plus sévère (bien que non apparente).

En conséquence, nous recommandons l'usage de groupes de restrictions de même origine et déconseillons de les mélanger au risque de perdre toute cohérence.


<b>Restrictions utilisées par le module LBR-5 (applicables à des profils en T)</b>		
	<b>Rahman</b>	<b>Hughes</b>
Renforts <u>de Type A</u>  (Rigidité relative faible)	$w \leq h \leq 2 w$ $h \leq 40d$ - $0,5t \leq d \leq -$ $8t \leq w \leq 32t$	$0,625 w \leq h \leq 2,5w$ $h \leq 36d$ $d \leq 2 \delta$ $0,5t \leq d \leq 2t$ -
<u>Ex</u> : Les lisses ou les raidisseurs	<u>Restrictions complémentaires proposées</u> $0,5.\delta \leq d$ et $3.\delta \leq h$	
<u>Restrictions "croisées"</u> entre des renforts orthogonaux A et B   <u>Ex</u> : A : cadres et B : carlingues ou traverses	-  -	$h(A) \leq h(B)$  $0,25d(B) \leq d(A) \leq 4d(B)$
Renforts <u>de Type B</u>  (Rigidité relative importante)	$w \leq h \leq 2 w$ $h \leq 170 (d+0,0065)$ - - - $0,5 t \leq d \leq -$ $8 t \leq w \leq 32 t$	$0,625 w \leq h \leq 2,5w$ $h \leq 120 d$ $d \leq 2 \delta$ $0,5 t \leq d \leq 2 t$ - - -
<u>Ex</u> : Les cadres principaux	<u>Restrictions complémentaires proposées</u> $0,5.\delta \leq d$ et $3.\delta \leq h$	

Tableau IV.2.b : Récapitulatif des restrictions retenues pour le modèle LBR-5.

## XII.2 CONTRAINTES $\sigma \leq \sigma_{adm}$ (critère de plasticité)

La restriction imposée concernant le critère de plasticité est  $\sigma \leq \sigma_{adm}$ . Cela signifie que la contrainte de comparaison en tous points de la structure doit rester inférieure à un niveau fixé.

En principe, vu l'approche analytique utilisée, le module LBR-4 peut fournir les contraintes en tous les points; c'est simplement une question de temps de calcul. En pratique, il n'est cependant pas concevable d'effectuer une vérification et un calcul de sensibilité en chaque point. C'est à l'utilisateur à définir les points où la restriction  $\sigma \leq \sigma_{adm}$  sera imposée.

Écrire que l'on impose une restriction sur les contraintes ( $\sigma \leq \sigma_{adm}$ ) n'a pas une signification mathématique claire. Elle manque de précisions, en effet :

- De quelles contraintes parle-t-on ?
- À quel endroit évalue-t-on ces contraintes ?
- Comment sont calculées ces contraintes ?

Écrire  $\sigma \leq \sigma_{adm}$  est donc plutôt une restriction générique qui en recouvre beaucoup d'autres.

Afin de détailler l'ensemble des restrictions qui seront reprises sous le générique ( $\sigma \leq \sigma_{adm}$ ), il faut préalablement répondre aux 3 questions posées ci-avant.

### XII.2.1 De quelles contraintes parle-t-on ?

La question est de définir quelles contraintes choisir et en quels points les évaluer ( $x, \varphi$ ). Le problème de la méthode d'évaluation des contraintes n'est pas abordé à ce niveau; il sera présenté au § XII.2.3.

Signalons que les restrictions se référeront toujours aux contraintes de comparaison globale (de von Mises) qui prennent en compte :

- la flexion longitudinale d'ensemble (contraintes primaires) (Figure IV.6, niveau 1), la torsion d'ensemble sera ajoutée dans un stade ultérieur,
- la flexion des renforts transversaux ou cadres (contraintes secondaires),
- les contraintes tertiaires ou locales, comprenant:
  - la flexion locale des renforts transversaux entre 2 importants renforts longitudinaux (traverses) (Figure IV.10),
  - la flexion locale des raidisseurs longitudinaux entre 2 cadres (Figure IV.9),
  - la flexion du bordé (non raidi) entre 2 renforts longitudinaux (raidisseurs) et 2 renforts transversaux (cadres) (Figure IV.9).

Des formulations rationnelles d'évaluation de ces états de contraintes ont récemment été présentées dans le rapport SSC-402 du Ship Structure Committee (§ 6 : Stress Analysis [YE97]).

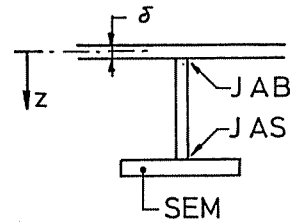
Notons qu'avec LBR-4, la prise en compte directe des contraintes locales n'est pas toujours possible. Afin de remédier à cela, une restriction supplémentaire sur l'épaisseur minimale du bordé est proposée (§ XII.2.5 - Module PLTBEN [HU91]).



Afin d'être le moins restrictif possible, 14 restrictions standardisées relatives aux contraintes (régime élastique) sont proposées. Des restrictions spécifiques seront également définies vis-à-vis des contraintes de voilement et de résistance ultime (ruine).

Contraintes dans le bordé (bordage) des panneaux raidis.

n° 11	Sigma comp. ( $\sigma_x, \sigma_\varphi$ )	bordage ( $z=0$ )	en $x=L/2$ (en $N/m^2$ )
n° 12	Sigma comp. ( $\tau_{x\varphi}$ )	bordage ( $z=0$ )	en $x=0$
n° 13	Sigma comp. ( $\sigma_x, \sigma_\varphi$ )	bordage ( $z=+\delta/2$ )	en $x=L/2$
n° 14	Sigma comp. ( $\sigma_x, \sigma_\varphi$ )	bordage ( $z=-\delta/2$ )	en $x=L/2$



Contraintes dans les renforts transversaux (cadres, aiguilles, porques, barrots, varangues)

n° 21	Sigma comp. ( $\tau_{âme}$ )	aiguille JAS/JAB	en $x=0$ (en $N/m^2$ )
n° 22	Sigma comp. ( $\sigma_\varphi, \tau_{x\varphi}$ )	aiguille JAS	en $x=L/2$
n° 23	idem cond. n°21 car $\tau(JAS) = \tau(JAB)$		
n° 24	Sigma comp. ( $\sigma_\varphi, \tau_{x\varphi}$ )	aiguille JAB	en $x=L/2$
n° 25	Sigma comp. ( $\sigma_\varphi, \tau_{x\varphi}$ )	aiguille semelle	en $x=L/2$

Contraintes dans les raidisseurs longitudinaux équidistants (raidisseurs, lisses)

n° 31	Sigma comp. ( $\tau_{âme}$ )	raidisseur JAS	en $x=0$ (en $N/m^2$ )
n° 32	Sigma comp. ( $\tau_{âme}$ )	raidisseur JAB	en $x=0$
n° 33	Sigma comp. ( $\sigma_x$ )	raidisseur semelle	en $x=L/2$

Contraintes dans les renforts longitudinaux ponctuels (traverses, serres, carlingues, hiloires).

n° 41	Sigma comp. ( $\tau_{âme}$ )	traverse JAS	en $x=0$ (en $N/m^2$ )
n° 42	Sigma comp. ( $\tau_{âme}$ )	traverse JAB	en $x=0$
n° 43	Sigma comp. ( $\sigma_x$ )	traverse semelle	en $x=L/2$

## XII.2.2 Où évaluer ces restrictions ?

Pour chaque panneau, ces 14 restrictions peuvent être émises en n'importe quel point du panneau (Figure IV.8):

$$\begin{aligned} 0 \leq y \leq H & \quad \text{et} \quad 0 \leq x \leq L & \text{pour une plaque,} \\ 0 \leq q\varphi \leq q\varphi_0 & \quad \text{et} \quad 0 \leq x \leq L & \text{pour une coque.} \end{aligned}$$

En pratique, cela signifie que l'on peut imposer en tous points de la section d'appui ( $x=0$ ) ou de la section à mi-portée ( $x=L/2$ ), une limite sur les contraintes suivantes :

Contrainte dans le bordé :

- à mi-épaisseur, à la fibre neutre ( $z=0$ ),
- au niveau des fibres extrêmes ( $z=\pm \delta/2$ )

Contrainte dans les raidisseurs longitudinaux :

- jonction âme-bordé (JAB),
- jonction âme-semelle (JAS),
- semelle (SEM)

Contrainte dans les renforts transversaux :

- jonction âme-bordé (JAB)
- jonction âme-semelle (JAS)
- semelle (SEM)

Contrainte dans les traverses :

- jonction âme-bordé (JAB),
- jonction âme-semelle (JAS),
- semelle (SEM).

En pratique, en fonction du point choisi,  $x=0$  ou  $x=L/2$ , on privilégie l'effort tranchant ( $\tau$ ) ou les contraintes ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_\varphi$ ). Il en est de même transversalement ( $\varphi=0$  ou  $\varphi=\varphi_0/2$ ), où on se place, respectivement, à l'endroit où l'effort tranchant est maximum ou minimum.

Notons que le recours systématique à la contrainte de comparaison évite une multiplication des types de restrictions à établir.

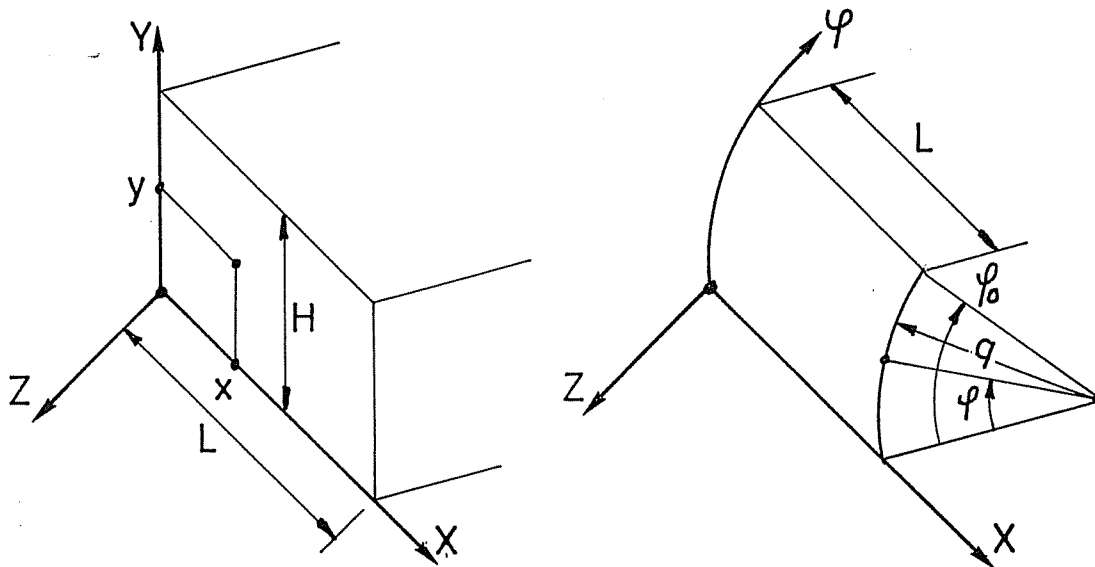


Figure IV.8 : Points de calcul d'un panneau

### XII.2.3 Comment calculer les contraintes $\sigma_c$ de comparaison ?

Un avantage incontestable de la «Méthode des bordages raidis», sur laquelle sont fondés le logiciel LBR-4 et l'outil d'optimisation LBR-5, est la facilité de prendre en compte de multiples «couches» de raidisseurs placés longitudinalement selon  $x$  et/ou transversalement selon  $\varphi$ .

Sur base de cette méthode, on peut aisément étudier une structure dans son ensemble en prenant parfaitement en compte les contraintes primaires et secondaires (Figure IV.21). La prise en compte des contraintes locales est par contre plus délicate. Il est clair qu'avec le logiciel LBR-4 lors de l'analyse d'ensemble d'une structure complexe, il n'est pas toujours possible de prendre directement en compte toutes les contraintes locales. En principe, les contraintes locales sont à calculer séparément (avec le même programme ou par un autre moyen), et à ajouter aux précédentes.

Il en est de même des déformations :

- déformation primaire (flexion d'ensemble),
- déformation secondaire (flexion des cadres dans le plan transversal),
- déformation locale (ou tertiaire):
  - flexion des renforts transversaux entre 2 importants renforts longitudinaux,
  - flexion des renforts longitudinaux entre 2 cadres renforcés (aiguilles),
  - flexion du bordé (non raidi entre 2 longitudinaux et 2 transversaux).

Dans le cadre d'un programme d'optimisation, les restrictions portent directement sur les contraintes globales (incluant aussi les contraintes locales) et non pas sur les différents niveaux de contraintes, pris individuellement.

Comme les structures à étudier sont généralement complexes, les contraintes locales doivent être évaluées séparément. Il s'avère donc nécessaire d'établir une restriction complémentaire qui combine les contraintes primaires et secondaires fournies par le logiciel LBR-4 avec les contraintes locales évaluées séparément.

Les contraintes (déformations) locales sont de plusieurs types; elles n'apparaissent pas toutes simultanément. Leur importance est fonction de la structure, du type de raidissage et des rigidités relatives des composants (raidisseurs, cadres, bordé).

Présentons, à titre d'exemple, les structures des figures IV.9 et IV.10. La figure IV.9 présente la déformée locale des renforts longitudinaux entre 2 cadres renforcés, combinée avec la flexion locale du bordé dans les mailles élémentaires.

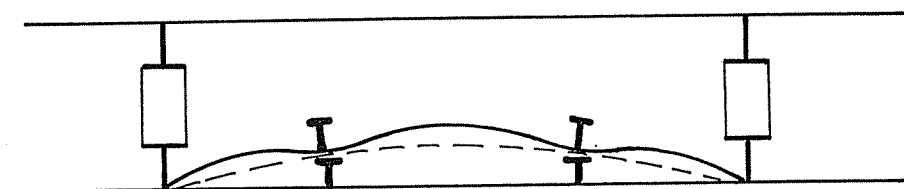
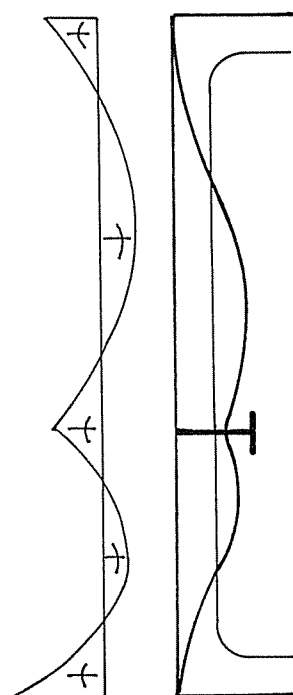


Figure IV.9 : Déformée locale des longitudinaux et du bordé.



Définissons par « maille élémentaire », un élément de plaque (coque) non-raidié limité par 2 renforts longitudinaux et 2 transversaux.

La figure IV.10 présente la déformation locale d'une membrure transversale due à la présence d'une serre.

Figure IV.10 : Système de raidissage transversal.

Examinons à présent comment les 3 types de contraintes locales peuvent être prises en compte.

#### **a. Flexion du bordé dans la maille élémentaire**

S'il s'agit des contraintes (déformations) locales créées par la flexion du bordé dans la « maille élémentaire », son évaluation est faite d'après la méthode de Hughes (§ XII.2.4 - PLTBEN[HU91]). Il s'agit en fait de l'évaluation d'une épaisseur minimale du bordé garantissant la non-plastification.

Cette contrainte supplémentaire s'écrit:

$$\delta_{\min} - \delta \leq 0 \quad \text{[XII.1]}$$

avec  $\delta_{\min}$  = l'épaisseur minimale évaluée selon la méthode de Hughes,  
 $\delta$  = l'épaisseur réelle du bordé.

Cette méthode prend en compte l'état de contrainte membranaire bi-axial existant (contraintes primaires et secondaires).

Une autre alternative serait de calculer cette contrainte locale, avec les formulations de Timoshenko [TI59] ou de Faulkner [FA75b] et de l'additionner aux autres.

### **b. Flexion des cadres entre 2 renforts longitudinaux**

Les contraintes (déformations) locales induites par la flexion des cadres entre 2 renforts longitudinaux ne sont significatives que si ces renforts sont suffisamment espacés et suffisamment rigides pour induire une flexion locale importante des cadres (Figure IV.10). Si c'est le cas, la solution proposée est de modéliser via le logiciel LBR-4 les renforts longitudinaux comme étant des traverses. Cela permet de prendre en compte leur position exacte et leur rigidité individuelle locale. Cette modélisation permet une prise en compte exacte de ce type de contraintes locales.

A ce stade du travail, les dimensions des traverses n'étant pas encore considérées comme des variables de conception, les traverses ne peuvent pas être directement optimisées (alors que les raidisseurs peuvent l'être). Mais comme en principe rien ne s'oppose à la définition de nouvelles variables de conception, les dimensions des traverses pourront être, dans un stade ultérieur, définies comme de nouvelles variables de conception (§ VII.3).

### **c. Flexion des longitudinaux entre 2 cadres ou 2 renforts transversaux**

Il nous faut reconnaître que la flexion des longitudinaux entre 2 cadres ou 2 renforts transversaux pose des problèmes en vue de sa prise en compte directe au niveau d'un calcul d'ensemble (Figure IV.9). L'évaluation peut être effectuée aisément par une analyse séparée avec LBR-4 mais pas au sein de l'analyse d'ensemble.

La négliger est toutefois admissible lorsque les cadres ne sont pas trop espacés ou lorsque la pression latérale n'est pas trop importante.

En pratique, ce n'est donc que localement qu'une sous évaluation est induite aux endroits soumis à des pressions latérales importantes, où lorsque la rigidité flexionnelle longitudinale du panneau est faible. De tels cas sont peu nombreux. Une vérification à posteriori est toutefois nécessaire.

Une technique alternative pour prendre en compte cette flexion locale serait de calculer séparément la flexion du raidisseur soumise à la charge extérieure en prenant en compte une largeur collaborante du bordé. On ajouterait cette contrainte à celle obtenue par le logiciel LBR-4.

Notons que Faulkner [FA75b, RA91a] avait également proposé ce principe en y introduisant, en plus, un facteur d'amplification  $\phi$ . Par rapport à la méthode de Faulkner, la méthode des bordages raidis (LBR-4) présente le grand avantage d'un calcul beaucoup plus précis des composantes principales (Hull Bending) et secondaires (Panel Bending). Seule la composante tertiaire (locale), d'une manière similaire, doit être ajoutée aux 2 modèles.

### XII.2.4 Méthode de Hughes

Hughes a mis au point un algorithme PLTBEN (Plate Bending) qui a été implémenté au sein du Programme MAESTRO destiné à l'optimisation rationnelle des structures [HU80, 88, 91, 92a et 94a, MA98]. Ce logiciel est aujourd'hui commercialisé aux USA et distribué, notamment par le Bureau Veritas (France).

L'objectif poursuivi par Hughes dans PLTBEN est d'évaluer l'épaisseur minimale de la plaque du bordé d'une maille élémentaire soumise à des efforts dans son plan ( $\sigma_x, \sigma_\varphi, \tau$ ) et à une pression latérale (P). Deux alternatives sont proposées : une déformation permanente limite ou un niveau de contrainte élastique maximum.

Compte tenu de notre objectif d'intégrer les contraintes locales aux contraintes globales (primaires et secondaires), on a opté pour la seconde alternative qui cadre mieux avec l'option d'une analyse structurelle en régime élastique.

Le recours aux déformations permanentes aurait posé 2 problèmes. D'abord, l'évaluation proposée par Hughes n'intègre pas les effets membranaires ( $\sigma_x, \sigma_\varphi, \tau$ ) provenant des contraintes globales. Ensuite, son utilisation nécessite la connaissance de la déformée permanente admissible qui est souvent malaisée à définir au stade d'un avant projet ( $w_p \leq 2$  mm ou  $w_p/\beta t \leq 0,5$  ou ...).

En ce concerne le module LBR-5, l'idée est de définir une épaisseur minimale ( $\delta_{\min}$ ) qui garantit que les contraintes en tous points de la maille soient inférieures à un niveau fixé. Le niveau est fixé par l'utilisateur comme étant la contrainte admissible maximale pour la contrainte de comparaison totale.

$$\sigma_c \leq s \sigma$$

avec  $\sigma_c$  = contrainte de von Mises qui inclut  $\sigma_x, \sigma_\varphi, \tau$  résultant de la combinaison des contraintes primaires, secondaires et locales,

$\sigma_0$  = la limite élastique,

s = le coefficient de sécurité =  $\sigma_{\text{adm}} / \sigma_0$  et  $0 < s \leq 1$

La détermination de  $\delta_{\min}$  est obtenue par itération successive en utilisant la méthode de Newton-Raphson. Afin de prendre également en compte le problème du voilement local de la plaque non raidie, un autre module (BUCKLE) évalue d'une façon similaire l'épaisseur minimale ( $\delta_{\min}$ ) requise pour éviter une instabilité au voilement (§ XII.2.6).

La plus importante de ces deux épaisseurs minimales,  $\delta_{\min}(\text{PLTBEN})$  et  $\delta_{\min}(\text{BUCKLE})$ , est retenue pour établir la restriction finale :

$$C(\text{XI}) \equiv \delta_{\min} - \delta \leq 0 \quad [\text{XII.2}]$$

$$\text{avec } \delta_{\min} = \text{Max} [\delta_{\min}(\text{PLTBEN}), \delta_{\min}(\text{BUCKLE})]$$

Cette façon de procéder réduit ainsi le nombre de restrictions qu'il faut considérer au niveau de la recherche de l'optimum. Cela évite la définition des restrictions surabondantes qui seraient, de toute manière, non-actives.

### XII.2.5. Le Module PLTBEN

Il s'agit d'une approche élastique n'intégrant pas de vérification au voilement [HU91]. Seul, un effet d'amplification  $\phi$  des contraintes est considéré pour prendre en compte l'interaction entre les contraintes dans le plan et la charge latérale induisant des déformations hors plan.

Soit une maille élémentaire  $a \times b$  ( $a \geq b$ ) dont les 4 bords sont considérés comme encastés (par la continuité des structures orthotropes) et soit une charge latérale uniforme  $P$  ( $N/m^2$ ) (Figure IV.11).

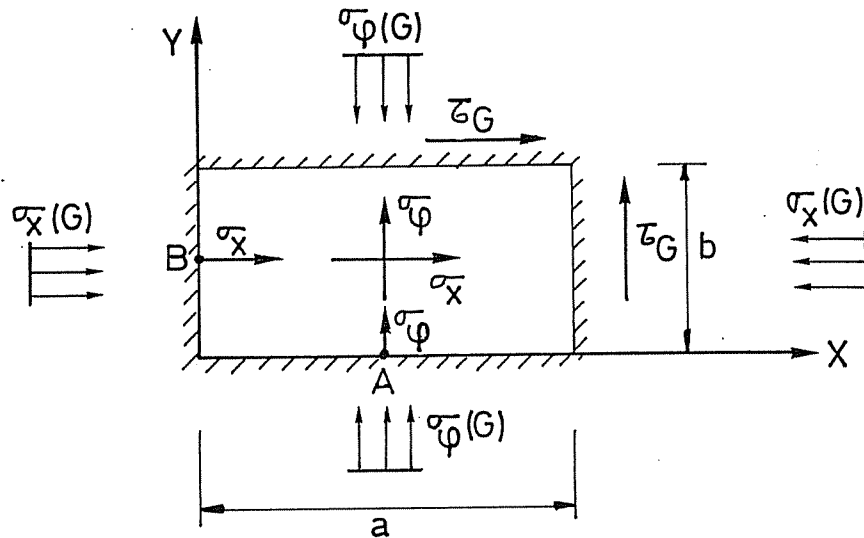


Figure IV.11 : Etat de contrainte membranaire.

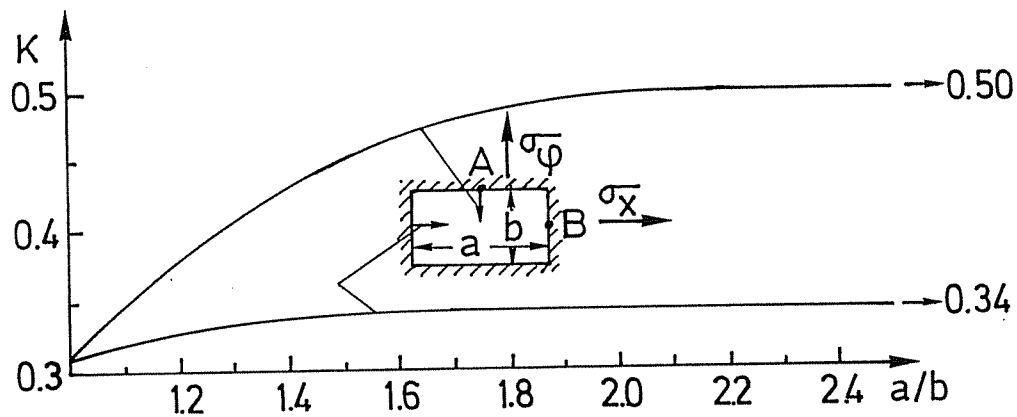


Figure IV.12 : Contraintes dans une plaque rectangulaire sous une pression latérale.

L'état de contraintes est défini par (Figure IV.12) :  $\sigma = K \cdot P \cdot (b/\delta)^2$  [XII.3]

avec  $\sigma = (\sigma_x, \sigma_\phi)$  et  $K = (K_x, K_\phi)$

$$K_\phi = 0,31 + 0,19 \operatorname{th} \left[ 2 \left( \frac{a}{b} - 1 \right) \right] \quad [\text{XII.4a}]$$

$$K_x = 0,31 + 0,03 \operatorname{th} \left[ 4 \left( \frac{a}{b} - 1 \right) \right] \quad [\text{XII.4b}]$$

Les contraintes maximales dues à la flexion locale sont supposées apparaître en A et en B (milieux des bords encadrés). Elles se superposent aux contraintes globales  $\sigma_x(G), \sigma_\varphi(G)$  et  $\tau(G)$ .

L'effet du facteur d'amplification  $\phi$  dû à une charge latérale n'est considéré que vis-à-vis de la compression transversale ( $\sigma_\varphi$  en A).

Au point A, on a donc :

$$\begin{aligned} \sigma_\varphi(\text{total}) &= \sigma_\varphi(G) + \phi \cdot \sigma_\varphi(\text{local}) && \text{avec } 1,0 \leq \phi \leq 2,35 \\ \sigma_x(\text{total}) &= \sigma_x(G) + \nu \cdot \phi \cdot \sigma_\varphi(\text{local}) \end{aligned}$$

Par contre au point B ( $\phi = 1$ ) :

$$\begin{aligned} \sigma_x(\text{total}) &= \sigma_x(G) + \sigma_x(\text{local}) \\ \sigma_\varphi(\text{total}) &= \sigma_\varphi(G) + \nu \sigma_x(\text{local}) \end{aligned}$$

avec  $\sigma_x(\text{local})$  et  $\sigma_\varphi(\text{local})$  calculés avec l'équation [XII.3].

L'expression proposée par Hughes pour le coefficient d'amplification  $\phi$ , avec  $a \geq b$ , est :

Si  $0,02 \leq \epsilon_o \leq 3,1$ , on a :

$$\phi = \frac{3(\text{tg}\epsilon_o - \epsilon_o)}{\epsilon_o^2 \text{tg}\epsilon_o} \tag{XII.5a}$$

Si  $\epsilon_o < 0,02$ , on a :

$$\phi = \frac{1 + 0,4\epsilon_o^2 + 0,1619\epsilon_o^4}{1 + 0,33\epsilon_o^2 + 0,1333\epsilon_o^4} \tag{XII.5b}$$

Si  $\epsilon_o > 3,1$ , on a :  $\phi = \infty$  [XII.5c]

avec :  $\epsilon_o = \left(1 + 0,35 \frac{b}{a}\right) \cdot \epsilon_p$  et  $\epsilon_p = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{\sigma_\varphi}{(\sigma_\varphi)_{cr,p}}}$  [XII.6]

$$(\sigma_\varphi)_{cr,p} = 0,96 \cdot E \cdot \left(\frac{\delta}{b}\right)^2 \left[0,9 + 1,8 \cdot \left(\frac{b}{a}\right)^2\right]^2 \quad \text{si } a > b \tag{XII.7}$$

= la contrainte critique de voilement d'une plaque comprimée uniaxialement (bords latéraux encadrés; figure IV.13).

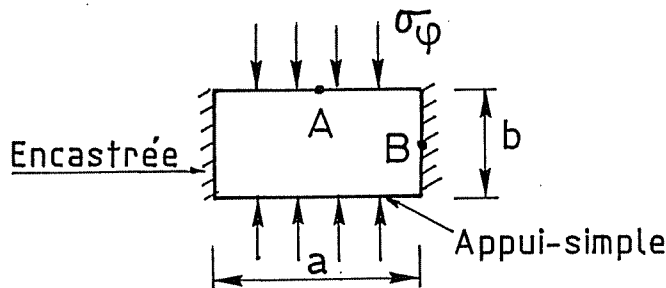


Figure IV.13 : Plaques comprimées uniaxialement ( $a > b$ ).

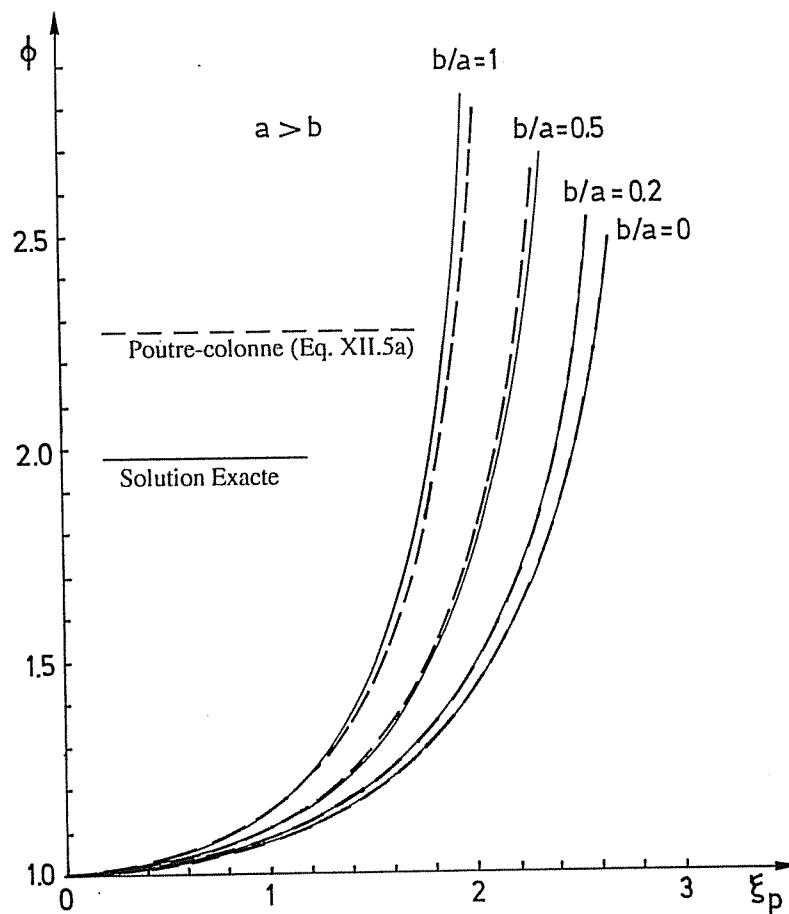


Figure IV.14 : Facteur d'amplification du moment d'encastrement pour de larges plaques [HU88]

La précision de l'approximation de  $\phi$  (Eq. XII.5) est présentée à la figure IV.14.

Les équations XII.4 à XII.7 résultent d'ajustements (curve fitting) proposés par Hughes. L'utilisateur doit savoir qu'il s'agit d'une approche simplifiée donc approximative mais qui répond assez bien aux besoins du procédé d'optimisation envisagé.

\* Limite de validité du module PLTBEN

Notons que le module PLTBEN n'est valable que si :

$$\sigma_c(\text{global}) = \sqrt{\sigma_x(G)^2 + \sigma_\varphi(G)^2 - \sigma_x(G) \cdot \sigma_\varphi(G) + 3\tau_G^2} < s \cdot \sigma_0 \quad [\text{XII.8}]$$

avec  $\sigma_c(\text{global})$  la contrainte de von Mises due aux seules contraintes membranaires.

En effet, si  $\sigma_c(\text{global})$  atteint  $s \cdot \sigma_0$  (limite élastique), l'apport des contraintes locales (amplifiée par  $\phi$ ) ne peut être pris en compte. Dans ce cas, il n'est physiquement pas envisageable de définir un  $\delta_{\min}$  qui, sous l'action de la pression latérale, entraînerait :  $\sigma_c(\text{global}) \leq \sigma_c(\text{total}) \leq s \cdot \sigma_0$ .

En pratique, lorsque ce cas se présente ( $\sigma_c \cong s \cdot \sigma_0$ ), on définit  $\delta_{\min}$  comme étant égal à :

$$\delta_{\min} = 1.20 \cdot \delta \quad [\text{XII.9}]$$

Cela revient à imposer une augmentation de l'épaisseur minimale du bordé, afin de réduire les contraintes membranaires globales et de permettre, à l'itération suivante, d'évaluer correctement un vrai  $\delta_{\min}$ .



De même, si la contrainte membranaire globale transversale  $\sigma_{\varphi}(G)$  est trop proche de la contrainte critique de voilement  $\sigma_{cr,p}$  [Eq. XII.7], le coefficient d'amplification  $\phi$  devient trop important (Eq. XII.5.c). Dans ce cas, on impose aussi :  $\delta_{\min} = 1.20 \delta$  (Eq. XII.9).

*\* Les données requises:*

Les données requises pour le calcul des  $\delta_{\min}$  avec le module PLTBEN sont :

- $\sigma_x(G)$ ,  $\sigma_{\varphi}(G)$ ,  $\tau(G)$  = contraintes dans le plan de la plaque ( $N/m^2$ ).
- $P$  ( $N/m^2$ ) = pression latérale agissant sur la plaque.
- $a$  et  $b$  (m) = dimensions de la plaque (maille élémentaire).

Considérons un panneau orthotrope d'une structure dont les dimensions sont  $L$  et  $H$  (ou  $L$ ,  $\varphi_0$ ), respectivement selon  $x$  et  $\varphi$  (Figure IV.8). Un tel panneau raidi est composé d'une multitude de mailles élémentaires. En présence de traverses, la taille ( $a, b$ ) des mailles peut changer en fonction de la localisation dans le panneau.

En pratique, les paramètres  $\sigma_x(G)$ ,  $\sigma_{\varphi}(G)$ ,  $\tau(G)$ ,  $P$ ,  $a$  et  $b$  sont évalués en  $x=0$  et  $x=L/2$ , et en  $y=0$ ,  $H/3$ ,  $H/2$ ,  $2H/3$  et  $H$ .

Pour chaque point, on détermine le  $\delta_{\min}$  correspondant et l'on retient le  $(\delta_{\min})_{MAX}$ .

Pour évaluer ponctuellement la charge maximale latérale  $P$  agissant au sein d'une maille élémentaire, on rappellera que la sollicitation est constituée (Partie III, § VIII.3) :

- de la pression hydrostatique (XI et XF),
- d'une charge de pression variable selon  $x$  (CHA 2 et CHA 3) (Figure III.21),
- d'une composante verticale du chargement variable selon  $x$  (CHA 1) (Figure III.20),
- du poids propre.

Rappelons que CHA 1, CHA 2 et CHA 3 varient, par pas, longitudinalement (selon  $ox$ ) et linéairement, transversalement (selon  $O\varphi$ ).

En ce qui concerne la détermination de  $a$  et  $b$ , les règles sont les suivantes :

- S'il y a des transversaux, alors  $a$  est l'entredistance entre ces renforts (cadres), sinon, on a :  $a = L$ .
- S'il y a des raidisseurs longitudinaux, on prend  $b =$  entredistance entre raidisseurs, sinon  $b = H$ , sauf s'il y a des traverses et pas de raidisseur. Dans ce dernier cas, on prend  $b$  l'entredistance maximale entre 2 traverses consécutives ou entre une traverse d'extrémité et son bord adjacent.

### XII.2.6 Le module BUCKLE

Ce module permet la prise en compte du risque de voilement local dans les plaques non raidies des mailles élémentaires d'un panneau orthotrope. Ce module contient un modèle de comportement permettant d'imposer la restriction au voilement requise (voir liste restrictions n° 1.4; § XI.3, Partie IV).

Ce modèle postule que les appuis de la plaque sont rigides et ne se déforment pas lorsque le voilement apparaît.

De multiples études (théoriques et expérimentales) ainsi que de nombreuses méthodes et formulations relatives au voilement des plaques non raidies ont notamment été proposées par Faulkner [FA75c], Davidson [DA89, 90b et 92], etc.

Nous en avons retenu une, qui possède, selon nous, les avantages suivants :

- simplicité (formulation paramétrique),
- elle permet la prise en compte simultanée de plusieurs cas de charges ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_\varphi$ ,  $\tau$  et  $P$ ),
- O. Hughes, auteur du module PLTBEN avec lequel le modèle BUCKLE doit s'intégrer, la recommande,
- elle est adaptée aux besoins d'une optimisation rationnelle.

Dans beaucoup de cas, le bordé des bateaux est soumis à l'action combinée de plusieurs charges agissant dans son plan. Il est de coutume de définir une contrainte critique de voilement pour chaque type de sollicitation (supposée agir seule).

Ainsi  $(\sigma_x)_{cr}$  pour la contrainte longitudinale uniforme, [XII.10]

$$R_x = \sigma_x / (\sigma_x)_{cr}$$

$(\sigma_\varphi)_{cr}$  pour la contrainte transversale uniforme, [XII.11]

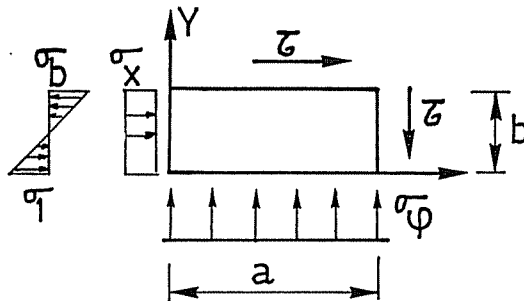
$$R_\varphi = \sigma_\varphi / (\sigma_\varphi)_{cr}$$

$(\sigma_b)_{cr}$  pour une flexion dans le plan du bordé (*in plane bending*), [XII.12]

$$R_b = \sigma_b / (\sigma_b)_{cr}$$

$\tau_{cr}$  pour la contrainte tangentielle uniforme, [XII.13]

$$R_s = \tau / \tau_{cr}$$



Chaque contrainte critique [ $(\sigma_x)_{cr}$ ,  $(\sigma_\varphi)_{cr}$ ,  $(\sigma_b)_{cr}$ , et  $\tau_{cr}$ ] peut s'écrire sous la forme suivante (ou similaire)

$$\sigma_{cr} = K \cdot (\pi^2 D / b^2 \delta) = \bar{K} \cdot E \cdot (\delta/b)^2 \tag{XII.14}$$

Pour chaque sollicitation, le coefficient K (ou  $\bar{K}$ ) est généralement donné sous forme d'abaque en fonction du rapport a/b, des conditions d'appuis, et éventuellement du raidissage.

Il existe en général une relation étroite entre les cas de charges. Leur interaction est souvent non linéaire. Face à des cas de sollicitations composées, il est proposé de faire appel à des formules d'interaction du type:

$$Fct (R_x, R_\varphi, R_b, R_s, \alpha) \leq 1 \tag{XII.15}$$

De nombreuses formules de ce type ont déjà été proposées. En ce qui concerne le modèle LBR-5, on a retenu la série de courbes d'interaction de Mc Kenzie [HU88, MC67].

Afin de permettre une utilisation aisée, Hughes a ajusté une fonction à 5 variables valable pour  $\alpha = a/b \geq 1$  qui s'écrit :

$$\frac{0,625(1+0,6/\alpha)R_\varphi}{(1-0,625.R_x) \cdot \left(1 - \frac{R_b^4}{(1-R_x)^2}\right)} + \frac{R_s^2}{(1-R_x)} \leq 1 \quad \text{si } \alpha \geq 1 \quad [\text{XII.16}]$$

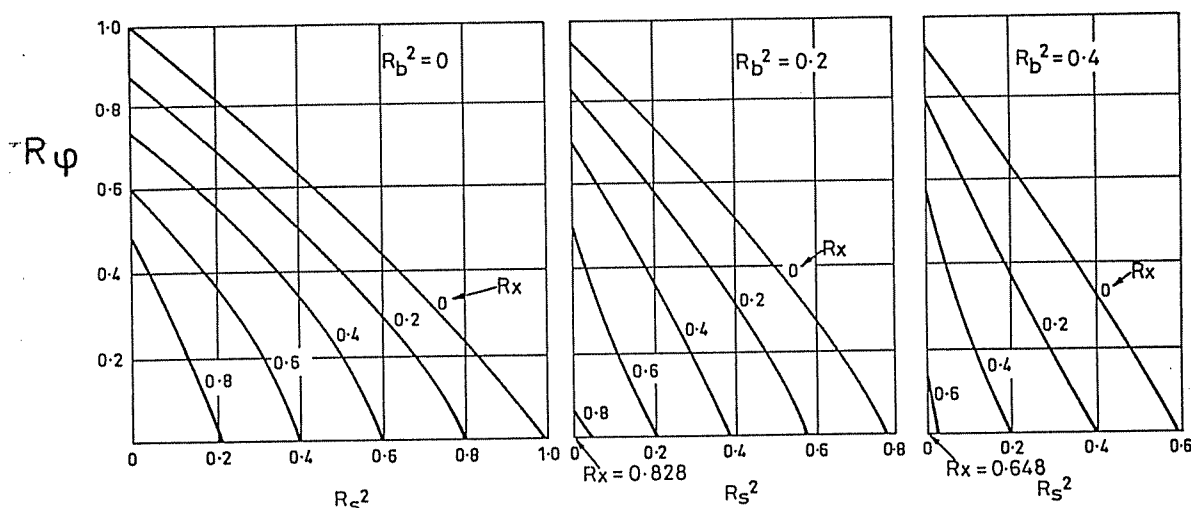


Figure IV.16 : Courbe d'interaction pour compression biaxiale, flexion dans le plan et cisaillement pour  $\alpha = 2$  [HU88].

En pratique, nous considérons uniquement  $R_x$ ,  $R_\varphi$  et  $R_s$  ( $R_b$  est négligé) qui sont définis selon la forme de l'équation XII.14 avec :

$$\begin{aligned} \bar{K}_x &= 3,62 \\ \bar{K}_\varphi &= 0,905 (1+(b/a)^2)^2 \\ \bar{K}_\tau &= 0,905 (5,35+4 (b/a)^2) \end{aligned} \quad \text{pour } a > b \quad [\text{XII.17}]$$

Ces relations sont valables pour des plaques simplement appuyées sur les 4 bords. Cette hypothèse est sécuritaire.

### XII.2.7 Recherche de l'épaisseur minimale : $\delta_{\min}$

- Pour le module PLTBEN, on recherche le  $\delta_{\min}$  qui conduit à une contrainte de comparaison totale maximale valant  $s \cdot \sigma_o$  c'est-à-dire  $SR_o = 1$ .

avec  $SR_o = \frac{\sigma_c(\text{totale})}{s \cdot \sigma_o}$   
 $s$  = le coefficient de sécurité («partial safety factor») relatif à la plastification (état limite de service).

- Pour le module BUCKLE, on recherche le  $\delta_{\min}$  qui conduit à vérifier  $SR_B = 1$ , c'est-à-dire :

$$SR_B = \left[ \frac{0,625(1+0,6/\alpha)R_\varphi}{(1-0,625.R_x)} \right] / s_B \cdot \sigma_o = 1 \quad [\text{XII.18}]$$

avec  $s_B$  le coefficient de sécurité relatif au voilement (état limite de service).

Le calcul de  $\delta_{\min}$  est réalisé par la méthode de Newton-Raphson sur la fonction GVAL définie comme suit:

$$\text{GVAL} = 2/(1+\text{SR}) - 1 \quad \text{avec } \text{SR} = \text{SR}_0 \text{ ou } \text{SR}_B$$

$\delta_{\min}$  est obtenu lorsque l'on obtient  $\text{GVAL} = 0$ .

Une question importante reste la définition quantitative de  $s_0$  et  $s_B$  («partial safety factors»). Nous y reviendrons brièvement au niveau des applications.

### XII.2.8 Évaluation des sensibilités

Quelle que soit la base du calcul du  $\delta_{\min}$ , la restriction établie (Eq. XII.1) est du type :

$$C(\text{XI}) = \delta_{\min} - \delta \leq 0 \quad \text{correspondant au cas où } \text{CM} = 0.$$

Afin d'être utilisée au niveau de l'optimisation, il faut calculer les sensibilités de cette restriction, à savoir les :

$$\frac{\partial C(\text{XI})}{\partial \text{XI}} = \frac{\partial \delta_{\min}}{\partial \text{XI}} - \frac{\partial \delta}{\partial \text{XI}} \quad \text{pour chaque variable de conception XI.} \quad [\text{XII.19}]$$

Comme  $\delta_{\min}$  est obtenu par approximations successives, il serait lourd de vouloir calculer simultanément  $\frac{\partial \delta_{\min}}{\partial \text{XI}}$ . Nous optons plutôt pour une évaluation par différences finies.

De plus, seule l'influence de 3 variables de conception est significative. Il s'agit de  $\text{XI} = \delta$ ,  $\Delta_x$  et  $\Delta_\varphi$  respectivement l'épaisseur du bordé et les entredistances des renforts selon  $x$  et  $\varphi$ . Dans l'absolu,  $\delta_{\min}$  du panneau  $k$  est fonction de toutes les variables de conception, même celles liées aux autres panneaux (1 à  $k-1$  et  $k+1$  à NETO). En effet,  $\delta_{\min}$  dépend des contraintes globales qui dépendent elles-mêmes de la rigidité d'ensemble à laquelle contribuent toutes les variables de conception de tous les panneaux (NETO).

En pratique, de nombreux tests confirment que, pour un panneau donné, seules les 3 variables de conception citées sont significatives. La différence par rapport aux autres est dans le rapport de 1 à 100.

- Épaisseur du bordé :  $\text{XI} = \delta$ .

$$\frac{\partial C(\text{XI})}{\partial \text{XI}} = \frac{\partial \delta_{\min}}{\partial \text{XI}} - 1 \quad \text{car } \frac{\partial \delta}{\partial \text{XI}} = 1 \quad \text{puisque } \text{XI} = \delta$$

Comme la dérivée  $\frac{\partial \delta_{\min}}{\partial \text{XI}}$  se calcule par différence finie, on a

$$\frac{\partial \delta_{\min}}{\partial \text{XI}} = \frac{\partial \delta_{\min}}{\partial \delta} = \frac{\Delta \delta_{\min}}{\Delta \delta} = \frac{\delta_{\min-2} - \delta_{\min-1}}{\delta_2 - \delta_1} = - \frac{\delta_{\min-2} - \delta_{\min-1}}{0,01 \cdot \delta} \quad [\text{XII.20}]$$

avec  $\delta_1 = \delta$  auquel on associe  $\delta_{\min-1}$  et  $\delta_2 = 0,99 \delta$  auquel on associe  $\delta_{\min-2}$

En fait  $\delta$  n'apparaît pas explicitement dans l'évaluation de  $\delta_{\min}$ . Il n'apparaît que via son influence sur  $(\sigma_x(G), \sigma_\varphi(G), \text{ et } \tau_G)$  (contraintes membranaires découplées de l'effet flexionnel). Pour une épaisseur donnée ( $\delta_1$ ), ces contraintes sont connues ( $\sigma_{x1}(G)$ ,  $\sigma_{\varphi1}(G)$ , et  $\tau_{G1}$ )

puisqu'elles résultent de l'analyse structurelle (LBR-4). Vu qu'il s'agit de contraintes membranaires découplées, on admet en première approximation que:

- à  $\delta_1$  correspond  $\sigma(G)$
- à  $0,99 \delta_1$  correspond  $\sigma(G)/0,99$

- Les entredistances :  $XI = \Delta_x$  et  $\Delta_y$   

$$\frac{\partial C(XI)}{\partial \Delta} = \frac{\partial \delta_{\min}}{\partial \Delta} \quad \text{car} \quad \frac{\partial \delta}{\partial \Delta} = 0 \quad \text{[XII.21]}$$

Le calcul est aussi effectué par différences finies. L'influence de  $\Delta$  sur  $\delta_{\min}$ , qui a été considérée, concerne uniquement les dimensions du panneau. En effet,  $\Delta_x$  et  $\Delta_y$  correspondent respectivement aux dimensions a et b de la maille élémentaire.

- Autres variables de conception

Si XI correspond à une autre variable de conception du même panneau ou est relative à un autre panneau, on considère que :

$$\frac{\partial C(XI)}{\partial XI} = 0 \quad (\text{ce qui constitue une approximation}). \quad \text{[XII.22]}$$

### XII.2.9 Cas de non convergence

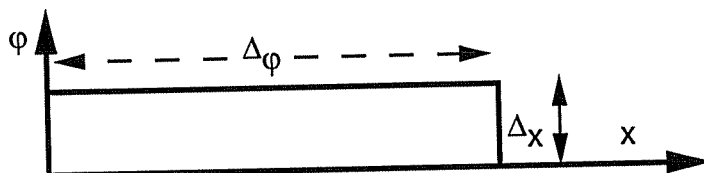
En cas de non convergence du calcul de  $\delta_{\min}$  ou d'une compatibilité (voir § XII.2.5), on impose par défaut  $\delta_{\min} = 1,20 \delta$  et on obtient :

$$C(XI) = 1,20 \delta - \delta = 0,20 \delta \quad (\text{ce qui correspond à une restriction violée car } 0,20 \delta > 0)$$

Pour les sensibilités, on prend :

$$\frac{\partial C(XI)}{\partial \Delta_\phi} = 0,001, \quad \frac{\partial C(XI)}{\partial \Delta_x} = 0,01 \quad \text{et} \quad \frac{\partial C(XI)}{\partial \delta} = -1,3 \quad \text{[XII.23]}$$

Ces valeurs ont été obtenues empiriquement sur base de notre expérience.



### XII.2.10 Mode de distribution des raidisseurs

Le mode de distribution (ou le type d'implantation) des raidisseurs est définie à l'Annexe n°1. Une distribution se caractérise par les paramètres  $\Delta_x$  et  $n$ , à savoir respectivement, l'entredistance et le nombre de raidisseurs.

Un autre paramètre important, associé aux deux précédents, est EPSR:  $EPSR = L/n$

C'est ce paramètre EPSR qui est en fait la véritable variable de conception car c'est elle qui quantifie la rigidité moyenne des raidisseurs. Ainsi on a :

$$n = L / EPSR = L / \Delta + C^* \quad \text{[XII.24]}$$

avec  $C^*$  = une constante ( $C^* = -1,0 ; -0,5 ; 0,0 ; 0,5$  ou  $1,0$ ) variant en fonction de la distribution et du type de jonction (voir annexe 1).

On déduit aussi la relation suivante :

$$\frac{\partial C(XI)}{\partial EPSR} = \frac{\partial C(XI)}{\partial \Delta_x} \cdot \frac{\partial \Delta_x}{\partial EPSR} = \frac{\partial C(XI)}{\partial \Delta_x} \cdot \left( \frac{\Delta_x}{EPSR} \right)^2 \quad [XII.25]$$

sachant que  $\Delta_x = 1 / \left( \frac{1}{EPSR} - \frac{C^*}{L} \right)$

### XII.3 DÉFORMATIONS LOCALES DU PANNEAU

Plusieurs déformations locales peuvent apparaître :

- déformation du bordé au sein de la maille élémentaire,
- déformation du panneau par flexion des longitudinaux et des renforts transversaux.

Il faut distinguer les déformations élastiques, des déformations permanentes (plastiques). Le logiciel LBR-4 étant limité au domaine élastique, on se limitera aux déformations élastiques.

#### XII.3.1 Déformation relative du panneau

La majorité des structures navales subit des déformées d'ensemble ( $w_G$ ) mais également des déformées locales ( $w_R$ ). Ces déformées locales correspondent à la déformée des panneaux par rapport à leurs extrémités. Les extrémités de ces panneaux s'étant déplacées de  $w_G$ , on peut donc dire que la déformée locale ( $w_R$ ) en un point  $(x, \varphi)$  s'exprime comme suit :

$$w_R = w(x, \varphi) - w_G \quad [XII.26]$$

La restriction à imposer est donc :

$$w_R \leq w_{MAX} \quad \text{avec } w_{MAX} \text{ la borne imposée (c'est-à-dire CM).} \quad [XII.27]$$

En pratique, l'utilisateur du logiciel (LBR-5) peut choisir d'imposer cette restriction en tout point; il a le choix pour  $w_G$  entre 3 possibilités (Figure IV.17) :

- la déformée au point de départ  $w(\varphi=0)$  du panneau considéré,
- la déformée  $w(\varphi=\varphi_0)$  au point d'arrivée du panneau,
- la moyenne des 2 déformées précédentes.

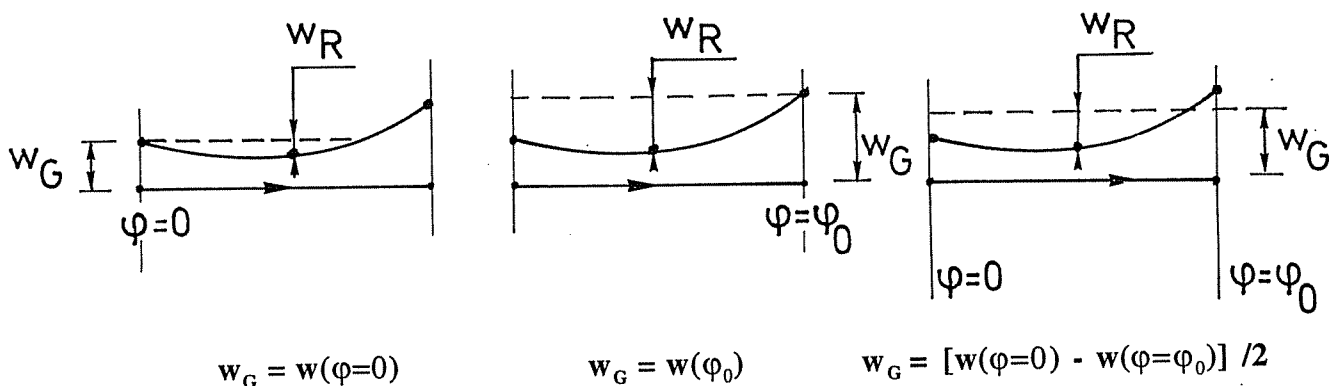


Figure IV.17: Types de restrictions sur la déformée du panneau.

### XII.3.2 Déformation locale du bordé (maille élémentaire)

Imposer une déformation maximale relative du bordé au sein de la maille élémentaire n'a pas paru de première importance pour les applications visées. Néanmoins, on pourrait facilement établir de telles restrictions.

- Déformations élastiques ( $w_e$ )

$$w_e = C \cdot Pb^4 / E\delta^3 \leq w_L \quad [\text{XII.28}]$$

avec -  $w_L$  une déformée limite imposée,  
 -  $C$  une constante fonction du rapport  $a/b$  et du type de conditions d'appui,  
 (exemple :  $C=0,0277$  si  $a/b=2$  et 4 bords encastrés [TI59].

Comme pour le module BUCKLE (voilement local), on voit que  $(\delta, \Delta_x$  et  $\Delta_\phi)$  sont les seules variables explicitement liées à cette restriction.

- Déformations permanentes ( $w_p$ )

Hughes [HU81 et 88, TI59] propose une formulation empirique dérivée des travaux de Clarkson [CL58]. Cette formulation, comme pour la déformation élastique, dépend uniquement de  $(\delta, \Delta_x$  et  $\Delta_\phi)$ . Elle pourrait servir de base à l'introduction d'une restriction sur la déformabilité plastique du bordé non raidi des mailles élémentaires.

La figure IV.18 présente la loi proposée, avec  $Q_y, \Delta Q_0$  et  $\Delta Q_1$  des fonctions paramétriques de  $\delta, \Delta_x, \Delta_\phi, E, \sigma_0$  et  $\nu$ .

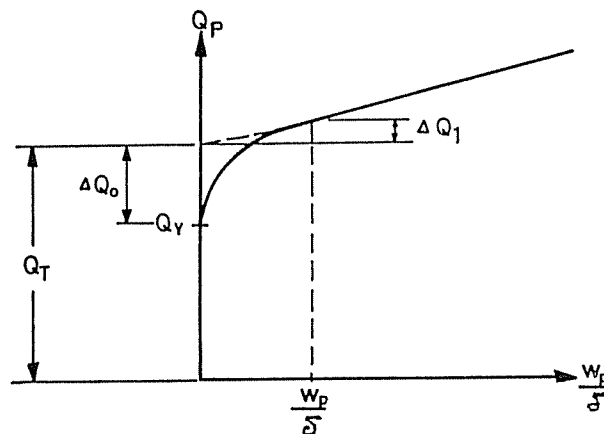


Figure IV.18 : Relation entre la charge et la déformation permanente [HU88].

Afin que la relation explicite proposée entre  $Q$  et  $w_p$  se prête aussi à un calcul explicite des sensibilités, il est préférable d'écrire la restriction comme suit :

$$Q - Q_p \leq 0 \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} Q_p = \text{la charge correspondant à } w_p, \\ Q = \text{la charge appliquée.} \end{array} \quad [\text{XII.29}]$$

### XII.4 VOILEMENT LOCAL DU BORDÉ

Cette restriction est déjà considérée via le module BUCKLE (cf. § XII.2.6).

## XII.5 INSTABILITÉ DE LA SEMELLE ET DE L'ÂME DES LONGITUDINAUX (RAIDISSEURS ET TRAVERSES)

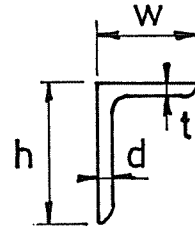
a) Deux options existent afin d'imposer des restrictions destinées à éviter les instabilités des renforts (longitudinaux et transversaux).

- Soit on se base sur un modèle de comportement qui lie le renfort (situation, dimension, portée, fixation, ....) et sa charge. Un tel modèle permet un dimensionnement rationnel basé sur un «partial safety factor» choisi par l'utilisateur.
- Soit on a recours à des règles empiriques, dites de bonnes pratiques, qui assurent, par exemple, que le voilement local des composants des renforts ne précède pas la résistance ultime de l'ensemble.

Il est classique de baser ces limitations empiriques sur un rapport entre la contrainte critique de flambement élastique et la contrainte admise. Dans le règlement BS 5400, un *partial safety factor* de 2,25 est utilisé [BS82, DO92a].

Ainsi, pour un acier normal, ( $\sigma_0 = 235 \text{ N/mm}^2$ ), ce règlement impose pour les cornières :

- $w / h \leq 1,0$  (idem Rahman [RA92a])
- $w / t \leq 13,5$  ( $\leq 16$  pour Rahman)
- $h / d \leq 8,6$  ( $\leq 40$  pour Rahman)



b) Notre sélection

Une très grande diversité de règles empiriques et de modèles de comportement existe. A priori, il est donc difficile de faire un choix. L'objectif étant avant tout de mettre au point un outil d'optimisation global, nous avons opté pour la simplicité. Nous pensons, en effet, qu'il est inutile de concevoir des restrictions nécessitant de longs calculs si c'est pour s'apercevoir qu'elles ne sont pas actives, c'est-à-dire qu'elles ne sont pas dimensionnantes. On a donc opté pour le recours à des règles de bonne pratique, largement utilisées, qui sont en fait des restrictions géométriques (§ XII.1).

A la lumière des observations qui seront faites ultérieurement (analyse de sensibilité de la solution optimale), nous discuterons de l'opportunité de les remplacer par des restrictions plus rationnelles basées sur des lois de comportement. A ce moment, on pourra quantifier l'impact des restrictions choisies par rapport à des restrictions plus souples (autres règlements) ou plus précises (lois de comportement).

En conclusion, à ce stade du développement, on considèrera les restrictions géométriques (C 101, C 102, C 103) ainsi que celles relatives à l'élancement des semelles qui prennent en compte le problème de l'instabilité des semelles et des âmes des membrures longitudinales.

c) *Lois de comportement* :

Il faut distinguer le voilement des semelles et de l'âme des renforts qui correspondent à des états limites de service d'un autre type d'instabilité appelé « tripping ». Le « tripping » est le flambement du raidisseur par rotation autour de sa ligne de jonction avec le bordé. Ainsi qu'explicité ultérieurement, le « tripping », contrairement aux deux autres instabilités locales, doit être assimilé à un état limite ultime de ruine. Sa prise en compte sera détaillée au § XII.8, Partie IV.

Voilement de l'âme des raidisseurs

$$\sigma_{cr} = K \cdot \pi^2 D / h^2 \cdot d \quad [\text{XII.30}]$$

L'âme étant considérée comme une longue plaque simplement appuyée ( $K=4$ ), on obtient

$$\sigma_{cr} = 3,62 E (d/h)^2 \quad [\text{XII.31}]$$



Si on prend un «*partial safety factor*» de 2,25 [BS82], on obtient pour l'acier normal ( $\sigma_0 = 225 \text{ N/mm}^2$ ) :  $h / d \leq 38$  ou  $h - 38 d \leq 0$  . [XII.32]

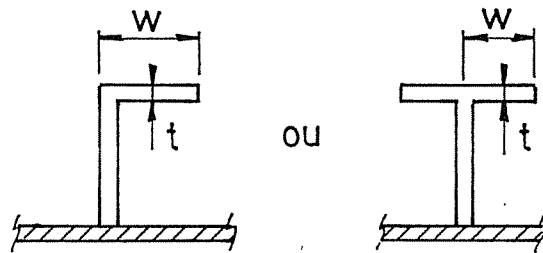
Cette restriction est fort semblable à celle utilisée, c'est-à-dire la restriction C103 de Rahman:  $h - 40 d \leq 0$  .

Rahman [RA92] propose un modèle de comportement semblable mais combinant via une formule d'interaction entre le voilement de l'âme sous contrainte axiale ( $\sigma_{cr}$ ) et le moment critique de flambement du raidisseur (flexion - torsion sous moment uniforme,  $M_{cr}$ ) :

$$\sigma / \sigma_{cr} + M / M_{cr} \leq s \quad \text{avec } s \text{ un «} \textit{partial safety factor} \text{»} . \quad [\text{XII.33}]$$

### Voilement des semelles

La semelle de la cornière et les deux demi-semelles du profil en T sont considérées comme libres et encastées. Dans ce cas,  $K = 1,28$  (portée/ $w = \infty$ ) et on obtient :  $w / t \leq 21,5$  [HU88, p.407].



Si la semelle est considérée comme appuyée et libre , on obtient :  $w / t \leq 12,4$  ( $K=0,43$ ).

Pour rappel, la restriction géométrique utilisée dans le logiciel LBR-5 est :  $w / t \leq 16$  .

## **XII.6 INSTABILITE D'ENSEMBLE DES PANNEAUX: GRILLAGES ORTHOTROPES**

- Le voilement d'ensemble d'un grillage de poutre comprenant des longitudinaux et des transversaux est un problème complexe et peu aisé à aborder avec rigueur et précision avec des approches simplifiées.
- En 1997, les modèles numériques non linéaires (FEM) sont sans contexte les outils les plus adaptés en la matière. Malheureusement, ils sont incompatibles avec les besoins, les possibilités et les objectifs de l'outil d'optimisation développé (LBR - 5).
- Plusieurs codes et règlements ont développé des méthodes dites orthotropes qui permettent d'évaluer la résistance ultime des grillages de poutres comprimées et/ou fléchies. Le Germanischer Lloyd (G.L.) (Ship Technology [GL92] et Offshore Technology, [GL90]) propose dans ses règlements une vérification analytique simple du voilement d'un panneau orthotrope comprimé uni-axialement. Le principe repose sur une épaisseur équivalente.
- Certains auteurs ont aussi proposé des méthodes analytiques permettant d'évaluer les charges des ruines.

Citons, Faulkner qui présenta en 1975 des formules destinées à évaluer [FA75a, EV75] :

- la contrainte élastique de voilement d'un grillage de poutres comprimées uni-axialement,
- les contraintes maximales au sein d'un grillage comprimé et fléchi. Les contraintes primaires, secondaires et locales dues à la pression extérieure et à la compression axiale sont combinées de façon à vérifier qu'il n'y a pas plastification.

D'un autre côté, Hughes [HU88, p.458] présente une approche basée sur la théorie de la plaque orthotrope dans laquelle les rigidités flexionnelles sont réparties (*smearing*). Le problème se ramène à une plaque isotrope. Cette approche assez classique, reposant sur les

travaux de nombreux auteurs (Bleich, Schultz, Wittrich), permet d'envisager la compression axiale et biaxiale ainsi que diverses conditions d'appuis.

- En ce qui concerne le module LBR-5, la seconde vérification de Faulkner [FA75b] relative à la plastification est superflue puisque des restrictions relatives à la plastification sont déjà incluses dans le logiciel LBR-5. Chaque panneau étudié avec LBR-4 est en fait un grillage de poutres et les contraintes de von Mises sont évaluées en prenant en compte l'interaction entre panneaux et l'effet de la flexion/torsion d'ensemble. La vérification avec LBR-4 est donc qualitativement nettement meilleure que ce type de formulation.
- Le modèle de Rahman [RA91a] utilise les formulations de Faulkner [FA75a] pour vérifier a posteriori si le dimensionnement optimum obtenu respecte les critères de résistance au voilement des grillages de poutres. Il est intéressant de noter que Rahman constate que ces critères de résistance sont toujours vérifiés pour les dimensionnements résultant de son processus d'optimisation. Il en résulte que le voilement d'ensemble ne semble pas être une restriction active pour le dimensionnement de bateaux d'intérieur.

Bien qu'il ne soit pas scientifiquement justifiable de vouloir étendre cette constatation à tous les dimensionnements, nous retenons que l'élaboration d'une telle restriction, à inclure dans le processus d'optimisation, n'est pas impérative. Nous nous rallions donc à l'idée de limiter la vérification à une évaluation a posteriori de la résistance au voilement des grillages de poutres axialement comprimés.

Afin d'éviter l'apparition d'une instabilité d'ensemble du panneau, il y a aussi la possibilité d'imposer que la ruine des panneaux intercostaux apparaisse toujours avant le voilement d'ensemble. Pour imposer cela, on suppose que les renforts transversaux (cadres) supportant les panneaux intercostaux (raidis longitudinalement) sont suffisamment rigides pour garantir à ces panneaux des appuis indéformables jusqu'à, au plus tôt, l'apparition de la ruine par excès de compression/flexion de ces panneaux.

Cette imposition est extrêmement répandue dans les nombreuses approches et méthodes que nous avons utilisées :

- + Hugues (USA) [HU88, § 14]
- + Paik (Corée) [PA96c]
- + Imperial College (UK) [BO93]
- + Règlements de classification (BV, LR, GL, ...)

Cette approche quoique couramment utilisée (vis-à-vis des risques de voilement d'ensemble) nécessite l'ajout de conditions de rigidité et/ou de résistance sur les renforts transversaux. Ces conditions sont décrites ci-après au paragraphe relatif aux restrictions de rigidité minimale des cadres (§ XIII.2, Partie IV).

On doit toutefois remarquer que ces restrictions engendrent généralement un surdimensionnement du panneau. Afin d'éviter un tel surdimensionnement, Rahman [RA91a] n'impose aucune condition supplémentaire (rigidité maximale) aux renforts transversaux. Il se contente de vérifier à posteriori que le voilement d'ensemble ne peut apparaître.

En pratique, son choix semble rationnel puisqu'il constate que le voilement d'ensemble n'apparaît pas, même si aucune restriction complémentaire sur la rigidité des cadres n'est imposée.

Afin d'éviter un voilement d'ensemble (entre cloisons transversales), deux approches sont donc possibles. Elles seront détaillées ci-après au § XIII.2, Partie IV.

- Imposer une rigidité minimale (première approche)  
Imposer un rapport minimum entre la rigidité longitudinale et la rigidité transversale. Aussi longtemps que ce rapport sera atteint, la résistance ultime du panneau orthotrope sera conditionnée par la résistance à la compression des panneaux intercostaux compris entre 2 membrures transversales (Figure IV.19).

Pratiquement, cela signifie que la rupture apparaît par la ruine des sous-panneaux dits «intercostaux». Imposer ce rapport minimum revient à simplifier la procédure.

- Effectuer un calcul direct de la contrainte critique de voilement du panneau orthotrope dans son ensemble (seconde approche).

Rappelons que la seconde approche ne dispense pas l'utilisateur de vérifier le niveau de la résistance au niveau des sous-panneaux (dits intercostaux). Cette analyse doit donc être réalisée quelque soit l'approche choisie. Elle est d'ailleurs souvent effectuée selon le principe de la «poutre-colonne» comprimée-fléchie. Son calcul est présenté au § XII.7.

#### Comparaison entre les deux approches :

Si  $R_1$  et  $R_2$  sont les résistances ultimes du panneau orthotrope d'ensemble obtenu, respectivement, avec les approches 1 et 2, on a en général :  $R_1 \gg R_2$

En effet, l'expérience confirme [RA91a] que la seconde approche n'est pas requise si la rigidité minimale imposée par la 1ère approche est respectée. Rahman avait en effet introduit dans son modèle le rapport minimal de rigidité (première approche). Sur base des solutions supposées optimales, il a vérifié le niveau de résistance selon la seconde approche. Cette comparaison, effectuée plusieurs fois, lui a permis de conclure que :

- l'approche 1 (rigidité minimale) conduit à un surdimensionnement important,
- il préconise l'abandon d'une restriction liée au voilement d'ensemble,
- il souligne toutefois la nécessité d'effectuer une vérification post-traitement afin de vérifier si la solution optimale respecte les conditions de l'approche n°2 (calcul direct). Néanmoins, il signale que, selon lui, le dimensionnement optimum obtenu respecte cette condition.
- opter pour l'approche n°1 éloigne donc l'utilisateur de l'optimum.

De plus, l'approche n°1 n'apporte rien au niveau de la résistance des cadres. En effet, les renforts transversaux formant des cadres sont aussi dimensionnés par le logiciel LBR-4 qui prend en compte explicitement leur rigidité. L'étude effectuée est une analyse élastique qui pourrait être étendue à une analyse élasto-plastique des cadres (§ XIII.2.3, Partie IV).

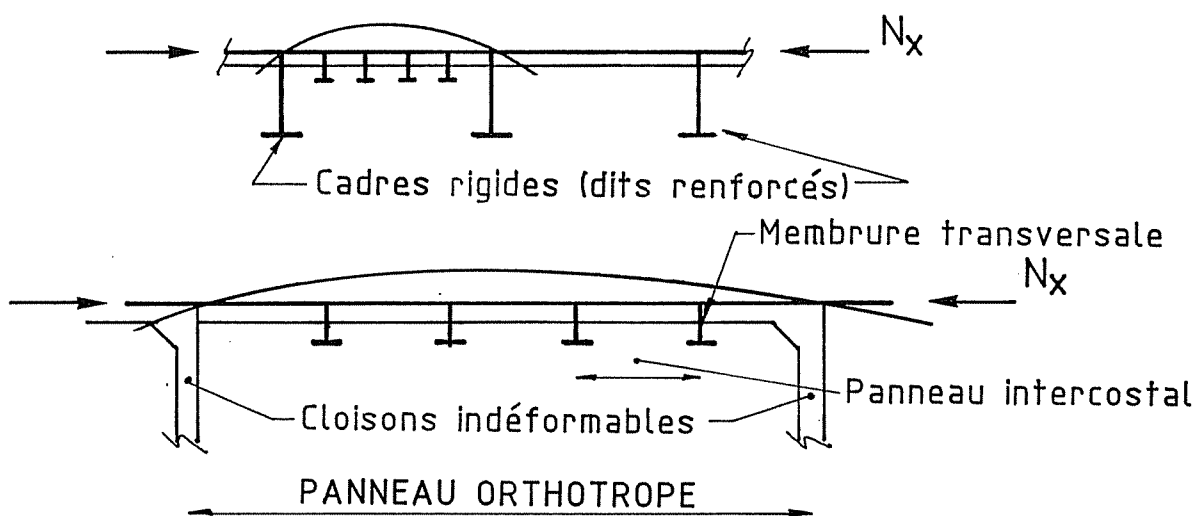


Figure IV.19 : Le panneau dans son ensemble et les panneaux intercostaux.

## XII.7 RESISTANCE ULTIME DES PANNEAUX INTERCOSTAUX RAIDIS LONGITUDINALEMENT

Les structures navales et hydrauliques concernées par cette étude sont essentiellement composées de plaques et de panneaux raidis. Au niveau du dimensionnement des bateaux, quel que soit le type de raidissage, une des tâches fondamentales est de garantir que la poutre navire (hull girder) puisse résister aux moments de flexion longitudinaux imposés par la mer (éventuellement combinée avec de la torsion).

Des études antérieures montrent que la résistance des panneaux comprimés correspond à un état limite ultime généralement dimensionnant. C'est le cas du pont (partie supérieure de la structure) en cas de flexion en contre-arc (sagging) et du fond (partie inférieure) en cas de flexion en arc (hogging).

Afin de garantir une sécurité structurelle d'ensemble adéquate, l'évaluation de la résistance ultime des panneaux en compression est requise. Compte-tenu du voilement et de la plastification qui apparaissent souvent à l'état limite ultime, les panneaux raidis comprimés ont un comportement non linéaire.

Théoriquement, on distingue 3 modes de rupture qui peuvent être classés comme suit [SM77] :

- la ruine locale de la plaque lisse des mailles élémentaires (état limite de service),
- la ruine d'ensemble du panneau intercostal (plaque et raidisseurs),
- l'instabilité (flambement flexionnel et/ou torsionnel) des raidisseurs associés au bordé collaborant ( $b_{eff}$ ) (voir § XII.8).

La ruine du panneau raidi apparaît pour la plus faible des charges correspondant aux 2 derniers des 3 cas de ruptures cités ci-avant.

Au niveau de ce chapitre, c'est la «ruine d'ensemble des panneaux intercostaux» qui est étudiée.

### XII.7.1 Description d'un panneau intercostal

Les panneaux intercostaux sont compris entre 2 renforts transversaux et sont habituellement raidis longitudinalement. C'est toujours le cas sauf pour les parois latérales des bateaux lorsque le mode de raidissage est dit «transversal». Dans ce cas, à l'exception des serres, il n'y a pas de longitudinaux et seul le bordé est porteur entre 2 membrures transversales (espacées, par exemple, de 35, 50 ou 60 cm).

La section standard d'un panneau intercostal à prendre en considération (Figure IV.20) est donc composée du bordé et des raidisseurs longitudinaux (lisses).

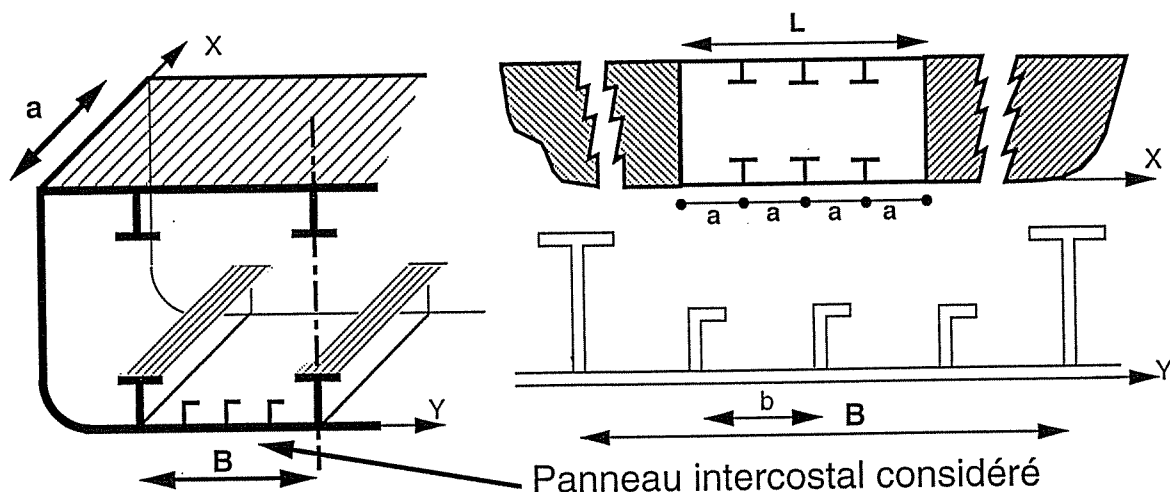


Figure IV.20 : Description du panneau intercostal

## XII.7.2 Revue des modèles/méthodes

Un grand nombre de méthodes théoriques et modèles mathématiques ont été développés pour estimer la résistance ultime des panneaux intercostaux comprimés et fléchis. Ces méthodes prennent souvent une forme implicite, surtout si elles sont basées sur des modèles numériques (FEM, ISUM,... [DO81, HU95a, JE94, PA92b, SM77, YA95,...]). A côté de ces méthodes, il est nécessaire de disposer de formulations explicites, plus simples, afin d'évaluer la résistance ultime des panneaux raidis comprimés [CA65a, FA79, FR91, LI85, MA77, PA95a, VA58, VI86].

Ces formulations sont utiles :

- pour les règlements (formule de dimensionnement) [VA91b],
- l'analyse probabiliste de fiabilité («reliability analysis») [AV92, CH97a, CR91, MA80, 93b, 94b, 96a et 97],
- comme formulations rationnelles dans les outils d'optimisation [BE95b, HU88].

Face à l'importance de cet état limite pour lequel il s'avère utile d'imposer des restrictions, il fallait choisir avec soins un modèle de comportement adapté à nos besoins. Économiquement, ce choix est aussi capital. Un modèle trop sécuritaire conduit vers des solutions économiquement non optimales. L'inverse, un modèle trop optimiste est bien sûr structurellement inadmissible. En conséquence, nous avons passé en revue un certain nombre de normes, règlements, classifications, et méthodes afin de sélectionner les formulations rationnelles les plus adéquates pour servir de base à l'élaboration des restrictions à inclure dans le modèle d'optimisation LBR-5.

En préalable, notons que la sélection faite ne se veut pas exhaustive; elle est uniquement exemplative et correspond à un choix de l'auteur et à certaines opportunités (ISSC [MO84], PRADS [RI95]). Elle a été réalisée sur base des documents suivants :

- L'étude de Balaz et Murray [BA92] qui comparent des formulations relatives à 4 panneaux raidis dont l'élancement de plaque  $\beta$  (plate slenderness) est grand ( $\beta = 2,26$  et  $3,70$ ) et l'élancement de colonne est  $0,4 < \lambda < 1,2$  (column slenderness).
- L'étude de Rigo [MO94, RI95] qui compare 10 panneaux raidis provenant de divers types de ponts de bateaux (frégate, tanker, ...).
- L'étude comparative en cours du comité VI.2 pour l'ISSC'2000.

Il faut aussi mentionner comme ouvrage de référence, «Word View» qui reprend de très nombreuses formulations [BE92a].

En vue d'une analyse critique, nous avons examiné les points suivants :

- ◆ S'agit-il d'une formulation empirique, simple et directe, aisément utilisable ?
- ◆ S'agit-il d'une formulation ayant des bases rationnelles explicites permettant une vérification point par point ou s'agit-il d'une formule d'interaction globale qui englobe tous les cas de figures [BO92a et 93]?
- ◆ Quels types de sollicitations peuvent être envisagés ?
  - $\sigma_x$  longitudinal,
  - $\sigma_x$  et  $\sigma_\phi$  (état bi-axial),
  - effort tranchant,
  - pression extérieure.

L'interaction entre la compression axiale et la flexion causée par la pression latérale est-elle abordée dans l'étude ?

- ◆ La formulation est-elle liée à des limitations ?

Exemple : rapport géométrique, élancements max. et min.

- ◆ Y-a-t-il des restrictions auxiliaires pour éviter les instabilités locales («tripping», etc.)?
- ◆ Ces formulations peuvent-elles être utilisées pour la vérification de la résistance ultime de la poutre navire ?

Les formulations étudiées sont de 4 types :

I - Codes et normes de génie civil (§ XII.7.3)

- BS 5400 et BS 5950 (UK)
- ECCS n° 60 (Europe)

II - Règlements de classifications (§ XII.7.4)

*Les structures normales:*

- BV (France)
- GL (Allemagne)
- DnV (Norvège)
- LR (UK)

*Les structures offshore:*

- DnV (Norvège)
- GL (Allemagne)

III - Formulations empiriques (exemple : largeur effective) ; (§ XII.7.5)

- Paik (construction navale)
- Davidson (génie civil)

IV - Formulations rationnelles retenues pour LBR-5 (§ XII.7.6)

- Modèle de Hughes,
- Modèle de l'Imperial College,
- Modèle de Paik

Au § XII.7.3, les trois premières catégories (Types I, II et III) sont présentées. Ensuite, au § XII.7.6, les modèles retenus pour le programme LBR-5 dont font partie les formulations rationnelles (Type IV) sont repris ainsi que des analyses comparatives («benchmark»). Enfin, des considérations relatives au calcul des sensibilités pour le module d'optimisation sont présentées.

### XII.7.3 Codes et Normes de Génie Civil

#### XII.7.3.1 BS 5400 et BS 5950 (UK)

Le code BS 5400 [BS82] est l'un des codes les plus explicites et rationnels. La méthode proposée pour le dimensionnement d'un panneau raidi comprimé axialement peut être résumée comme suit :

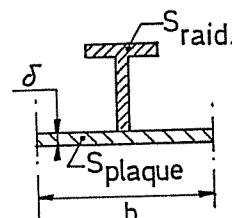
- elle se base sur une approche poutre-colonne,
- on y définit une largeur effective valant :  $b_e/b = (36/\lambda)^{0,9}$ ,  
avec  $\lambda =$  l'élancement de la colonne («column slenderness»),
- deux modes de rupture sont envisagés :
  - plastification du bordé,
  - plastification du raidisseur,
- une interaction entre  $\sigma$  et  $\tau$  est proposée.

Le code BS 5950 [BS90] repose aussi sur une approche poutre-colonne. On y spécifie simplement un facteur de réduction de la contrainte ultime («stress reduction factor») :

$$\sigma_u = \sigma_0 \frac{(f \cdot S_{\text{plaque}} + S_{\text{raid.}})}{(S_{\text{plaque}} + S_{\text{raid.}})}$$

$$\text{avec } f = 1 / (1,32 \beta - 0,333) \quad \text{si } \beta > 1$$

$$f = 1 \quad \text{si } \beta \leq 1$$



[XII.34]

et  $\beta = b/t \sqrt{\frac{\sigma_0}{E}}$  l'éclatement de la plaque.

### XII.7.3.2 ECCS n°60

Il s'agit de la recommandation n° 60 (1990) de la «*Convention Européenne de la Construction Métallique*» relative aux semelles comprimées raidies (Stiffened Compression Flanges [EC90]).

Deux approches sont présentées :

- Une approche poutre-colonne se prêtant à la numérisation et à une optimisation sur base rationnelle.
- Une approche orthotrope, moins aisée à intégrer dans un module d'optimisation à cause des sensibilités qu'il ne sera pas possible d'obtenir explicitement du fait du processus itératif de calcul.

Notons qu'une modélisation mathématique des 2 approches a été proposée par le TNO en 1991 [VA91a].

Pour éviter les problèmes de flambements locaux, la recommandation ECCS n° 60 exige le respect des conditions suivantes :

- Semelles libres :  $c / t_f \leq 12 \sqrt{k}$  [XII.35]

- Ames :

Plat:  $h / t_w \leq 12 \sqrt{k}$

Cornière et T:

$h / t_w \leq 9,4 \sqrt{k}$  si  $a/b \geq 30 \sqrt{k}$

$9,4 \sqrt{k} \leq h / t_w \leq 30 \sqrt{k}$  si  $13 \sqrt{k} \leq a/b \leq 30 \sqrt{k}$

$h / t_w \leq 30 \sqrt{k}$  si  $a/b \leq 13 \sqrt{k}$

## XII.7.4 Règlements des classifications navales et offshore

Les règlements abordés dans cette étude sont :

- API (Offshore)
- DnV (Navale et offshore)
- BV (Navale)
- GL (Navale et offshore)
- LR (Navale)

### XII.7.4.1 A.P.I.

Ce règlement de l'American Petroleum Institute [API87], basé sur les travaux de Mansour [MA80 et 90b], est relatif aux unités offshore et maritimes des installations pétrolières. La méthodologie proposée est extrêmement complète. On y propose pour chaque état limite (de service et ultime), une formulation rationnelle d'évaluation de la sécurité pour les différents composants de la structure :

- panneaux raidis,
- les raidisseurs,
- les plaques (mailles élémentaires).

Le seul point faible apparent du règlement semble être la non prise en compte de l'interaction entre la pression latérale et les contraintes membranaires ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_\varphi$ ,  $\tau$ ).

Les figures IV.21 et IV.22 constituent un condensé très explicite de la méthodologie présentée.

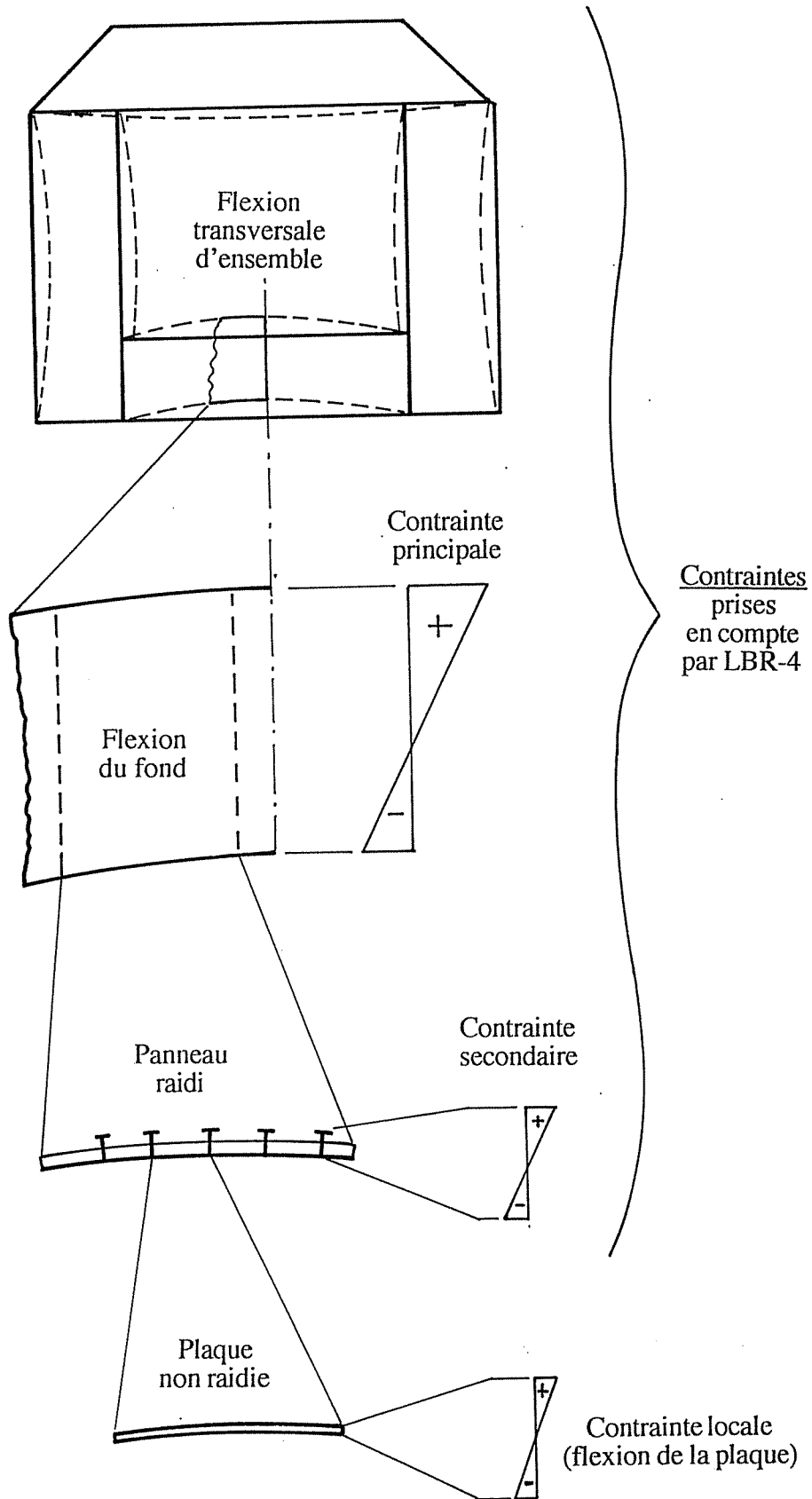


Figure IV.21 : Décomposition des niveaux de contraintes : primaires, secondaires et locales. «API Bulletin» de 1987 [API87].



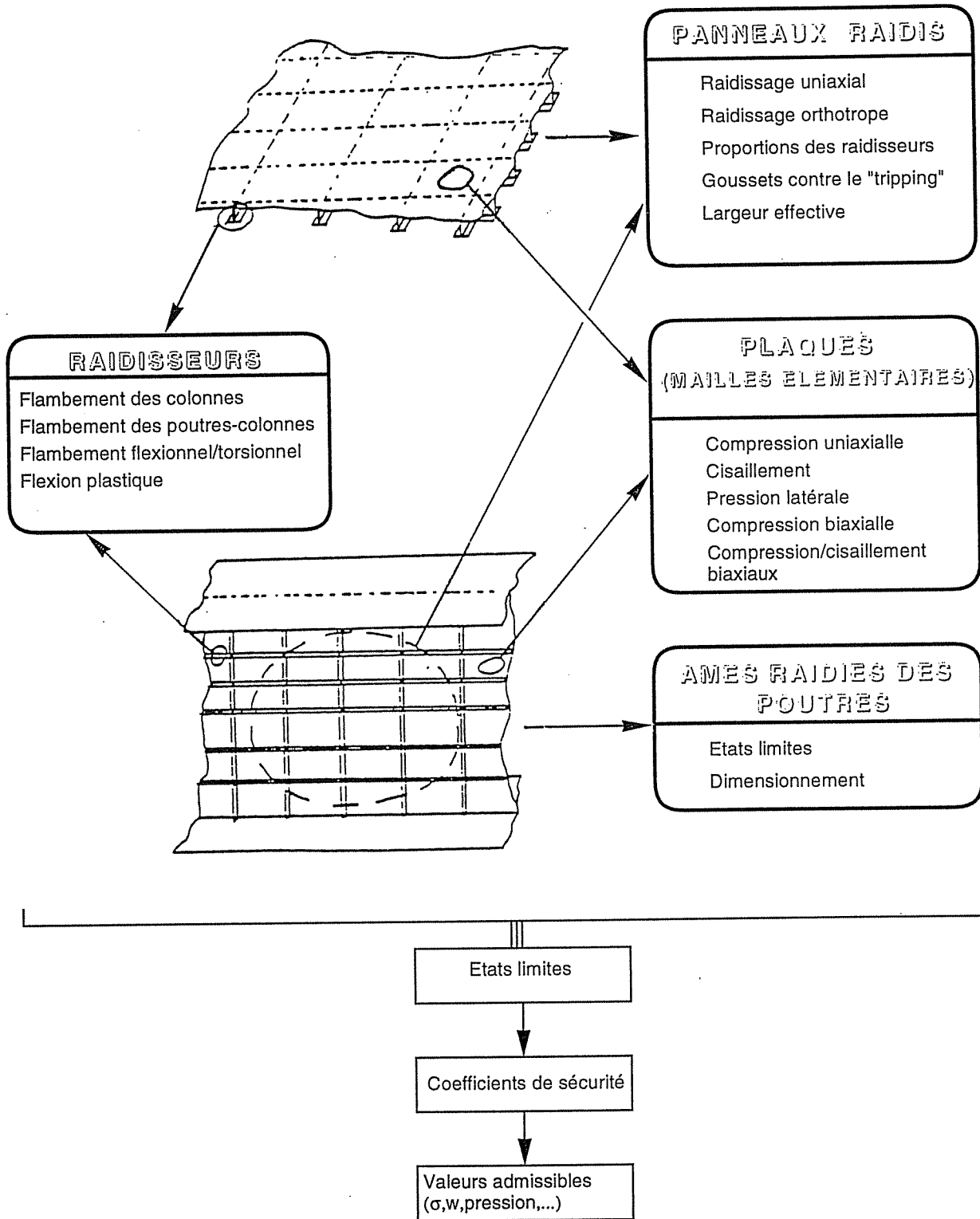


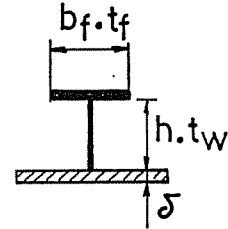
Figure IV.22 : Composants structurels et états limites couverts par la classification «API Bulletin» de 1987 [API87].

En ce qui concerne les restrictions, nous mentionnerons simplement trois restrictions imposées par ce code sur les proportions à respecter entre les dimensions des raidisseurs. Ces restrictions sont imposées pour éviter certaines instabilités telles que: *torsional/flexural buckling* et/ou *tripping* et le voilement local des âmes et semelles (local buckling).

Raidisseurs compacts :

Semelle :  $\frac{b_f}{t_f} \leq 22,4\sqrt{k}$        $k = \frac{235}{\sigma_0}$   
avec  $b_f =$  la largeur totale de la semelle

âme :  $\frac{h}{t_w} \leq 44,2\sqrt{k}$

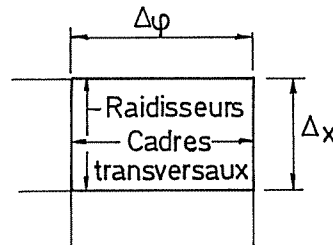


[XII.36]

NB : D'autres limites sont imposées pour les raidisseurs non-compacts. Dans les documents en notre possession, nous n'avons malheureusement pas trouvé une définition claire des raidisseurs compacts et non-compacts.

Dimensions maximales de la maille élémentaire :

$\Delta_x = \text{Min de } (\Delta_1, \Delta_2) = \text{fct } (b_f, t_f, h)_{\text{cadre}}$   
 $\Delta_y = \text{Min de } (\Delta_1, \Delta_2) = \text{fct } (b_f, t_f, h)_{\text{raid.}}$



[XII.37]

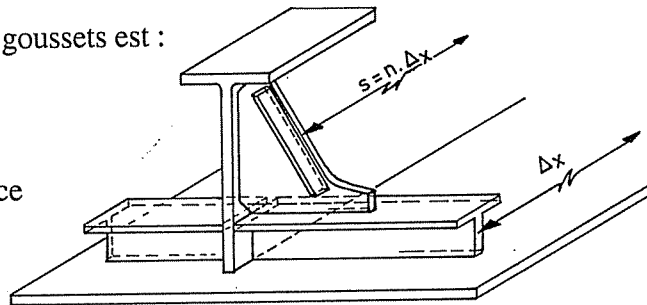
avec  $\Delta_1 < 13,1 \cdot b_f \cdot \sqrt{k}$  et  $\Delta_2 < 939 \cdot \frac{b_f \cdot t_f}{h} \cdot k$

Gousset anti-tripping pour renforts transversaux :

L'entredistance minimale entre 2 goussets est :

$s \leq 13,1 \cdot \Delta_x \cdot \sqrt{k}$

avec  $\Delta_x$  l'entredistance entre raidisseurs.



[XII.38]

XII.7.4.2 Det Norske Veritas (DnV)

Le DnV (Det Norske Veritas), société de classification norvégienne, présente une double classification. Une est relative aux bateaux (Ship Structures, Rules for Classification of Steel Ships [DnV92a]). Ce règlement est assez classique et n'apporte pas vraiment d'élément neuf vis à vis des autres règlements (BV, Lloyd's Register, ...). Par contre les règlements du DnV relatifs aux structures offshore constituent sans doute la classification la plus évoluée au niveau des méthodes et approches proposées [DnV92b]. Elle présente une série de méthodes rationnelles d'évaluation de la résistance; à savoir :

- Mobile Offshore Units, Jan 1990.
- Fixed Offshore Installation, July 1989.
- Buckling Strength Analysis, Note 30.1, May 92.
- Fatigue Strength Analysis, Note 30.2, August 84.

Nous retiendrons particulièrement la Note 30.1 relative à la résistance au voilement des panneaux raidis [DnV92c].

- Cette note est basée sur la méthode dite "*Allowable Usage Factors*". Ces "*usage factors*" (Partial Safety Factor) varient en fonction du type de charge, de l'élément structural analysé et de l'état limite étudié (plastification, voilement, rupture, fatigue, ...).

- Elle permet la prise en compte de la pression latérale en combinaison avec des efforts membranaires.

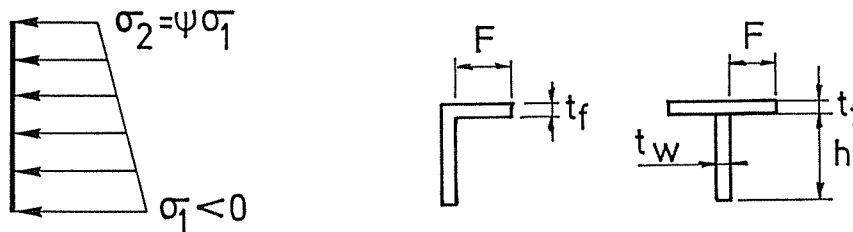
Néanmoins, la sophistication des formulations est un frein à leur utilisation pour l'établissement d'un ensemble de restrictions à intégrer dans le logiciel LBR-5. Ainsi, les règles proposées changent en fonction du rôle de l'élément (stiffened plate, girder, ...) et du type de sollicitations. Il s'agit cependant d'une piste de recherche future à développer, en intégrant ce règlement comme un ensemble cohérent de restrictions.

Notons cependant quelques restrictions imposées aux raidisseurs.

Ame des raidisseurs (non valable pour les plats sans semelle)

$$\frac{h}{t_w} \leq \left[ 3,35 - \sqrt{2(1 + \Psi)} \right] \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_F}} \quad \text{pour } -1 \leq \Psi \leq +1 \quad [\text{XII.39}]$$

avec  $\sigma_F$  = la contrainte au niveau de la semelle,  
 $\Psi$  = le coefficient de distribution des contraintes dans l'âme =  $\sigma_2/\sigma_1$ .



A titre de comparaison, pour  $\psi=1$ , on obtient :  $\frac{h}{t_w} \leq 40,4 \cdot \sqrt{k}$  avec  $k = \frac{235}{\sigma_0}$

Semelles des raidisseurs:

$$\frac{F}{t_F} \leq 12 \cdot \sqrt{k} \quad \text{avec } F \text{ la largeur « débordante » de la semelle.} \quad [\text{XII.40}]$$

Signalons aussi que la note "Ship's Load and Strength Manual" de 1978 du DnV contient de nombreuses formulations rationnelles pour le dimensionnement des panneaux raidis cylindriques et plans [DnV78].

#### XII.7.4.3 Le Bureau Veritas (France)

Une nouvelle édition du règlement des bateaux de mer du Bureau Veritas [BV97] a été éditée en mars 1996 et révisée en mars 1997. Notons que le BV propose un autre règlement pour les bateaux d'intérieur [BV84]. Une révision de ce règlement, à laquelle nous collaborons, est actuellement en cours d'élaboration.

Le BV propose des règles bien détaillées (dimensionnement rationnel) relatives au voilement des panneaux et aux instabilités locales des raidisseurs. La philosophie du BV est, nous semble-il, de garantir l'intégrité de la maille élémentaire (plaque lisse et membrures afférentes). Cela conduit à des formulations simples (abaques) qui sont, malheureusement, différentes selon le type de sollicitations ( $\sigma_x$ ,  $\tau$ ,  $\sigma_x$  et  $\tau$ ,  $\sigma_x$  et  $\sigma_y$ ). Ces formulations multiples posent, comme pour d'autres règlements, des problèmes en vue de leur intégration dans un outil d'optimisation automatisé comme LBR-5.

Concernant les panneaux comprimés raidis longitudinalement, seule une restriction basée sur la section effective (formule de Faulkner, [FA75c]) est imposée. Elle peut être considérée comme représentant l'état limite retenu par le BV pour un panneau raidi comprimé.

En ce qui concerne les restrictions relatives aux raidisseurs, le BV propose une série de

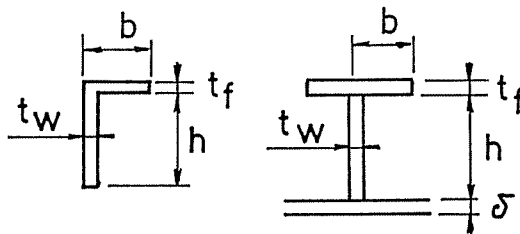
restrictions bien claires relatives :

- au voilement local des âmes et des semelles,
- au flambement par flexion,
- au flambement par torsion.

Ces restrictions sont établies pour des profilés en T, cornières à bulbes et pour de simples plats.

Les restrictions géométriques de base du BV sont :

- bordé :  $e \geq 5 \text{ mm}$
- raidisseurs :  $t_w \geq t$



[XII.41]

- raidisseur sans semelle (plat):

$$\frac{h}{t_w} \leq 18\sqrt{k}$$

- raidisseur avec semelle :

$$\frac{h}{t_w} \leq 50\sqrt{k} \quad \text{et} \quad \frac{b}{t_f} \leq 15\sqrt{k}$$

#### XII.7.4.4 Germanischer Lloyd (Germany)

Le Germanischer Lloyd (GL) propose aussi deux règlements différents selon qu'il s'agit de bateaux (Ship Technology [GL92]) ou de structures offshore (Offshore Installation [GL90]).

##### Ship Technology [GL92]

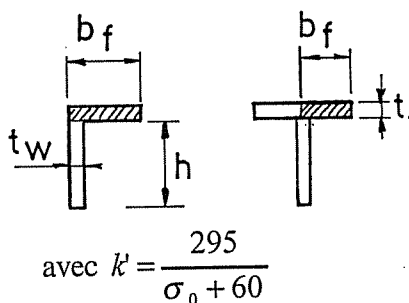
Une des originalités du GL réside dans sa méthode orthotrope de vérification au voilement des panneaux raidis. Cette méthode est essentiellement différente de la méthode de la poutre-colonne sur laquelle repose la toute grande majorité des approches des autres règlements (sauf celle du ECCS).

Notons ici simplement les impositions standards retenues par le GL :

Semelle libre :  $\frac{b_f}{t_f} \leq 19,5\sqrt{k}$

Ame : • Plat :  $\frac{h}{t_w} \leq 19,5\sqrt{k'}$

• Γ et T :  $\frac{h}{t_w} \leq 60\sqrt{k'}$



[XII.42]

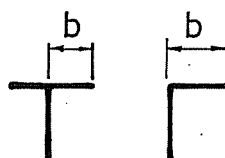
##### Offshore Installations [GL90]

Afin de ne pas avoir à vérifier le voilement local, ce règlement impose :

Semelle libre :  $\frac{b}{t_f} \leq 14\sqrt{k}$

Ame : • Plat :  $\frac{h}{t_w} \leq 14\sqrt{k}$

• Γ et T :  $\frac{h}{t_w} \leq 41\sqrt{k}$



[XII.43]

#### XII.7.4.5 Lloyd's Register of Shipping (UK)

Le Lloyd's Register of Shipping [LR92] est de toute évidence le règlement le plus «imperméable» pour l'ingénieur à la recherche de rationalité. Il semble peu accessible et peu ouvert vers la comparaison avec d'autres approches. Ainsi, lors d'une étude comparative que nous avons réalisée, le Lloyd's Register a fourni des résultats que l'on peut qualifier de «hors norme» [MO94, RI95].

Notre jugement sévère concernant le L.R. ne signifie en aucun cas que nous pensons qu'il est moins fiable ou moins adapté qu'un autre règlement pour fournir l'échantillonnage d'un bateau. Nous pensons simplement que son contenu ne permet pas (ou très difficilement) de percevoir les fondements qui en sont la base et, de ce fait, ne se prête pas à une intégration dans un module d'optimisation sur base rationnelle.

Il faut cependant signaler qu'à côté de son règlement, le L.R. a développé une méthode analytique pour déterminer la résistance ultime de panneaux raidis soumis à compression axiale (Rutherford [RU84]).

Sur base de la comparaison entre les 4 approches suivantes :

- Cambridge Method de Dwight et Little,
- Manchester Method de Horne et Narayanan,
- Monash Method de Murray,
- Imperial College Method de Chatterjee et Dowling,

le L.R. a repris les grands principes de la méthode de Chatterjee [CH77], y a ajouté une vérification au flambement torsionnel sur base de la méthode de Dwight et Little [DW76] ainsi que quelques autres améliorations.

Il s'agit d'une formulation très complète, permettant la prise en compte de la pression latérale, des contraintes résiduelles et de déformée initiale. Néanmoins, nous n'explicitons pas les détails de cette méthode car nous préférons la méthode révisée de 1992 (CESLIC) de l'Imperial College qui sera détaillée ultérieurement [DO91b et 92b].

#### XII.7.4.6 Commentaires généraux & comparaison

De la lecture et de l'utilisation des règlements de classification des bateaux (BV, GL, LR, DnV), nous notons les points suivants :

- Les règlements sont généralement fort complets (quoique certains cas de charges ne soient pas abordés).
- Ces règlements proposent des formules de dimensionnement (échantillonnage) reposant sur les charges (moment en eau calme + moment sur houle) qui incluent implicitement des coefficients de sécurité.

Le dimensionnement est le plus souvent basé sur des critères d'inertie minimum (module de résistance  $\equiv W$  (mm<sup>3</sup>)) et sur la vérification de critères de comparaison (exemple : von Mises). Les contraintes obtenues doivent être inférieures aux contraintes admissibles; celles-ci étant fixées par la classification sur base de coefficients de sécurité qu'elle propose.

- En plus (et parfois à la place c'est-à-dire dispensant de la vérification), les classifications imposent des règles empiriques sur les élancements maxima des âmes et des semelles (voir tableau ci-joint). Ces élancements maxima diffèrent de règlement en règlement. Ceci montre qu'il n'est pas réaliste d'effectuer une véritable optimisation sur un ensemble de règles empiriques pour lesquelles on ne peut pas associer une base rationnelle. Par exemple, on comprend que l'on doive imposer une borne maximale à l'élancement des âmes et semelles

mais s'agit-il de  $b/t < 10 \sqrt{k}$  ou bien,  
 $< 15 \sqrt{k}$  ou bien,  
 $< 20 \sqrt{k}$ .

Les bornes éditées par une société de classification ne sont probablement «valables» que dans le cadre interne de leur règlement.

En conclusion, les règles d'une classification doivent s'appliquer en bloc et non en partie. L'optimum obtenu sera valable pour le règlement en question mais n'aura pas un caractère d'optimum général.

Notre but étant de définir une méthodologie, nous recommandons donc :

- soit d'adopter l'ensemble des formulations d'un règlement (API, DnV, BV, GL) pour obtenir le dimensionnement optimum relatif à un règlement particulier;
- soit d'adopter un ensemble de règles dites rationnelles (Rahman, Caldwell, Hughes, Imperial College, ...) qui permettra l'obtention d'un optimum plus général, que nous qualifierons de global.

C'est cette seconde option que nous suivrons pour développer le logiciel L.B.R.-5.

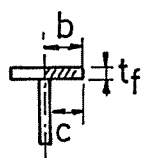
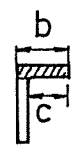
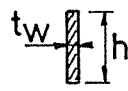
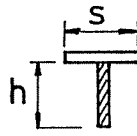
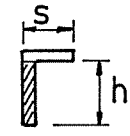
NORMES et CODES	Semelle des T et L		Ame des plats	Ame des T et L	
					
API (Offshore) [API87]	$b/t_f \leq 11,2\sqrt{k}$ avec $k=235/\sigma_0$		-	$h/t_w \leq 44,2\sqrt{k}$	
DnV (Offshore) [DnV92b]	$c/t_f \leq 12,0\sqrt{k}$		-	$h/t_w \leq 40,4\sqrt{k}$	
BV (Naval) [BV96]	$b/t_f \leq 15,0\sqrt{k}$		$h/t_w \leq 18,0\sqrt{k}$	$h/t_w \leq 50\sqrt{k}$	
GL (Naval) [GL92]	$b/t_f \leq 19,5\sqrt{k^*}$ avec $k^* = 295/(\sigma_0+60)$ c-à-d : $k=k^*=1$ pour $\sigma_0 = 235\text{N/mm}^2$		$b/t_w \leq 19,5\sqrt{k^*}$	$h/t_w \leq 60\sqrt{k^*}$	
GL (Offshore) [GL90]	$b/t_f \leq 14,0\sqrt{k}$		$h/t_w \leq 14,0\sqrt{k}$	$h/t_w \leq 41,0\sqrt{k}$	
ECCS n°60 (Genie Civil) [EC90]	$c/t_f \leq 12,0\sqrt{k}$		$h/t_w \leq 12,0\sqrt{k}$	$h/t_w \leq 30\sqrt{k}$ si $a/s \leq 13\sqrt{k}$ a = portée du raidisseur	
(Voir détails § XII.7.3.2)					

Tableau IV.3. : Comparaison des restrictions géométriques relatives à l'élanement des âmes et semelles des profilés en T et L.

### XII.7.5 Résistance des plaques comprimées raidies et non raidies - largeur effective

Dans le cadre d'une étude plus large [PA94a, 95a et b, 96b], Paik propose une formule empirique valable pour les plaques raidies et les plaques non raidies.

$$\sigma_u/\sigma_y = (0,995 + 0,936 \lambda^2 + 0,170 \beta^2 + 0,188 \lambda^2 \beta^2 - 0,067 \lambda^4)^{-0,5} \quad [\text{XII.44}]$$

avec  $\lambda$  = l'élanement de la colonne,

$\beta$  = l'élanement de la plaque.

Cette formulation est le résultat d'un ajustement mathématique (*curve fitting*) basé sur de nombreux résultats expérimentaux [PA95a et 96c]. Elle prend donc en compte implicitement les imperfections initiales des panneaux (déformations et contraintes résiduelles) mais leur niveau n'est pas connu. Le risque lié aux instabilités locales ou au tripping est aussi pris en compte implicitement.

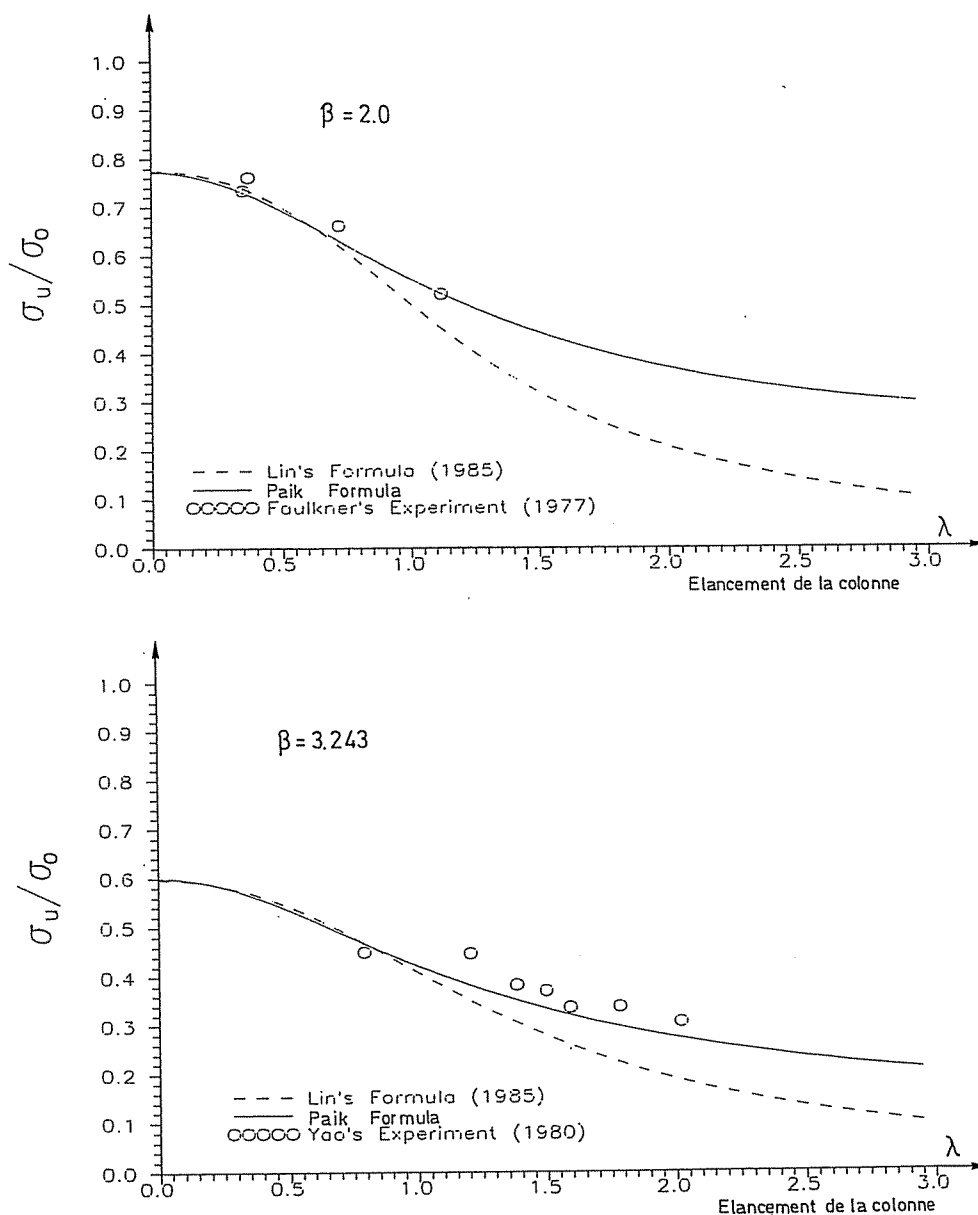


Figure IV.23: Comparaison entre les formulations empiriques de Paik et de Lin [PA96c].

Cette formulation est une version améliorée de celle de Lin [LI85, FR91, KI95] qui sous-estime trop nettement la résistance ultime des plaques ayant des raidisseurs élancés ( $\lambda$  important) (Figure IV.23). Cette différence apparaît nettement lorsque l'on compare les résultats des formules de Paik et de Lin avec des résultats expérimentaux (Figure IV.24). La dispersion est bien plus réduite avec la formulation de Paik.

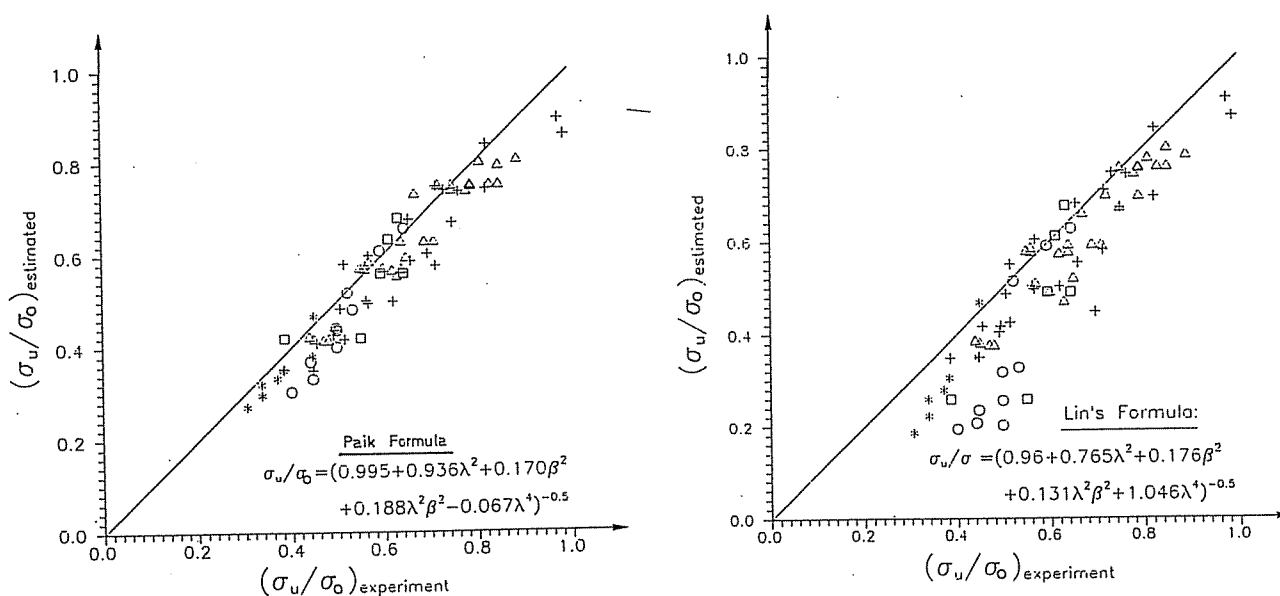


Figure IV.24: Evaluation de la fiabilité des formulations de Paik et de Lin [PA96c].

Notons que malheureusement ces expressions ne sont valables que pour des panneaux raidis comprimés axialement (c'est-à-dire dans le sens du raidissage). Les formules de Paik et Lin ne permettent donc pas d'étudier d'autres cas de sollicitations (compression bi-axiale, effort de cisaillement, pression latérale).

Néanmoins, le grand avantage de la formule de Paik est qu'elle reste valable pour des panneaux non raidis. Elle devient dans ce cas, pour  $\lambda = 0$  :

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_y} = \frac{1}{\sqrt{0,995 + 0,170 \cdot \beta^2}} \quad [\text{XII.45}]$$

Il est intéressant de comparer cette expression (Paik) avec celle de Davidson (Imperial College [CH91, DA89, 90 et 92, SM88 et 92]) ainsi qu'avec d'autres formulations classiques (Winter, Faulkner, Braham/Maquoi, ...) [FA75c, BR95].

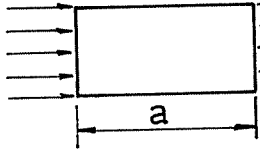
Dans le cadre des études menées à l'Imperial College [DO91b, 92a et b], Davidson propose une formulation empirique de la résistance ultime des plaques lisses. La formulation obtenue (Eq. XII.46) est le résultat d'un ajustement basé sur des calculs numériques élasto-plastiques incluant des imperfections initiales dites moyennes (déformations initiales et contraintes résiduelles).

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_y} = 0,23 + \frac{1,16}{\beta} - \frac{0,48}{\beta^2} + \frac{0,09}{\beta^3} \leq 1 \quad \text{pour } \beta \geq 1,0$$

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_y} = 1,0 \quad \text{pour } \beta \leq 1,0$$

[XII.46]





avec  $\beta = \frac{b}{\delta} \sqrt{\frac{\sigma_0}{E}}$  l'élancement de la plaque (*Plate slenderness*),

$\frac{w_0}{\delta} = 0,10\beta^2$  la déformée initiale, [XII.47a]

$\frac{\sigma_R}{\sigma_0} = 0,15$  les contraintes résiduelles. [XII.47b]

Le tableau IV.4 reprend ces diverses formulations en fonction de l'élancement réduit  $\bar{\beta}$  ou de l'élancement classique  $\beta$ . Dans ce dernier cas, la comparaison est faite pour une compression uniforme uniaxiale ( $\psi=1$  et  $k_\sigma=4$ ).

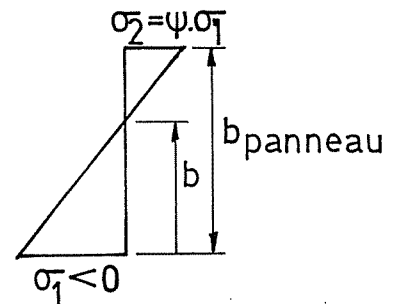
$b_{eff}/b$ ou $\sigma_u/\sigma_0$	Pour une compression $-1 \leq \Psi \leq +1$	Pour une compression uniforme ( $K_\sigma=4$ et $\Psi=1$ )
von Karman [FA75c]	$1,0 / \bar{\beta}$	$1,9 / \beta$
Winter [FA75c]	$\frac{1}{\bar{\beta}} \left( 1 - \frac{0,22}{\bar{\beta}} \right)$	$\frac{1,9}{\beta} - \frac{0,79}{\beta^2}$ si $\beta > 1$
Hughes [HU88]	---	$0,25 \left( 2 + \varepsilon - \sqrt{\varepsilon^2 - 10,4 / \beta^2} \right)$ si $\varepsilon = 1 + 2,75 / \beta^2$
Faulkner [FA75c]	---	$\frac{2}{\beta} - \frac{1}{\beta^2}$ si $\beta > 1$
BS 5950 [BS90]	---	$\frac{1}{1,32\beta - 0,333}$
Dubas [DU86]	$\frac{1}{\bar{\beta}} \left( 1 - 0,05 \frac{3 + \Psi}{\bar{\beta}} \right)$	$\frac{1,9}{\beta} - \frac{0,726}{\beta^2}$ si $\beta > 1$
Braham/Maquoi [BR95]	$\left( \frac{1}{1 + c \cdot \bar{\beta}^m} \right)^n$ avec c,m,n fonction de la déformée initiale (Eq. XII.50) et $1,0 \leq \bar{\beta} \leq 3,5$ $0,2 \leq \delta_0/\delta \leq 4,0$	$\left( \frac{1}{1 + c \cdot \beta^m} \right)^n$ avec c,m,n fonction de la déformée initiale (Eq. XII.50) et $1,0 \leq \bar{\beta} \leq 3,5$ $0,2 \leq \delta_0/\delta \leq 4,0$
Davidson [CH91]	---	$0,23 + \frac{1,16}{\beta} - \frac{0,48}{\beta^2} + \frac{0,09}{\beta^3}$
Paik [PA96b]	---	$(0,995 + 0,17 \cdot \beta^2)^{-0,5}$

Tableau IV.4 : Comparaison de formulations de la largeur effective.

avec  $\beta = b/\delta \sqrt{\sigma_0/E}$

$b$  = largeur comprimée =  $b_{panneau}$  (pour  $\Psi \geq 0$ )  
 =  $b_{panneau} \cdot 1/(1 + \Psi)$  (pour  $\Psi \leq 0$ )

$\Psi$  = coefficient définissant la forme de la distribution de la compression ( $-1 \leq \Psi \leq 1$ )



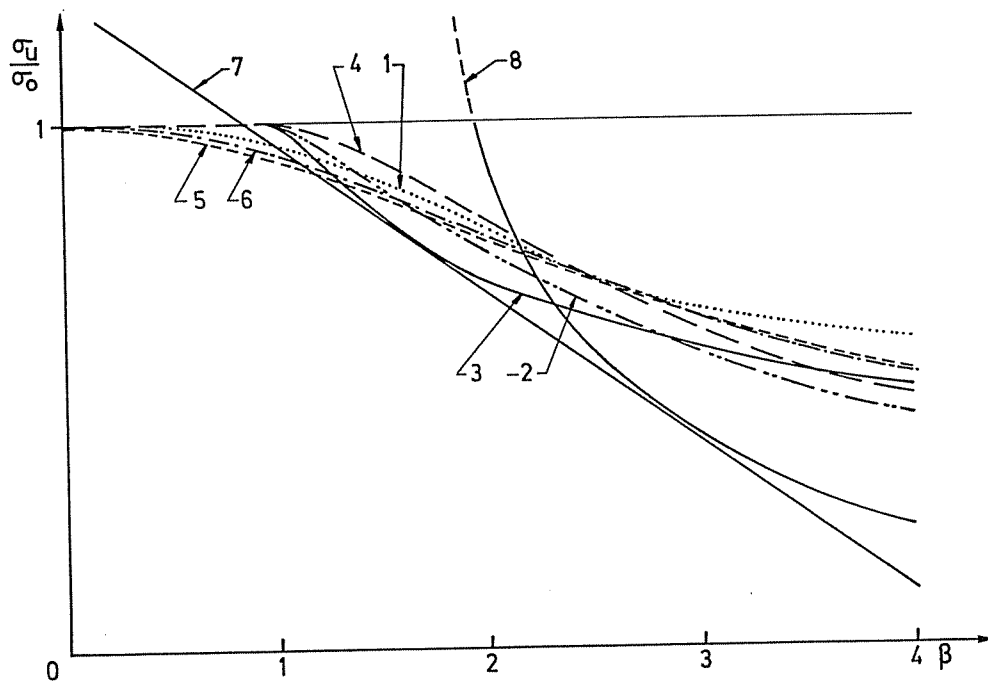
$$\bar{\beta} = \text{l'élancement réduit} = \frac{1,05}{\sqrt{K_\sigma}} \cdot \beta$$

avec  $K_\sigma$  = le coefficient de voilement

$K_\sigma = 4$  en compression pure ( $\Psi = 1$ )

$K_\sigma = 27,12$  en flexion dans le plan - *in plane bending*- ( $\Psi = -1$ )

La figure IV.25 compare quelques formulations.



Courbes	Auteurs et références	
1	Hughes	[HU88], Eq. XII.54,
2	Faulkner	[FA75c], Eq. XII.48,
3	Davidson	[CH91], Eq. XII.46,
4	Soares	[GO93],
5	Paik	[PA95a], Eq. XII.44,
6	Lin	[PA96c],
7	Japan (base expérimentale)	[DO92a],
8	Voilement élastique	$(3,62/\beta^2)$

Figure IV.25: Comparaison de formulations de la résistance des plaques lisses uniformément comprimées ( $\psi = 1$ ).

Vu sa simplicité et sa polyvalence (plaque lisse et raidie), c'est la formulation de Paik qui a été retenue pour établir la restriction sur la résistance ultime des panneaux raidis comprimés axialement.

En ce qui concerne les plaques non raidies, il est utile de rappeler les travaux de Faulkner et Braham-Maquoi relatifs à la prise en compte des imperfections initiales de la plaque.

En 1975, Faulkner présenta une étude très intéressante où il passa en revue les diverses formulations relatives à l'estimation de la largeur effective du bordé en vue de l'analyse des panneaux raidis soumis à flexion et à compression [FA75c]. Depuis lors, il faut y ajouter d'autres formulations dont celle de Davidson et celles de Lin et Paik ainsi que l'étude de Braham-Maquoi.

Faulkner aborde 3 problèmes qui conduisent à réduire la largeur effective du bordage des panneaux comprimés ou fléchis :

1. Effet du «Shear Lag» apparaissant lors de la flexion des poutres caissons. On parle dans ce cas plutôt de «Effective Breadth» ou de largeur collaborante. Le phénomène est aussi bien lié à l'état de compression que de tension.
2. La perte de rigidité due au voilement du panneau. On parlera alors de «Effective Width» - ou de largeur effective.
3. L'effet des contraintes résiduelles, de la déformation initiale et de la pression latérale. Faulkner y mentionne le problème de l'estimation de la déformation initiale sur base statistique.

Sur base d'un ajustement basé sur de nombreux tests expérimentaux, Faulkner établit que  $b_e/b$  vaut:

- lors du moment du voilement

$$\frac{b_e}{b} = \frac{2}{\beta} - \frac{1}{\beta^2} \quad (\beta > 1) \quad [\text{XII.48a}]$$

- avant le voilement ( $0.7\sigma_0 < \sigma_e < \sigma_0$ )

$$\frac{b_e}{b} = \frac{2}{\beta_e} - \frac{1}{\beta_e^2} \quad \text{avec } \beta_e = \beta \cdot \sqrt{\frac{\sigma_0}{\sigma_e}} < \beta \quad [\text{XII.48b}]$$

Pour tenir compte des contraintes résiduelles Faulkner propose de réduire  $b_e/b$  par un facteur R basé sur le calcul d'un module tangent ( $E_t < E$ ) [FA75c].

En ce qui concerne l'effet de la pression latérale, Faulkner admet que, dans le domaine des petites déformations, la pression latérale n'a pas d'effets importants sur la résistance au voilement car les forces membranaires sont faibles pour les faibles déformations.

#### Effet de la déformée initiale $\delta_0$ .

Soit  $\delta_0$  la déformée moyenne au centre du panneau. Il est classique de quantifier cette déformation par le paramètre K :

$$\frac{\delta_0}{\delta} = K \cdot \beta^2 \quad \text{avec } \delta = \text{épaisseur de la plaque} \quad [\text{XII.49}]$$

$$\beta = \text{élancement} = \frac{b}{\delta} \sqrt{\frac{\sigma_0}{E}}$$

Faulkner recommande  $K = 0,15$  pour les bateaux civils et Dubas [DU86] mentionne une fourchette  $0,05 \leq K \leq 0,15$  pour les structures de génie civil.

Les formules de Davidson, Paik, Faulkner et de Winter relatives à la détermination des largeurs effectives couvrent un certain niveau d'imperfections initiales (déformée et contraintes résiduelles). Celles-ci sont incluses explicitement dans les formulations car elles ont été établies sur base statistique. L'inconvénient majeur de ces formulations est que le niveau d'imperfection considéré n'est pas connu et, surtout, ne peut pas être changé.

Pour remédier à cela, en 1995, Braham et Maquoi [BR95], sur base d'une analyse numérique, ont établi des abaques permettant la prise en compte explicite:

- de la déformation initiale :  $0,2 \leq \delta_0/t \leq 4,0$ ;
- de la limite élastique  $\sigma_0$ ;
- du type de charges ( $\psi = -1, 0$  et  $1,0$ ).

De plus, ils proposent une formulation mathématique simple qui permet une prise en compte explicite de ces imperfections. Cette formulation peut aisément s'intégrer dans le module d'optimisation développé. Toutefois, la connaissance de la déformée initiale, au niveau de l'avant-projet n'étant généralement pas connue, il faudra définir un niveau moyen acceptable. Ce niveau devant être repris, pour l'exécution, au niveau du cahier des charges.

La formulation de Braham - Maquoi s'écrit :

$$\frac{b_e}{b} = \left( \frac{1}{1 + c \cdot \bar{\beta}^m} \right)^n \quad \text{avec} \quad c = 1,24 \left( \frac{\delta_0}{\delta} \right)^{0,85} - \frac{\delta_0}{\delta} + 1,282 \quad [\text{XII.50}]$$

$$m = 1,272 \left( \frac{\delta_0}{\delta} \right)^{-0,56} - 0,461 \quad \text{et} \quad n = 0,77 \sqrt{\frac{\delta_0}{\delta}}$$

sachant que cette formulation est valable pour  $1,0 \leq \bar{\beta} \leq 3,5$  et  $0,2 \leq \delta_0/\delta \leq 4,0$   
et avec  $\bar{\beta}$  l'élanement réduit (Tableau IV.4)

## XII.7.6 Formulations rationnelles de la résistance ultime des panneaux intercostaux

### XII.7.6.1 Méthode de UEDA - Rashed - Paik.

En 1995, Ueda [UE83, 91b et 95] présente un modèle paramétrique intégrant les interactions possibles entre le voilement, la plastification et la résistance ultime des plaques et des panneaux raidis soumis à un état plan de contraintes combinées ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau$ ).

Trois états limites sont considérés, le voilement, la plastification et la résistance ultime, pour respectivement, des plaques raidies et non raidies. Des rapports limites entre la rigidité flexionnelle des raidisseurs et celle de la plaque ( $\gamma = EI / b D$ ) sont définis pour, respectivement, le voilement ( $\gamma_B$ ) et la ruine ( $\gamma_u$ ). Lorsque  $\gamma < \gamma_B$ , un voilement et une ruine d'ensemble apparaissent; lorsque  $\gamma_B < \gamma < \gamma_u$ , la plaque voile et la ruine se produit par plastification ou instabilité des raidisseurs et, si  $\gamma_u < \gamma$ , c'est le voilement puis la ruine de la plaque et, éventuellement, l'instabilité ou la plastification des raidisseurs.

L'approche proposée repose sur des bases rationnelles qui satisfont à nos critères de sélection. Une procédure automatisée pour évaluer la résistance ultime d'un panneau raidi a été établie.

Malgré toutes ces qualités, il n'a pas été intégré au sein du modèle d'optimisation LBR-5 pour les raisons suivantes :

- le calcul est itératif,
- le modèle d'interaction proposé varie en fonction du type de mode de ruine (voilement puis ruine d'ensemble ou ruine d'ensemble précédée du flambement des raidisseurs ou ...),
- le modèle d'interaction est différent pour un panneau raidi ou non raidi,
- la pression latérale n'est pas prise en compte,
- la validation du modèle n'a été effectuée que dans quelques cas précis et devrait être étendue.

### XII.7.6.2. Modèle de Hughes

Le modèle de Hughes [HU88, p.470-478, RA96] a pour but de déterminer la résistance ultime en compression des panneaux intercostaux. Ces panneaux sont comprimés (axialement) et fléchis (effet de la pression latérale). Le modèle de Hughes repose sur la méthode de la poutre-colonne ; les efforts transversaux (état bi-axial de contraintes) ne sont donc pas pris en compte. La figure IV.26 reprend les paramètres géométriques utilisés.

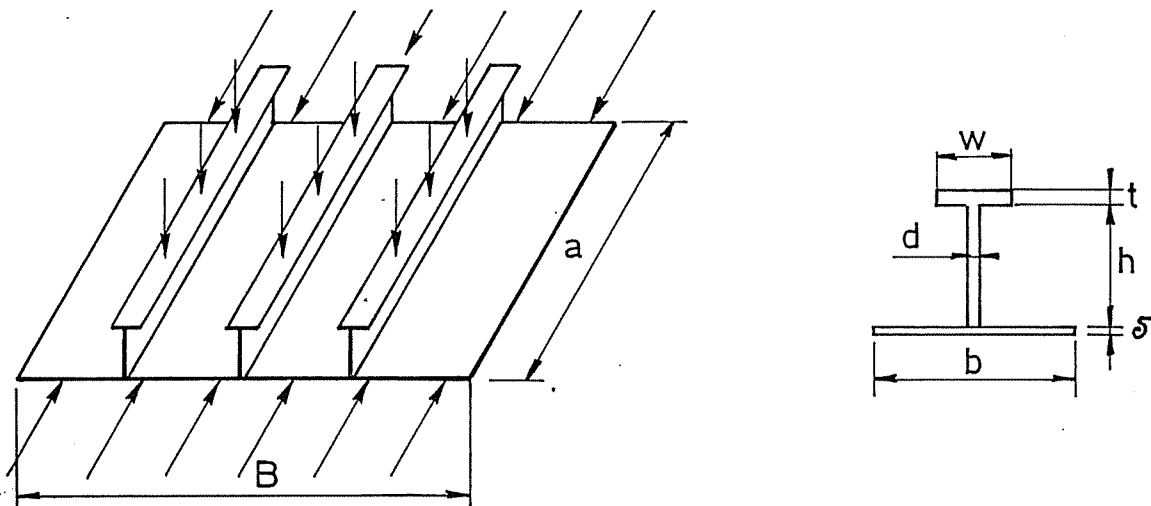


Figure IV.26 : Le panneau intercostal de référence considéré dans la méthode de Hughes.

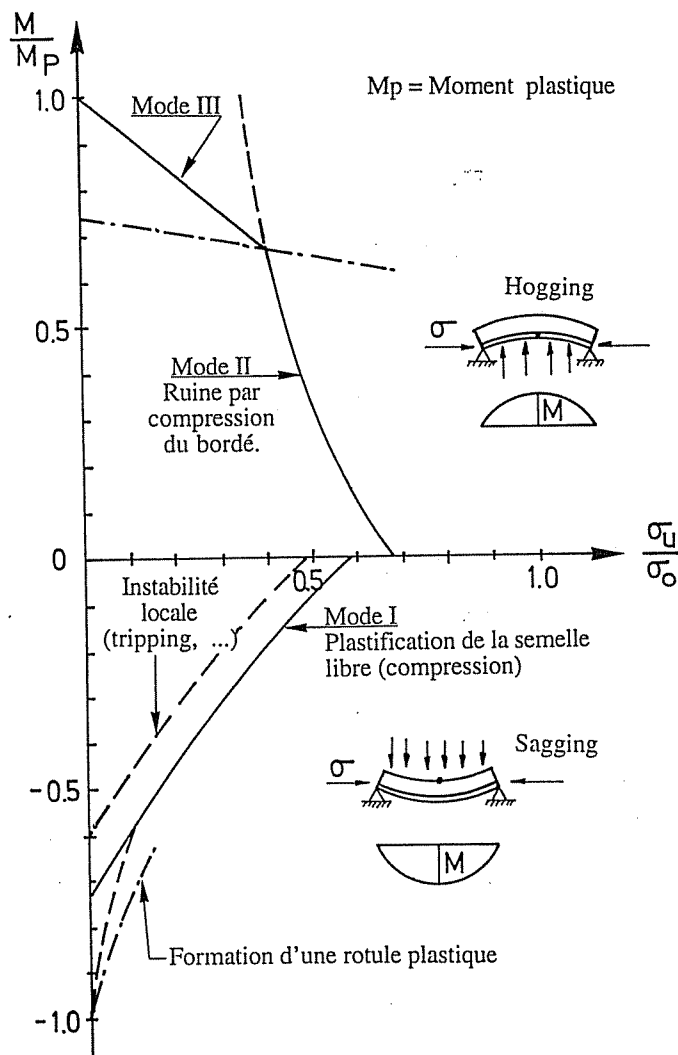
### a Hypothèses :

La ruine d'un tel panneau est supposée apparaître entre deux renforts transversaux par plastification (traction ou compression) ou par flambement de la poutre-colonne. Il est bon de rappeler qu'une telle hypothèse repose sur les deux postulats suivants :

- a.1. La résistance au voilement d'ensemble du panneau raidi (y compris les renforts transversaux) est supérieure à la résistance ultime des panneaux intercostaux. Ceci nécessite que la rigidité des renforts transversaux soit suffisante pour supporter, sans se déformer, les raidisseurs longitudinaux. Hughes recommande la restriction de Johnston 1976 qui, comme Rahman l'a montré, est extrêmement restrictive et fort (trop) sécuritaire [HU88, p.455, JO76].
- a.2. La résistance au flambement par tripping (état limite ultime) des raidisseurs est supérieure à la résistance ultime des panneaux intercostaux. Cette garantie est acquise soit par des restrictions géométriques, soit par des restrictions sur la rigidité flexionnelle et torsionnelle des raidisseurs (ce problème est traité au § XII.8, partie IV).

### b Modes de ruines :

Hughes envisage trois modes de ruines qui sont repris à la figure IV.27.



#### Mode I :

La ruine apparaît par excès de compression de la semelle du raidisseur (plastification). Ce mode est atteint si les raidisseurs sont dimensionnés contre les instabilités locales et contre le tripping (courbe en pointillé à la Figure IV.27). Ce mode de rupture peut apparaître dans le cas d'une compression agissant seule ou dans le cas de la combinaison flexion/compression (bordé tendu).

#### Mode II :

La ruine arrive par excès de compression du bordé (flambement de la poutre-colonne) en présence d'un moment de flexion en hogging (bordé comprimé). Lorsque ce moment devient assez important, une plastification (traction) de la semelle libre peut apparaître. En fait, il ne s'agit pas dans ce cas, de l'état limite ultime (ligne en trait d'axe); le vrai mode de ruine étant le mode III. Mais le mode II est plus commode à considérer.

#### Mode III :

La ruine apparaît par une combinaison de plastification de la semelle libre (traction) et d'excès de compression du bordé. Ce mode n'apparaît que pour des charges latérales fort importantes et ne sera pas considéré; il sera remplacé par le mode II (trait d'axe: — — — ).

Figure IV.27 : Modes de ruine d'un panneau raidi (Approche de Hughes).

### c Modèles de ruine

Nous détaillons ici les modèles des modes de ruine I et II correspondant à une prédominance de la compression vis à vis de la flexion (pression latérale modérée). La résistance ultime  $\sigma_u$  du panneau se définit comme étant:

$$\sigma_u = \text{Min} [\sigma_u(\text{I}), \sigma_u(\text{II})] \leq \sigma_0 \quad [\text{XII.51}]$$

avec  $\sigma_u(\text{I})$  mode I ; semelle comprimée,

$\sigma_u(\text{II})$  mode II; bordé comprimé.

La poutre-colonne, représentant le panneau raidi, est supposée bi-appuyée.

#### c.1 Modèle de ruine du mode I - Plastification des semelles

$$\sigma_0 = \sigma_u(I) + \frac{My_s}{I} + \frac{\sigma_u(I) (A_0 + A)y_s}{I} \quad [\text{XII.52.a}]$$

compression flexion      Effet de la flèche  
sagging                      Interaction compression-flexion

avec A section (raidisseur + bordé complet),  
I inertie (raidisseur + bordé complet),  
M moment dû à la charge latérale q (N/m<sup>2</sup>) ; M = q.b.a<sup>2</sup>/8,  
 $\Delta$  flèche due à cette charge;  $\Delta = 5/384 qb.a^4/EI$ ,  
 $\Delta_0$  déformation initiale ;  $\Delta_0 = a/750$ ,  
 $y_s$  excentrement de la semelle (mi-épaisseur par rapport à l'axe neutre),  
 $\phi$  facteur d'amplification =  $1/(1-\lambda^2.R)$ ,

on en déduit:  $\sigma_u(\text{I}) = R \cdot \sigma_0$

avec R calculé comme suit :

$$R = \frac{\xi}{2} - \sqrt{\frac{\xi^2}{4} - \frac{1-\mu}{\lambda^2}} \quad \eta = \frac{(\Delta_0 + \Delta)y_s}{\rho^2}$$

$$\lambda = \frac{a}{\pi\rho} \sqrt{\frac{\sigma_0}{E}} \quad \mu = \frac{M.y_s}{I.\sigma_0} \quad [\text{XII.53}]$$

$$\rho = \sqrt{I/A} \quad \xi = 1 - \mu + \frac{1+\eta}{\lambda^2}$$

#### c.2 Modèle de ruine du Mode II - Excès de compression du bordé

- Le bordé étant comprimé, la largeur effective ( $b_e = b T$ ) est calculée sur base du module sécant comme suit :

$$T = b_e/b = E_s/E = 0,25 \cdot \left( 2 + \varepsilon - \sqrt{\varepsilon^2 - 10,4/\beta^2} \right) \quad [\text{XII.54}]$$

avec  $\varepsilon = 1 + 2,75/\beta^2$  et  $\beta = b/\delta \sqrt{\sigma_0/E}$

- Sur base d'une contrainte résiduelle valant 10 % de la limite élastique ( $\sigma_R = 0,1.\sigma_0$ ), la contrainte maximale admissible  $\sigma_F$ , devient :  $\sigma_F = \sigma_0 (T-0,1)/T$ .

On a donc un état limite défini par :

$$\sigma_0 \left( \frac{T-0,1}{T} \right) = \sigma_u(II) \cdot \frac{A}{A_e} + \frac{M \cdot y_P}{I_e} + \sigma_u(II) \frac{A}{A_e} \frac{(\Delta_0 + \Delta) \cdot y_P}{I_e} \cdot \phi + \sigma_u(II) \frac{A}{A_e} \frac{\Delta_P \cdot y_P}{I_e} \quad [\text{XII.52.b}]$$

avec :  $A_e$  et  $I_e$  la section et l'inertie calculée avec la largeur effective  $b_e$ ,  
 $y_P$  l'excentrement du bordé (mi-épaisseur) jusqu'à l'axe neutre de la section effective ( $A_e$ ),  
 $\Delta_P$  l'excentricité causée par la perte de rigidité du bordé =  $y_R \cdot A_R (1/A_e - 1/A)$   
 $y_R$  l'excentrement de la semelle (à mi-épaisseur) à l'axe neutre du raidisseur seul,  
 $A_R$  la section du raidisseur seul,  
 $\sigma_F = \sigma_0 (T-0,1)/T$

Et on en déduit:  $\sigma_u(II) = R \cdot \sigma_F$

avec R calculé comme suit :

$$R = \frac{\xi}{2} - \sqrt{\frac{\xi^2}{4} - \frac{1-\mu}{(1+\eta_P)\lambda^2}} \quad \eta = \frac{(\Delta_0 + \Delta)y_P}{\rho_e^2} \quad \text{et} \quad \eta_P = \frac{\Delta_P \cdot y_P}{\rho_e^2}$$

$$\lambda = \frac{a}{\pi \rho_e} \sqrt{\frac{\sigma_F}{E}} \quad \mu = \frac{M \cdot y_P}{I_e \cdot \sigma_F} \quad [\text{XII.55}]$$

$$\rho_e = \sqrt{\frac{I_e}{A_e}} \quad \xi = \frac{1-\mu}{1+\eta_P} + \frac{1+\eta_P+\eta}{(1+\eta_P)\lambda^2}$$

### XII.7.6.3      Modèle de l'Imperial College (UK)

De 1988 à 1992, d'importantes recherches sur le dimensionnement des panneaux raidis ont été menées à bien à l'Imperial College sous la supervision de P. Dowling [BO92a et 93, CH91, DA89, 90b et 92, DO91b et 92b, SM88 et 92]. L'objectif de ces recherches est de proposer des formulations et des modèles de calcul explicite ayant une base rationnelle plutôt que statistique ou empirique.

La raison du développement de telles formulations explicites est de permettre le développement de méthodes probabilistes d'analyse du risque (*Reliability Analysis, Risk Assessment* [AV92, MA90a, 94b, 95 et 97]). De tels modèles nécessitent la connaissance (donc leur évaluation) des incertitudes (*Uncertainties*) liées à la valeur de chaque élément et paramètre intervenant au niveau du dimensionnement. Les incertitudes (écarts vis-à-vis de la moyenne) relatives aux dimensions, épaisseurs, charges, propriétés mécaniques sont nécessaires. Mais il faut aussi connaître l'incertitude liée au modèle lui-même. Le besoin de modèles explicites, simples et performants, pouvant s'intégrer dans des codes et des règlements basés sur cette méthodologie (*Reliability Analysis*) est la raison du développement de tels travaux.

La qualité remarquable et la cohérence de ces travaux nous invitent à les reprendre ici. Smith et Davidson [DA89, 90b et 92, SM88 et 92] ont développé des modèles relatifs à la maille élémentaire (non raidie) soumise à des sollicitations combinées (effets membranaires et pressions latérales). Chapman [CH91] présente un résumé de ces 4 travaux et de la thèse de Davidson [DA89]. Bonello [BO92a] et Chryssanthopoulos [BO93] ont, pour leur part, développé un modèle relatif à la poutre-colonne comprimée/fléchie, modélisant un panneau raidi (dit intercostal).

Le rapport du CESLIC [DO91b] reprend l'ensemble de ces travaux, les complète et présente un ensemble cohérent de modèles explicites permettant l'évaluation de tous les états limites relatifs à un panneau raidi, c'est-à-dire :

- les états limites de la maille élémentaire,
- les états limites d'ensemble du panneau raidi (intercostal),



- les états limites locaux des raidisseurs et membrures transversales.

La méthodologie semble de plus devoir s'adapter aux structures navales et à celles du génie civil. Les 4 articles de Smith [DA90b et 92, SM88 et 92] ont nettement été orientés vers les applications navales. Par contre, une fois réuni avec d'autres modèles, l'ensemble final (CESLIC [DO91b]), sans doute sous l'influence de Dowling, semble aussi cibler les structures du génie civil.

Les modèles retenus, programmés et intégrés dans le modèle LBR-5, relatifs à la résistance ultime des panneaux raidis sont les suivants :

- Plaque non raidie sous contraintes uni-axiales ( $\sigma_x$  ou  $\sigma_\varphi$ ).
- Plaque non raidie sous contraintes tangentielles ( $\tau$ ).
- Plaque non raidie sous  $\sigma_x$ ,  $\sigma_\varphi$ ,  $\tau$  (membranaires) et la pression latérale (flexion).
- Plaque raidie longitudinalement soumise à compression axiale et à la flexion ( $M_{ext}$  et  $P_{lat}$ ).

Les modèles proposés ont tous une base rationnelle même si certains reposent sur des abaques. Afin de transformer ces abaques en modèle mathématique, des formulations polynomiales résultant d'ajustement ont été effectuées. Ce sont ces formulations qui sont contenues dans le rapport du CESLIC et dont nous en avons intégré certaines au sein du logiciel LBR-5.

Sauf mention contraire, le panneau est supposé appuyer sur les 4 bords et les déplacements normaux aux bords (dans le plan de la plaque) sont uniformes (4 bords contraints symbolisés par CCCC). Lorsque ces déplacements sont libres, on parle de bords appuyés non-contraints et l'on symbolise la plaque par UUUU.

La validation de ces modèles vis à vis de résultats expérimentaux et numériques (FEM) a confirmé la qualité des modèles proposés et leur bonne adéquation en comparaison à diverses codes/méthodes; à savoir :

- ECCS n°60 [EC90],
- API Bull 2V [API87],
- BS5400 [BS82],
- BS5950 [BS90],
- DnV, Note 30.1 [DnV92c].

### a. Plaque non raidie sous contraintes uni-axiales ( $\sigma_x$ ou $\sigma_\varphi$ )

Trois cas de charge sont étudiés :

- Compression uniforme axiale dans la direction du grand côté (a) (Fig. IV.28).
- Compression uniforme transversale dans la direction du petit côté (b) (Fig. IV.30).
- Flexion dans le plan de la plaque (In plane bending) (Fig. IV.32).

#### • Compression uniforme axiale ( $\sigma_{xu}$ )



Figure IV.28 : Compression uniforme axiale

La résistance ultime est

$$\sigma'_{xu} = \frac{\sigma_{xu}}{\sigma_0} = 0,23 + \frac{1,16}{\beta} - \frac{0,48}{\beta^2} + \frac{0,09}{\beta^3} \quad \beta = \frac{b}{\delta} \sqrt{\frac{\sigma_0}{E}} \quad [\text{XII.56}]$$

Il s'agit du modèle de Davidson [CH91] qui correspond à la courbe «Moyenne» (c'est-à-dire aux imperfections moyennes) de la figure IV.29 ( $\sigma_r = 0,2 \sigma_0$  et  $\Delta_0/\delta = 0,1 \beta^2$ ).

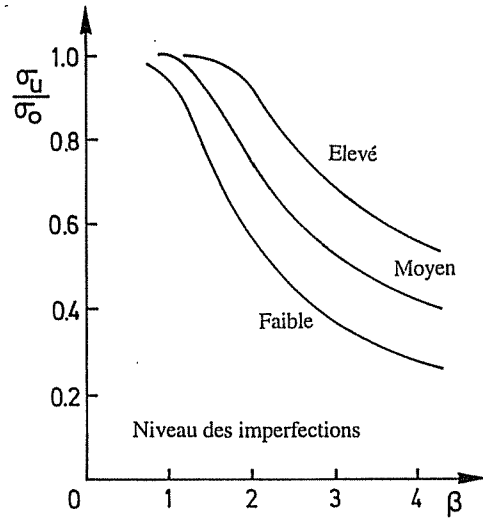


Figure IV.29 : Influence du niveau des imperfections sur la résistance.

Dans ce modèle ( $a > b$ ), la longueur du panneau ( $a$ ) n'intervient pas (sauf à travers  $\Delta_0$ ); seule la largeur ( $b$ ) intervient via l'élanement  $\beta$ .

• Compression uniforme transversale ( $\sigma_{\varphi u}$ )

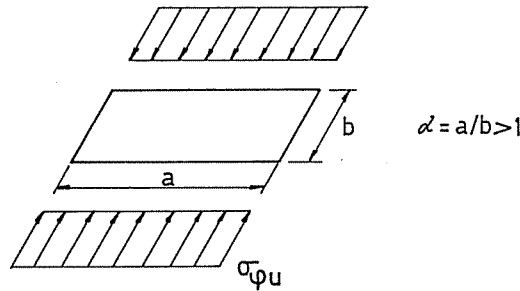


Figure IV.30 : Compression uniforme transversale.

La compression ultime s'écrit :

$$\sigma'_{\varphi u} = \frac{\sigma_{\varphi u}}{\sigma_0} = \sigma'_c + (\sigma'_{xu} - \sigma'_c) \cdot \frac{b}{a}$$

[XII. 57.a et XII.57.b]

$$\text{avec } \sigma'_c = \frac{\sigma_c}{\sigma_0} = \frac{0,025}{\beta} + \frac{0,641}{\beta^2} - \frac{0,188}{\beta^3}$$

Cette formulation trouve ses origines dans les abaques de la figure IV.31 (pour un niveau des imperfections élevé - Fig. IV.29)

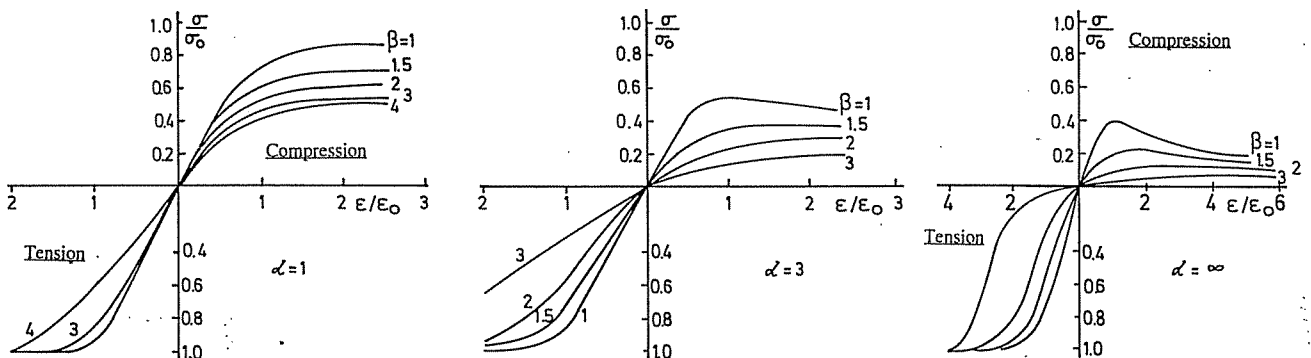


Figure IV.31 : Courbes contraintes/déformations de la plaque comprimée (tendu) transversalement.

Dans ce cas, l'influence du rapport  $\alpha = a/b$  sur la résistance est fort importante.

• **Flexion membranaire longitudinale ( $\sigma_{xb}$ )**

L'idée est de modifier la résistance ultime axiale ( $\sigma'_{xu}$ , Eq. XII.56) pour prendre en compte la présence de la flexion membranaire (in-plane bending). Cette résistance ultime axiale modifiée ( $\sigma'_{xb}$ ) s'écrit :

$$\sigma'_{xb} = \frac{\sigma_{xb}}{\sigma_0} = \sigma'_{xu} \cdot \frac{1 - M_x/M_{xu}}{1 - 0,5M_x/M_{xu}} \quad [\text{XII.58.a}]$$

$$\text{avec } M_{xu} = M_p \cdot \left( \frac{4,2}{\beta} - \frac{7,1}{\beta^2} + \frac{5}{\beta^3} \right) \quad [\text{XII.58.b}]$$

$$M_p = \sigma_0 \frac{b^2 \cdot t}{4} \text{ (le moment plastique)}$$

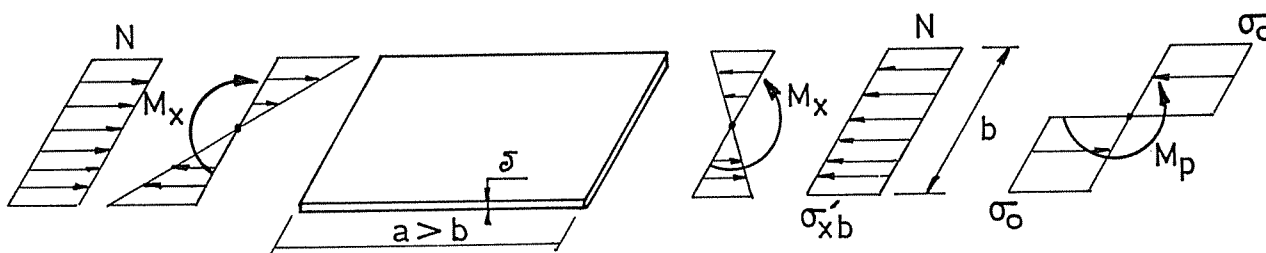


Figure IV.32 : Flexion dans le plan de la plaque (In-plane bending)

Cette équation (XII.58a) résulte en fait de la fonction d'interaction suivante :

$$\frac{M_x}{M_{xu}} - 0,5 \frac{M_x}{M_{xu}} \cdot \frac{\sigma_x}{\sigma_{xu}} + \frac{\sigma_x}{\sigma_{xu}} = 1 \quad [\text{III.59}]$$

L'expression de  $M_{xu}$  (Eq. XII.58.b) résulte d'un ajustement polynomial effectué sur des courbes obtenues lors d'analyses par éléments finis.

Si le moment membranaire ( $M_x$ ) est nul, on retrouve l'expression de la résistance ultime axiale ( $\sigma_{xb} = \sigma_{xu}$ ), Eq. XII.56.

Notons qu'aucun modèle de la flexion transversale dans le plan de la plaque n'est proposé ici.

Remarques :

- Les formules (Eq. XII.56 et XII.57.a) relatives aux contraintes ultimes axiales ( $\sigma_{xu}$ ) et transversales ( $\sigma_{\phi u}$ ) sont établies pour :
  - une déformation initiale  $\Delta_0/\delta = 0,1 \beta^2$ ,
  - une contrainte résiduelle ( $\sigma_R$ ) de  $0,2 \sigma_0$ ,
  - des appuis simples contraints (CCCC).
- Une méthode pour tenir compte d'autres valeurs des imperfections initiales ( $\Delta_0/\delta$  et  $\sigma_R$ ) a aussi été introduite.
- Une formulation de la variation de la résistance est aussi proposée pour des bords non-contraints (UUUU).

### b. Plaque non raidie sous contraintes tangentielles ( $\tau$ )

Sur base d'un ajustement polynomial, une expression empirique est proposée pour 4 types de conditions d'appuis (CCCC - CCUU - UUCC et UUUU); sachant que C = bord contraint et U = bord non-contraint.

Pour une plaque contrainte (CCCC), la formulation retenue est la suivante (Figure IV.33).

$$\tau'_u = \frac{\tau_u}{\tau_0} = \frac{C_1}{\beta'} + \frac{C_2}{\beta'} \quad \text{si } \beta' = \frac{\beta}{\beta_{cr}} > 1 \quad [\text{XII. 60.a}]$$

$$= C_3 + C_4\beta' + C_5\beta'^2 + C_6\beta'^3 \quad \text{si } \beta' < 1 \quad [\text{XII.60.b}]$$

$$\text{avec } \beta_{cr} = \text{l'élancement critique} = \frac{0,8}{\sqrt{5,34 + 4(b/a)^2}} \quad [\text{XII. 60.c}]$$

et

$$C_1 = 1,30 - 0,05 \cdot \alpha \geq 1,05 \quad \text{pour } \alpha = a/b$$

$$C_2 = 0,85 - C_1$$

$$C_3 = -4 + 6 C_1 + 7 C_2 \quad [\text{XII. 60.d}]$$

$$C_4 = 24 - 29 C_1 - 34 C_2$$

$$C_5 = -36 + 44 C_1 + 52 C_2$$

$$C_6 = 16 - 20 C_1 - 24 C_2$$

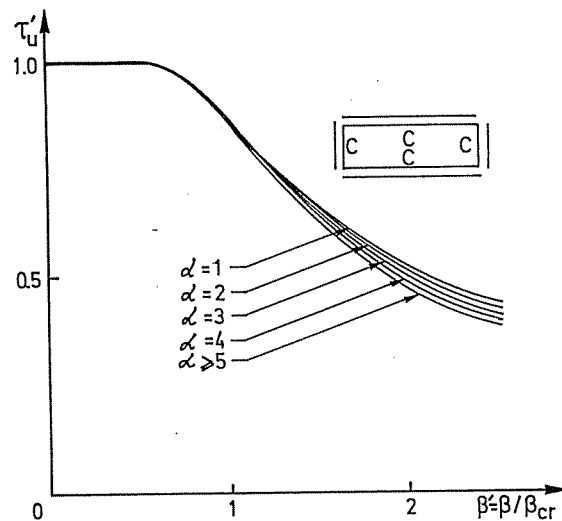


Figure IV.33 : Résistance de la plaque non raidie sous contraintes tangentielles.

### c. Plaque non raidie sous $\sigma_x$ , $\sigma_\varphi$ , $\tau$ et la pression latérale

Le critère d'interaction (Figure IV.34) d'une plaque rectangulaire sous un état bi-axial de contraintes ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_\varphi$ ) est le suivant :

$$\left( \frac{\sigma_x}{\sigma_{xu}} \right)^2 + \eta \left( \frac{\sigma_x}{\sigma_{xu}} \right) \left( \frac{\sigma_\varphi}{\sigma_{\varphi u}} \right) + \left( \frac{\sigma_\varphi}{\sigma_{\varphi u}} \right)^2 = 1$$

[XII.61]

$$-1 \leq \eta = \text{fct}(\alpha = a/b) \leq 2$$

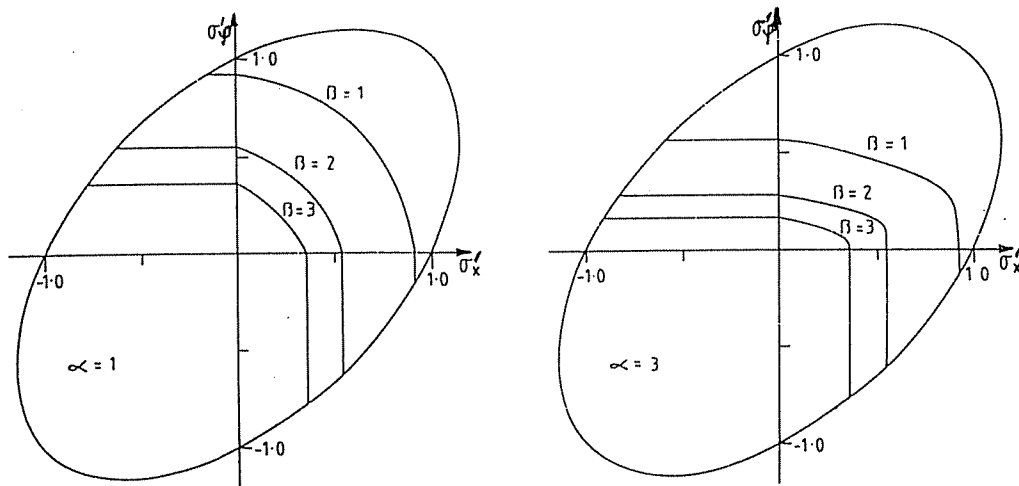


Figure IV.34 : Courbes enveloppes de la résistance des plaques soumises à un état bi-axial de contraintes.

Si  $\tau$  se combine avec  $\sigma_x, \sigma_\phi$ , on propose de réduire la valeur des résistances ultimes en compression ( $\sigma_{xu}, \sigma_{\phi u}$ ) par un facteur  $\xi$  sur base de l'interaction suivante :

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{bu}}\right)^n + \left(\frac{\tau}{\tau_u}\right)^2 = 1 \tag{XII.62}$$

On obtient

$$(\sigma_{bu})_{réduit} = \sigma_{bu} \cdot \xi \quad \text{avec} \quad \xi = [1 - (\tau/\tau_u)^2]^{1/n} \tag{XII.63}$$

$\sigma_{bu}$  représente la contrainte ultime (Figure IV.36) :

- bi-axiale si  $\sigma_x$  et  $\sigma_\phi$  agissent ensemble,
- $\sigma_{xu}$  ou  $\sigma_{\phi u}$  si  $\sigma_x$  et  $\sigma_\phi$  n'agissent pas ensemble.

Dans le cas de plaques carrées ( $\alpha = 1$ ), le coefficient  $\eta$  est défini par la figure IV.35 et s'écrit comme suit :

$$\eta = \left(\frac{\sigma'_{xu}}{\sigma'_{bu}}\right)^2 - 2 \leq 2 \tag{XII.64}$$

$$\text{avec} \quad \sigma'_{bu} = \frac{\sigma_{bu}}{\sigma_0} = \frac{1.27}{\beta} - \frac{0.89}{\beta^2} + \frac{0.30}{\beta^3} \tag{XII.65}$$

et  $\sigma'_{xu}$  (Eq XII.56)

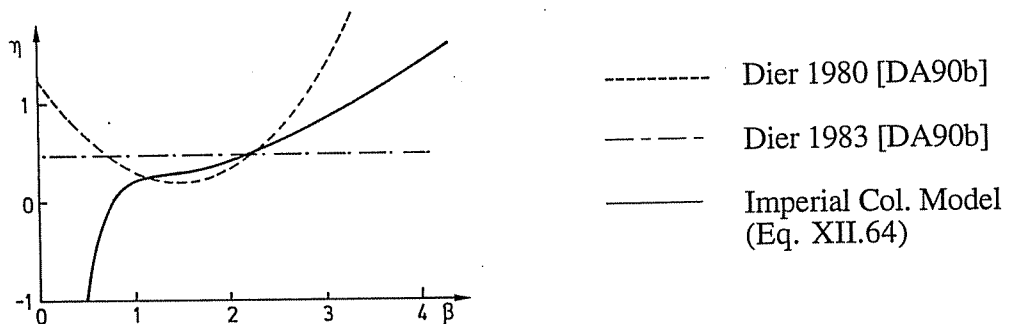


Figure IV.35 : Relation entre  $\eta$  et  $\beta$  pour une plaque carrée [DA90b].

La formulation de  $\sigma_{bu}$  (Eq. XII.65) résulte d'un ajustement polynomial sur base des abaques présentées à la figure IV.36.

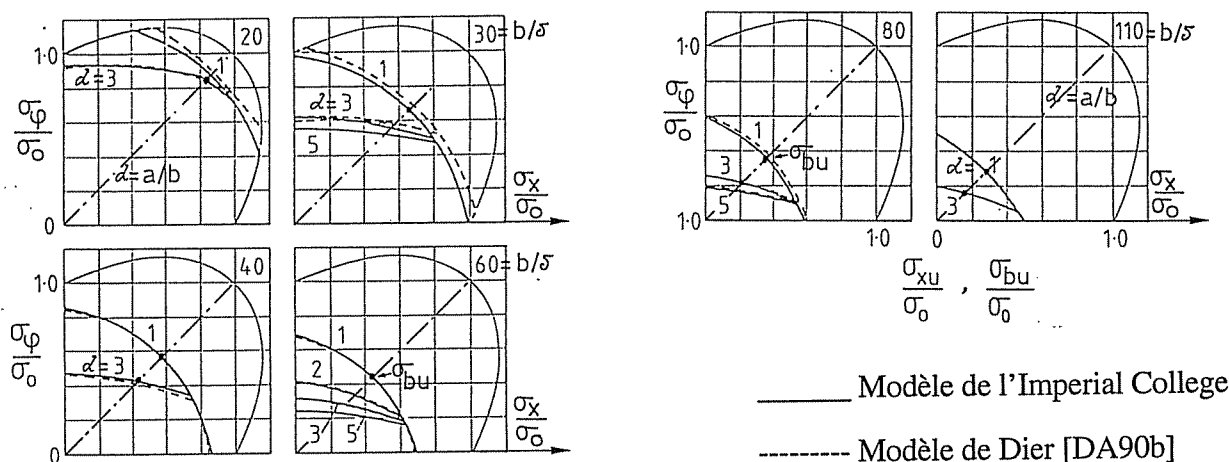


Figure IV.36 : Courbes d'interaction pour un état bi-axial de contraintes pour des plaques carrées et rectangulaires,  $\alpha=1, 3, 5$  et  $b/\delta=20$  à 110.

La prise en compte de la pression latérale s'effectue en réduisant linéairement les contraintes ultimes  $\sigma_{xu}$ ,  $\sigma_{\phi u}$ , comme suit :

$$\sigma_{xuq} = 1 - (Q/Q_{xu}) \sigma_{xu} \quad \text{et} \quad \sigma'_{xuq} = \sigma_{xuq} / \sigma_0 \quad [\text{XII.66.a}]$$

$$\sigma_{\phi uq} = 1 - (Q/Q_{\phi u}) \sigma_{\phi u} \quad \text{et} \quad \sigma'_{\phi uq} = \sigma_{\phi uq} / \sigma_0 \quad [\text{XII.66.b}]$$

avec  $\sigma_{xuq}$  et  $\sigma_{\phi uq}$  les valeurs réduites.

Lorsque la pression latérale existe, deux états limites sont envisagés : la pression latérale agit seule ou la compression ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_\phi$ ) agit seule (c'est-à-dire  $Q \rightarrow 0$ ). Entre ces deux états limites, les Eqs. XII.66 constituent les formules d'interaction retenues par l'Impérial College.

$Q_{xu}$  ( $Q_{\phi u}$ ) est la pression limite relative à une ruine associée à une compression axiale  $\sigma_x$  ( $\sigma_\phi$ ) lorsque  $\sigma_x$  tend vers 0 ( $\sigma_\phi \rightarrow 0$ ). Après ajustement, les formulations suivantes ont été retenues.

$$Q_{xu} = 6 \frac{\sigma_0^2 \xi^2}{E} \frac{1}{\beta^2} \quad \text{pour} \quad \beta < 0,7 \quad [\text{XII.67.a}]$$

$$= 6 \frac{\sigma_0^2 \xi^2}{E} \left( \frac{1}{\beta} + \frac{0,3}{\beta^2} \right) \quad \text{pour} \quad \beta \geq 0,7$$

$$Q_{\phi u} = 6 \frac{\sigma_0^2 \xi^2}{E} \frac{1}{\beta^2} \frac{(K + 10b/a)}{(3K - b/a)} \quad [\text{XII.67.b}]$$

$$\text{avec } K = 5,50 \quad \text{pour} \quad \beta < 0,7$$

$$= \frac{(10,3 + \beta)}{(3\beta - 0,1)} \quad \text{pour} \quad \beta \geq 0,7$$

On remarque via le coefficient  $\xi$  (Eqs. XII.63 et XII.67), l'influence du cisaillement ( $\tau$ ) sur ces valeurs limites  $Q_{xu}$ ,  $Q_{\phi u}$ .

Notons aussi que l'interaction proposée n'est pas valable si  $\sigma_x = \sigma_\phi = 0$ . Dans ce cas, des déformations intolérables sont atteintes avant la ruine. On a donc besoin de critères complémentaires (déformation maximale, début de plastification sur les bords, ...).

Afin de traiter le cas général d'une plaque rectangulaire soumise simultanément à  $\sigma_x$ ,  $\sigma_\phi$ ,  $\tau$  et  $Q$ , on remplace la vérification du cas général de la plaque rectangulaire ( $a > b$ ) par une double vérification relative à une plaque carrée de côté  $b$ . Cette façon de procéder permet de contourner la difficulté résultant du changement de mode de ruine en fonction du rapport  $a/b$ . Il suffit donc de vérifier les 2 impositions suivantes :

$$\sigma_x'^2 + \eta_q \sigma_x' \sigma_\phi' + \sigma_\phi'^2 \leq \xi^2 \sigma_{xuq}'^2 \quad [\text{XII.68.a}]$$

$$\sigma_x'^2 + \eta_q \sigma_x' \sigma_{\phi 1}' + \sigma_{\phi 1}'^2 \leq \xi^2 \sigma_{xuq}'^2 \quad [\text{XII.68.b}]$$

avec  $\eta_q$  est un paramètre semblable à  $\eta$  mais prenant en compte la pression latérale ( $Q$ ),  
 $\xi$  est relatif à l'effet du cisaillement ( $\tau$ ), Eq. XII.63,  
 $\sigma_{\phi 1}$  est la contrainte transversale modifiée pour le second état limite à vérifier, Eq. 68.b.  
 (à utiliser au lieu de la contrainte  $\sigma_\phi$  réelle)

$$\text{avec : } \eta_q = \left( \frac{\sigma'_{xuq}}{\sigma'_{buq}} \right)^2 - 2 \quad [\text{XII.69}]$$

$$\sigma'_{buq} = \sigma'_{bu} - \sigma'_{q0} \quad [\text{XII.70.a}]$$

$$\sigma'_{q0} = \sqrt{\frac{\sigma_{xuq}'^2}{4} + \left( \frac{\sigma_{xu}'^2 - \sigma_{xuq}'^2}{2 + \eta} \right)} - \frac{\sigma'_{xuq}}{2} \quad [\text{XII.70.b}]$$

avec  $\eta$  définit par l'Eq. XII.64 (si  $Q = 0$ ,  $\eta_q = \eta$ )

$$\sigma_{\phi 1} = (\sigma_\phi - \sigma_{\phi uq}) (a/b) + \sigma_{xuq} \quad [\text{XII.71}]$$

### Choix d'un critère d'évaluation

L'évaluation des membres de gauche des Eqs 68.a et 68.b divisés par leur membre de droite, permet de quantifier le niveau global de contrainte. Un tel rapport peut aisément servir de base à l'élaboration d'une restriction à inclure dans le processus d'optimisation.

Toutefois, la validité des Eqs XII.68.a et XII.68.b est limitée par trois conditions :

$$\begin{aligned} Q &\leq Q_{\phi u} & (a > b) & \quad \text{cf. Eq XII.66} \\ \tau &\leq \tau_u & & \quad \text{cf. Eq XII.60} \\ M &\leq M_{xu} & & \quad \text{cf. Eq XII.58} \end{aligned} \quad [\text{XII.72}]$$

Si une de ces trois conditions n'est pas respectée alors les Eqs XII.68 ne peuvent plus être utilisées pour quantifier le «dépassement» par rapport à l'état limite ultime.

Dans ce cas, il est proposé de quantifier approximativement ce «dépassement» par le facteur  $C$  suivant :

$$C \equiv \frac{\tau}{\tau_u} + \frac{Q}{Q_{\phi u}} + \frac{M_x}{M_{xu}} + \frac{\sigma_x}{\sigma_{xu}} + \frac{\sigma_\phi}{\sigma_{\phi u}} > 1 \quad (a > b) \quad [\text{XII.73}]$$

Si  $C$  est inférieur à 1, les Eqs XII.68 doivent être utilisées à la place de cette dernière équation.

### d. Plaque raidie longitudinalement soumise à une compression axiale et une flexion longitudinale - $M_{ext}$ et $P_{lat}$

L'état limite considéré ici concerne la rupture du panneau raidi (y compris ses raidisseurs) entre 2 cadres. Le panneau est comprimé axialement et soumis à une flexion due à des moments d'extrémités ( $M_{ext}$ ) et/ou à la pression latérale ( $P_{lat}$ ).

La rupture d'ensemble (grillage), la ruine des cadres transversaux et les instabilités locales ne sont pas considérées. Seule la contrainte  $\sigma_x$  (axiale) est prise en considération,  $\sigma_\phi$  et  $\tau$  sont négligés.

La méthode de la «poutre-colonne» a été retenue par l'Imperial College comme modèle de comportement [BO93]. D'abord, une première approche selon la méthode de Perry est proposée (Eq. XII.77 à 79). C'est essentiellement une méthode analytique de vérification ponctuelle du niveau des contraintes. Bien que donnant d'excellents résultats, leurs auteurs mettent en garde les utilisateurs vis-à-vis de son intégration dans des codes de calculs.

Ensuite, une seconde méthode (Eq. XII.74), similaire à celle de O. Hughes dans son principe mais pas dans sa forme, a aussi été implémentée [voir § XII.7.6.2]. Cette nouvelle approche est extrêmement performante et a une forme entièrement rationnelle.

Elle repose sur une formule d'interaction entre compression (P) et flexion (M). Afin de réduire le conservatisme de cette interaction, une vérification spécifique pour chaque mode de ruine a été introduite au lieu d'une vérification globale. L'amélioration proposée repose sur la différenciation entre les modes de rupture relatifs au Sagging et au Hogging.

A titre de référence, notons les travaux de Ch. Massonnet sur le sujet [MA67b].

#### d.1 Les formules d'interactions

Le principe de base de la poutre-colonne est de considérer qu'un raidisseur unique associé à une largeur effective du bordé est représentatif du panneau raidi.

Cette approche est bien évidemment adaptée à l'étude de larges panneaux ( $nb > a$ ) pour lesquels l'effet transversal est limité. La résistance des panneaux étroits ( $nb < a$ ) est sous-estimée avec cette approche.

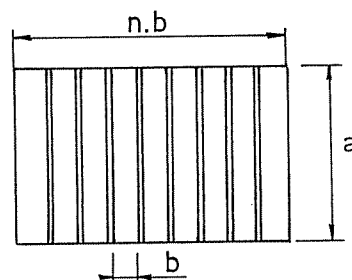


Figure IV.37 : Un panneau raidi

La résistance ultime du panneau raidi fléchi et comprimé est définie en effectuant une double vérification :

- le flambement d'ensemble (principalement conditionné par le moment à mi-portée),
- le début de la plastification (conditionné par le moment maximum).

Pour le flambement de la poutre-colonne, on a retenu la formule d'interaction suivante:

$$\frac{P}{P_u} + \frac{M}{M_0 \left(1 - \frac{P}{P_{cr}}\right)} \leq 1 \quad \text{[XII.74]}$$



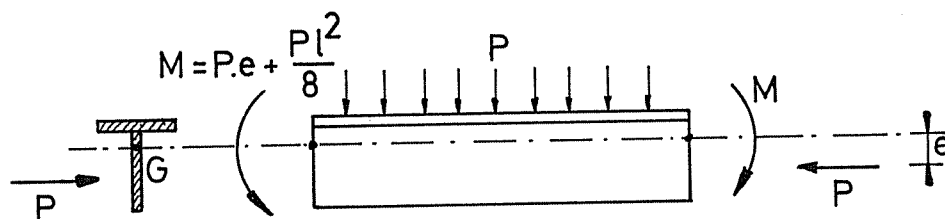


Figure IV.38 : Schéma de principe de la poutre-colonne

Pour la plastification, on a retenu l'interaction que voici :

$$\frac{P}{P_0} + \frac{M}{M_0} \leq 1 \quad [\text{XII.75}]$$

avec  $P$  = la compression axiale,

$P_0$  = la charge plastique ou «squash load» (= section  $\times \sigma_0$ ),

$P_u$  = la compression ultime (sans flexion).

$M$  = le moment de flexion;  $M = M_e + M_{\text{lat}}$ ,

$M_e$  = le moment appliqué aux extrémités;  $M_e = P.l$ ,

$M_{\text{lat}}$  = le moment dû à la pression latérale ( $p$  en N/m) :

- à mi-portée =  $pl^2/8$  (le panneau étant bi-appuyé),

- aux appuis =  $pl^2/12$  (correspondant à un encastrement),

$M_0$  = le moment de début de plastification (sans compression),

Pour un panneau donné ( $P_0$ ,  $M_0$ ) et un moment de flexion  $M$ , on résout l'équation du second degré (Eq. XII.74) et l'équation linéaire (Eq. XII.75) et on obtient, respectivement,  $P_1^*$  et  $P_2^*$ . On déduit finalement  $P^* = \text{Min} [P_1^*, P_2^*]$ . Le rapport  $P/P^*$  est un outil d'évaluation utile pour l'élaboration d'une restriction compatible avec le module d'optimisation (LBR-5).

La compression ultime  $P_u$  (hors flexion) peut être obtenue selon diverses approches. La formule de Paik est sans doute la plus simple. Dans le modèle de l'Imperial College,  $P_u$  est évalué pour chacun des modes de ruine via une formulation de Perry (Eq. XII.76).

Trois modes de ruines doivent être envisagés (Figure IV.39), un relatif au hogging (compression du raidisseur = SC) et deux relatifs au sagging (bordé comprimé = PC et raidisseur tendu = ST).

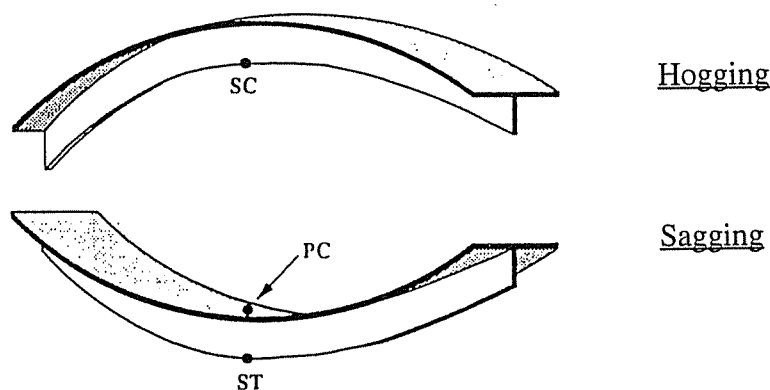


Figure IV.39 : Flexion de la poutre-colonne en sagging et hogging et leurs modes de ruine

A chaque mode (ST, SC, PC) correspond une charge ultime:  $P_u$  (ST),  $P_u$  (SC),  $P_u$  (PC)  $\leq P_0$   
et la charge de ruine globale est :  $P_u = \text{min} [P_u$  (ST),  $P_u$  (SC),  $P_u$  (PC)]  $\leq P_0$ .

La plastification peut apparaître soit au niveau du bordé  $M_0(b)$ , soit au niveau du raidisseur  $M_0(S)$ . On a donc :  $M_0 = M_0(\text{min}) = M_0(S) < M_0(b)$ .

La formule d'interaction (Eq. XII.74) peut être utilisée de plusieurs façons, définissons-en trois.

#### d.1.1 Approche globale

Dans ce cas  $P_u$  correspond à la charge ultime la plus faible des 3 modes de ruine. Le moment  $M_0$  est relatif au début de la plastification au niveau du bord libre du raidisseur (semelle),  $M_0 = M_0(S)$ . Cette approche est celle présentée dans le rapport du CESLIC [DO91b]. Elle représente, en quelque sorte, une enveloppe qui couvre tous les cas de chargement relatifs à P et M. Elle est particulièrement conservative.

#### d.1.2 Approche spécifique aux modes de flexion

Avec cette approche, on différencie le hogging du sagging:

En hogging, on a :  $P_u = P_u(SC)$  et  $M_0 = M_0(S)$ .  
 En sagging, on a :  $P_u = \min [P_u(PC), P_u(ST)]$  et  $M_0 = M_0(S)$ .

Cette approche dite «Modified Interaction Equation» est proposée par Bonello et al. [BO93]. Sa validité a été démontrée et le conservatisme est réduit.

#### d.1.3 Approche spécifique aux modes de ruines

On différencie dans ce cas, les trois modes de ruine et on a :

Mode SC : $P_u(SC)$ et $M_0(S)$	à vérifier en cas de «hogging»,
Mode PC : $P_u(PC)$ et $M_0(P)$	à vérifier en cas de «sagging»,
Mode ST : $P_u(ST)$ et $M_0(S)$	à vérifier en cas de «sagging».

Cette méthode est une extension nouvelle proposée afin, si possible, de réduire encore un peu le conservatisme. Une campagne de validation doit dans l'avenir confirmer la fiabilité de la formulation pour toute la gamme des élancements ( $\beta$ ,  $\lambda$ ).

#### d.1.4 Choix de l'approche

Il est clair que l'avantage de l'approche globale est sa facilité d'utilisation, sa clarté et son intégration aisée dans un code. Cette formule d'interaction est cependant trop conservative pour être retenue. Les approches spécifiques sont plus précises sans nécessiter beaucoup de calculs supplémentaires. En effet, c'est la détermination des trois résistances  $P_u$  qui est la plus lourde et celles-ci sont requises quelle que soit l'approche. En conséquence pour le modèle d'optimisation LBR-5, on a retenu l'approche spécifique aux modes de ruines.

Notons qu'aucune de ces trois approches ne prend en compte d'une manière explicite les imperfections initiales et spécialement la déformation initiale.

#### d.1.5 Evaluation de $P_u$ - compression uni-axiale

Le calcul de  $P_u$  peut s'obtenir de différentes manières :

- avec la formule de Paik (XII.7.5 et XII.7.7.2, Partie IV),
- avec la méthode de Hughes (voir § XII.7.6.2, Partie IV),
- en résolvant l'équation de Perry de la manière suivante:

$$\frac{P_u}{A_e} + P_u \cdot \frac{(\omega \cdot \Delta_0) \cdot \varphi \left( \frac{1}{1 - P_u/P_{cre}} \right)}{I_e} = \omega \frac{P_0}{A_e} \quad [\text{XII.76}]$$

qui correspond à l'équation d'une poutre-colonne soumise à une compression uniforme.

avec

- $\Delta_0$  = l'imperfection initiale,
- $A_e$  = la section effective totale (bordé + raidisseur),
- $I_e$  = l'inertie de la section effective totale,
- $y$  = l'excentricité de la section effective totale ( $A_e$ ) par rapport à l'axe neutre,
- $P_u$  = la compression ultime recherchée ( $P_u/A_e = \sigma_u$ ),
- $P_{cre}$  = la charge de flambement d'Euler de la colonne effective ( $P_{cre}/A_e = \sigma_{cre}$ ),
- $P_0$  = la charge plastique effective ( $\sigma_0 = P_0/A_e$ ),
- $\sigma_0$  = la limite élastique moyenne de la colonne (raidisseur + bordé),
- $\omega$  = un facteur valant +1 si compression (modes de ruine PC et SC),  
et -1 si traction (mode de ruine ST).

Le facteur  $\omega$  s'applique (Eq. XII.76) aux termes liés à l'imperfection initiale ( $\Delta_0$ ) de manière à toujours prendre le cas le plus défavorable qui tend à réduire  $P_u$ .

La section effective est :  $A_e = m A_s + b_e \cdot t$

avec

- $m$  = le nombre de nervures,
- $A_s$  = la section d'une nervure,
- $t$  = l'épaisseur du bordé,
- $b_e$  = la largeur effective.

La largeur effective ( $b_e$ ) peut être calculée par la formule de Davidson (Eq. XII.56).

En présence de la pression latérale, il convient de réduire cette largeur ( $b_e$ ) avec la formule d'interaction linéaire définie à l'équation XII.66.a.

Résoudre l'équation XII.76 revient à résoudre une équation du second degré en  $P_u$ . Pour chaque mode de ruine (ST, SC, PC), on sélectionne les excentricités et les signes adéquats ( $y$  et  $\omega$ ) et l'on obtient la résistance ultime correspondante ( $P_u$ ). Le mode de résolution est explicité brièvement au paragraphe suivant pour un cas plus général.

## **d.2 Formulation de Perry de la poutre-colonne comprimée et fléchie.**

Partant de l'équation de Perry relative à la seule compression (Eq. XII.76), on y introduit les termes permettant la prise en compte du moment de flexion créé par la charge latérale  $q$ . On obtient ainsi pour la charge ultime  $P_u$ , en présence de la flexion, l'équation de Perry suivante :

$$\frac{1}{\omega} \cdot \frac{P_u}{A_e} + P_u (\Delta_0 + \Delta_q) \frac{y}{I_e (1 - P_u/P_{cre})} + \frac{M_{lat} \cdot y}{I_e} = \frac{P_0}{A_e} \quad \text{[XII.77]}$$

avec

- $q$  = la charge latérale,
- $\Delta_q$  = la déformation due à la charge latérale  $q$ ,
- $M_{lat}$  = le moment dû à la charge latérale  $q$ .

Compte tenu de l'hypothèse de la colonne bi-appuyée, on prendra :

$$\Delta_q = 5/384 qa^4/EI \quad \text{et} \quad M_{lat} = qa^2/8 ;$$

mais, compte tenu de la continuité, Bonello [BO92a] recommande de prendre  $\Delta_q = 1/384 qa^4/EI$  et  $M_{lat} = qa^2/24$  correspondant à une poutre bi-encastree.

Par contre, le DnV [DnV92c] recommande  $qa^2/16$ .

Si on pose  $\eta = y \left( \frac{\Delta_0 + \Delta_g}{r_e^2} \right)$ ,  $\sigma_M = \frac{M_{lat} \cdot y}{I_e}$ ,  $\sigma_0 = \frac{P_0}{A_e}$  et  $\sigma_u = \frac{P_u}{A_e}$

avec  $\eta$  = le facteur d'imperfection,  
 $r_e$  = le rayon de giration de la section effective totale ( $r_e^2 = I_e/A_e$ ),

l'équation XII.77 devient

$$\frac{1}{\omega} \sigma_u + \sigma_u \cdot \frac{\eta}{\left(1 - \frac{\sigma_u}{\sigma_{cre}}\right)} = \sigma_0 - \sigma_M \quad [\text{XII.78}]$$

La solution de cette équation XII.78 est la suivante:

$$\sigma_u = \frac{1}{2} \left( \left[ \sigma_0 - \sigma_M + \omega \sigma_{cre} (1 + \omega \eta) \right] \pm \sqrt{\left[ \left( \sigma_0 - \sigma_M + \omega \sigma_{cre} (1 + \omega \eta) \right)^2 - 4 \omega (\sigma_0 - \sigma_M) \cdot \sigma_{cre} \right]} \right) \quad [\text{XII.79}]$$

En fonction du mode de ruine, l'excentricité «y» change ( $y_p$  ou  $y_s$ ) et le signe de  $\omega$  doit être modifié de la manière suivante:

Traction dans le raidisseur, ST :  $\omega = -1$   
 $\omega \eta = -\eta$  (imperfection négative),  
 $\omega \sigma_0 = -\sigma_0$  (traction).

Compression du raidisseur, SC ou du bordé, PC :  
 $\omega = +1$  (imperfection positive).

La solution obtenue correspond à une configuration unique: un mode de ruine et un mode de chargement. Ce modèle évite de ce fait tout conservatisme non requis.

De plus, ce modèle d'évaluation de la résistance ultime est entièrement rationnel et a été implémenté comme outil de vérification (post-analysis) dans le logiciel LBR-5.

L'inconvénient majeur de cette approche concerne les incertitudes liées aux conditions d'appuis réelles de la poutre-colonne. En réalité, il s'agit d'une poutre continue sur appuis multiples et la pression extérieure joue un rôle important sur la rotation au niveau de ces appuis. La solution réelle est comprise entre la poutre bi-appuyée et la poutre bi-encastée. Le choix du DnV ( $q_a^2/16$ ) semble à ce titre assez judicieux.

### d.3 Conclusions

1. En principe l'équation d'interaction (Eq. XII.74) ne fait pas de distinction en fonction du type de flexion (Hogging ou Sagging). La charge ultime prédite est la même quelque soit le mode de ruine.

Afin de remédier à cela, on propose de remplacer cette équation d'interaction globale par un groupe de plusieurs équations correspondant soit aux modes de flexion, soit aux modes de ruine. Grâce à cela, le conservatisme associé à l'équation d'interaction globale pour des colonnes peu élancées ( $\lambda \cong 0.4$ ) est nettement réduit.

2. Notons que la déformation initiale n'est pas prise en compte au niveau des formules d'interaction.
3. La formulation de Perry est essentiellement un outil de vérification qui a été automatisé afin de fournir une évaluation précise et fiable de la sécurité finale du dimensionnement optimum vis à vis de la résistance ultime à la compression axiale.

## XII.7.7 Intégration dans le module d'optimisation

### XII.7.7.1 Choix des modèles de comportements à intégrer dans le module d'optimisation

L'objectif étant de fournir une formulation simple pouvant servir de base à la définition d'une restriction explicite à inclure dans le module d'optimisation, notre premier choix se porte sur la formulation empirique de Paik.

Face aux limitations de cette formulation (état de contraintes uni-axiales), on a retenu deux autres modèles qui intègrent l'effet de la charge latérale et de contraintes transversales et tangentielles. Il s'agit :

- du modèle de O. Hughes [HU88] conçu pour s'intégrer dans le module d'optimisation Maestro [MA98] et repris par Rahman [RA96] (§ XII.7.6.2),
- du modèle de l'Imperial College [BO93, DO91b] (§ XII.7.6.3).

La description de ces modèles et leur intégration dans le module d'optimisation est présentée ci-après.

### XII.7.7.2. Modèle empirique de Paik

La description détaillée de la formulation de Paik a été faite au § XII.7.5, Partie IV. Reprenons simplement ici son expression générale:

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_0} = \frac{1}{\sqrt{0,995 + 0,936\lambda^2 + 0,17\beta^2 + 0,188\lambda^2\beta^2 - 0,067\lambda^4}} \quad [\text{XII.80}]$$

$$\text{avec } \beta = \frac{\Delta}{\delta} \sqrt{\frac{\sigma_0}{E}} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{a}{\pi r} \sqrt{\frac{\sigma_0}{E}}$$

$$r = \text{rayon de giration} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

I = l'inertie,

A = la section totale non réduite (raidisseur + bordé),

$\sigma_0$  = la limite élastique.

Notons que tous les paramètres (A, I, r, ...) sont relatifs à la section non réduite. Il ne faut donc pas définir de largeur effective; celle-ci étant implicitement prise en compte.

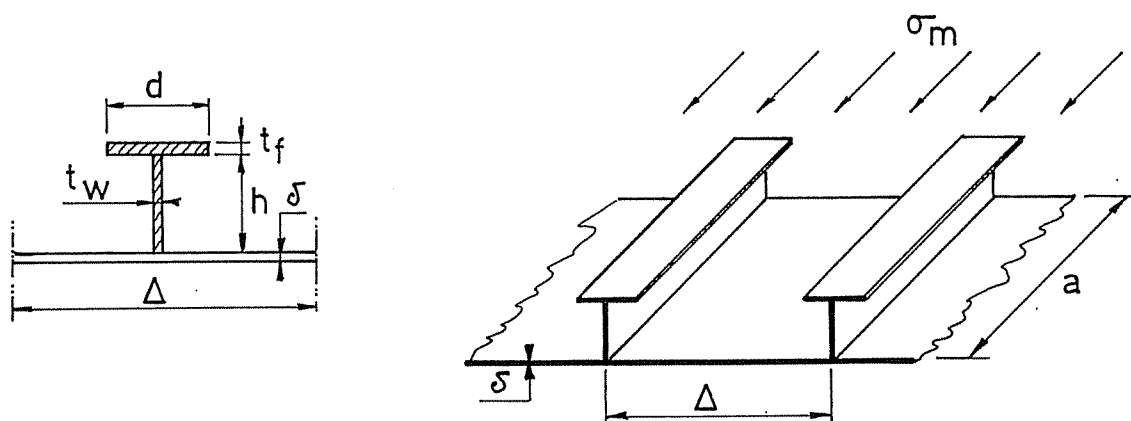


Figure IV.40 : Panneau raidi comprimé

Zone de validité de la formulation.

Bien que Paik ne le mentionne pas dans ses articles [PA95a, 96b et c], il nous a signalé, lors d'un échange de correspondance, que la formulation est valable pour  $\beta \leq 5,5$  et  $\lambda \leq 3,5$ .

Si l'on reporte sur un graphique la valeur de  $\sigma_u$  en fonction de  $\lambda$  et  $\beta$  (Figure IV.41), on constate qu'il existe pour un élargissement de plaque donné ( $\beta$ ), un élargissement de colonne limite ( $\lambda^*$ ) au-delà duquel la contrainte ultime de l'Eq. XII.80 n'est plus valable.

Les limites de validité de Paik ne semblent donc pas valables dans tous les cas. Nous avons donc décidé d'imposer :

$$\sigma_u(\lambda > \lambda^*) = \sigma_u(\lambda^*) \quad \text{lorsque } \lambda > \lambda^*.$$

Afin d'intégrer cette limite ( $\lambda^*$ ) dans un modèle mathématique, deux paliers ont été définis :

$$\lambda^* = 3,0 + (\beta - 1)/2 \quad \text{si } \beta < 2 \quad \text{[XII.81.a]}$$

$$\lambda^* = 3,5 + (\beta - 2) \quad \text{si } \beta \geq 2 \quad \text{[XII.81.b]}$$

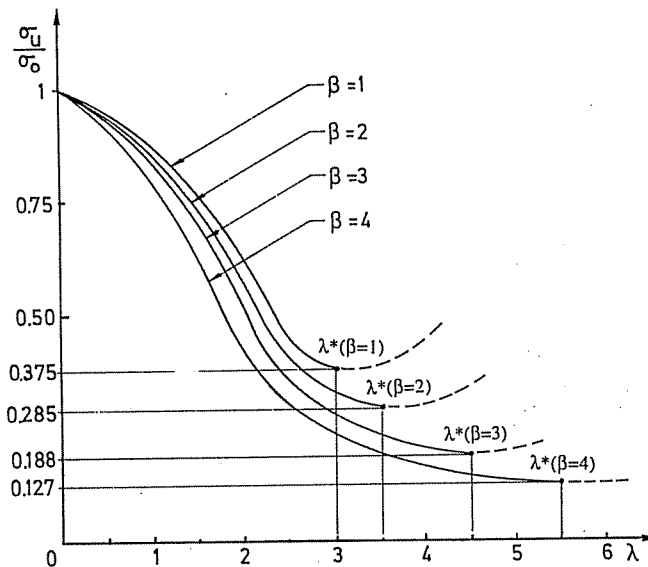


Figure IV.41 : Formule empirique de Paik : limites de validité

• Etablissement de la restriction

Afin de se protéger contre la ruine par excès de compression, la restriction imposée dans le module d'optimisation est la suivante :

$$C(XI) \equiv -\frac{\sigma_m}{\sigma_u} \leq \gamma \leq 1 \quad \text{[XII.82]}$$

avec  $\gamma$  un facteur prenant en compte le «partial safety factor»  $S_{ULT}$ , relatif à la résistance ultime:  $\gamma = 1/S_{ULT}$ ,

$\sigma_m$  la contrainte moyenne axiale  $\sigma_m = P/A$  ( $\sigma_m > 0$  en traction),

$\sigma_u$  la contrainte ultime en compression obtenue selon l'Eq. XII.80 de Paik (sa valeur est toujours positive);

XI les N variables de conception.

Notons que si l'effort axial moyen  $\sigma_m$  est une traction ( $\sigma_m > 0$ ), la restriction (Eq. XII.82) est toujours vérifiée car  $\sigma_u$  est par définition positif.

Le calcul des sensibilités de cette restriction conduit à :

$$\frac{\partial C(XI)}{\partial XI} = \frac{-\sigma_u \cdot \frac{\partial \sigma_m}{\partial XI} + \sigma_m \cdot \frac{\partial \sigma_u}{\partial XI}}{\sigma_u^2} \quad [\text{XII.83}]$$

Notons que le calcul de ces sensibilités (Eq. XII.83) requiert la détermination de :

$$\frac{\partial \sigma_u}{\partial XI} \quad \text{et} \quad \frac{\partial \sigma_m}{\partial XI} .$$

- Calcul de la sensibilité  $\frac{\partial \sigma_u}{\partial XI}$

La formule de Paik (Eq. XII.80) peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\begin{aligned} \sigma_u &= \sigma_0 (\alpha_1 + \alpha_2 \lambda^2 + \alpha_3 \beta^2 + \alpha_4 \lambda^2 \beta^2 + \alpha_5 \lambda^4)^{-1/2} \\ &= \sigma_0 \cdot [\text{Fct}(\lambda, \beta)]^{-1/2} \end{aligned} \quad [\text{XII.84}]$$

on obtient donc que :

$$\frac{\partial \sigma_u}{\partial XI} = \frac{-\sigma_0}{2} [\text{Fct}(\lambda, \beta)]^{-3/2} \cdot \left[ (2\alpha_2 \lambda + 2\alpha_4 \lambda \beta^2 + 4\alpha_5 \lambda^3) \cdot \frac{\partial \lambda}{\partial XI} + (2\alpha_3 \beta + 2\alpha_4 \lambda^2 \beta) \cdot \frac{\partial \beta}{\partial XI} \right] \quad [\text{XII.85}]$$

Le calcul de  $\frac{\partial \sigma_u}{\partial XI}$  se ramène donc à évaluer les dérivées suivantes :  $\frac{\partial \lambda}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial \beta}{\partial XI}$ .

Les variables de conception  $XI(i)$  intervenant au niveau du calcul de ces dérivées sont :

- $XI(i = 1)$      $\delta$  = épaisseur du bordé,
- $XI(i = 6)$      $h$  = hauteur de l'âme des raidisseurs,
- $XI(i = 7)$      $d$  = épaisseur de l'âme des raidisseurs,
- $XI(i = 8)$      $w$  = largeur de la semelle des raidisseurs,
- $XI(i = 9)$      $\Delta$  = entredistance entre raidisseurs ( $\Delta_x$ ).

Les variables  $XI(i = 2 \text{ à } 5)$ , relatives aux renforts transversaux n'interviennent pas. Dans ce cas, on a :

$$\frac{\partial C(XI)}{\partial XI} = 0 \quad \text{pour} \quad XI(i), i = 2 \text{ à } 5.$$

Notons que seules les variables du panneau concerné interviennent dans le calcul de  $\frac{\partial \sigma_u}{\partial XI}$ .

Soit une structure composée de 4 panneaux.

A chaque panneau est associé 9 variables de conception. Il y a donc au total  $9 \times 4 = 36$  variables de conception.

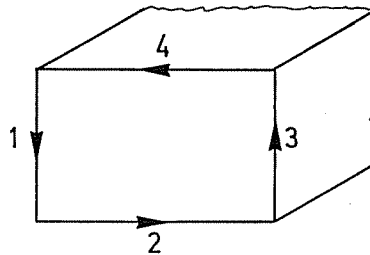


Fig. IV.42.a

Si on impose, pour le panneau (I), la restriction  $C(XI) = \frac{-\sigma_m(I)}{\sigma_u(I)} < \gamma$ , il faut calculer  $\frac{\partial \sigma_m(I)}{\partial XI}$

et  $\frac{\partial \sigma_u(I)}{\partial XI}$  pour  $XI(i), i = 1 \text{ à } 36$ .

En ce qui concerne  $\sigma_u(I=1)$ , on a que:

$$\frac{\partial \sigma_u(I=1)}{\partial XI} = 0 \quad \text{si } XI(i), i = 10 \text{ à } 36 \text{ c'est-à-dire les variables relatives aux autres panneaux (I = 2 à 4).}$$

Mais en ce qui concerne  $\sigma_m(I)$ , en principe, on a :

$$\frac{\partial \sigma_m(I)}{\partial XI} \neq 0 \quad \text{pour les 36 variables,}$$

car, la contrainte au niveau d'un panneau est influencée d'une manière non négligeable par les dimensions des autres panneaux. Bien sûr, on observe pour ce panneau (I=1) que :

$$\frac{\partial \sigma_m(I=1)}{\partial XI(1 \text{ à } 9)} \gg \frac{\partial \sigma_m(I=1)}{\partial XI(10 \text{ à } 18)} \text{ ou } \frac{\partial \sigma_m(I=1)}{\partial XI(19 \text{ à } 27)} \quad [\text{XII.86}]$$

Mais, en pratique, aucun terme ne peut être négligé.

Afin de calculer les sensibilités  $\frac{\partial \sigma_u}{\partial XI}$  (Eq. XII.85), on doit procéder au calcul de  $\frac{\partial \lambda}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial \beta}{\partial XI}$ .

Les expressions détaillées de  $\lambda(XI)$  et  $\beta(XI)$  en fonction des variables de conception XI sont :

$$\bullet \quad \beta = \frac{\Delta}{\delta} \sqrt{\frac{\sigma_0}{E}} \quad [\text{XII.87}]$$

Notons que  $\Delta$  et  $\delta$  sont les deux seules variables de conception apparaissant au niveau de l'élanement de la plaque ( $\beta$ ).

$$\bullet \quad \lambda = \frac{a}{\pi} \sqrt{\frac{A_s}{I_s}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_0}{E}} \quad [\text{XII.88}]$$

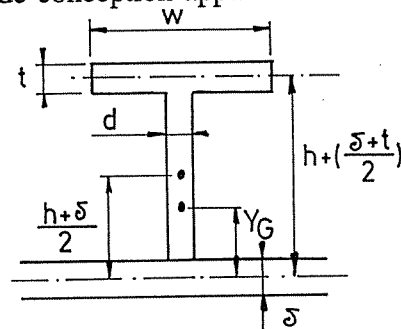
$$\text{avec } A_s = \Delta \cdot \delta + d \cdot h + w \cdot t$$

$$I_s = \frac{\Delta \cdot \delta^3}{12} + \frac{d \cdot h^3}{12} + \frac{w \cdot t^3}{12}$$

$$+ \Delta \cdot \delta \cdot Y_G^2 + h \cdot d \left( \frac{h+\delta}{2} - Y_G \right)^2 \quad [\text{XII.88.a}]$$

$$+ w \cdot t \cdot \left( h + \frac{\delta+t}{2} - Y_G \right)^2 \quad [\text{XII.88.b}]$$

$$Y_G = \left[ w \cdot t \left[ h + \left( \frac{\delta+t}{2} \right) \right] + h \cdot d \left( \frac{h+\delta}{2} \right) \right] \cdot \frac{1}{A_s} \quad [\text{XII.88.c}]$$



Notons que pour  $\lambda$  (élanement de la colonne), les 5 variables  $\delta$ ,  $\Delta$ ,  $h$ ,  $d$  et  $w$  apparaissent dans son expression.

Nous ne reprendrons pas ici le détail des dérivées  $\frac{\partial \lambda}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial \beta}{\partial XI}$ . Connaissant explicitement leur



Nous ne reprendrons pas ici le détail des dérivées  $\frac{\partial \lambda}{\partial XI}$  et  $\frac{\partial \beta}{\partial XI}$ . Connaissant explicitement leur expression (Eqs XII.87 et XII.88), le calcul de leur dérivée ne pose aucun problème de principe.

- Calcul de la dérivée  $\frac{\partial \sigma_m}{\partial XI}$ .

Ainsi que signalé ci-avant, il faut calculer les dérivées de  $\sigma_m$  par rapport à toutes les variables de conception XI de l'ensemble de la structure.

$$\text{Pour rappel, on a } \sigma_m = \frac{N_x \Delta}{A} + \frac{N_x(\text{trav})}{A} \quad [\text{XII.89}]$$

avec  $N_x$  = la compression par mètre courant (N/m) du panneau (incluant l'effet du raidisseur),

$\Delta$  = l'entredistance entre deux raidisseurs,

$A$  = la section totale non réduite,

$N_x(\text{trav})$  = l'effort concentré relatif aux traverses.

Notre attention se portant sur la compression axiale des panneaux raidis, l'effet des traverses ne doit pas être pris en compte. On a donc pour  $\sigma_m$  :

$$\sigma_m = \frac{\Delta}{A} \cdot \left[ (D + \Omega_x) \cdot u' + Dv \left( v^0 + \frac{w}{q} \right) - H_x \cdot w'' \right] \quad [\text{XII.90}]$$

sur base du  $N_x$  définit à l'équation VIII.4, partie III.

Après transformation,  $\sigma_m$  s'écrit :

$$\sigma_m = \frac{E \cdot \left( \frac{\delta \cdot \Delta}{1 - \nu^2} + A_R \right)}{A} \cdot (-\lambda) \cdot u + E \frac{\nu}{(1 - \nu^2)} \cdot \frac{\delta \cdot \Delta}{A} \cdot \left( v^0 + \frac{w}{q} \right) - E \frac{h_x}{A} \cdot (-\lambda^2) \cdot w \quad [\text{XII.91}]$$

avec  $A_R$  = la section du raidisseur seule,

$h_x$  = le moment statique de  $A_R$  par rapport à l'axe neutre du bordé ( $z=0$ ),

$\lambda$  =  $n\pi/L$  relatif au développement en série de Fourier  $w(x, \varphi) = w(\varphi) \cdot \sin(n\pi x/L)$ .

Le calcul de la dérivée de  $\sigma_m$  (Eq. XII.91) nécessite certains calculs préalables :

- le calcul des dérivées de  $A_R$ ,  $A$ ,  $h_x$  ... par rapport aux variables de conception. Ce calcul ne pose aucun problème et ne sera pas détaillé,
- le calcul des dérivées  $\frac{\partial u}{\partial XI}$ ,  $\frac{\partial w}{\partial XI}$ ,  $\frac{\partial v^0}{\partial XI}$ . Ces dérivées sont calculées par le logiciel LBR-5 car elles sont requises pour le calcul des restrictions relatives aux contraintes (§XII.2).

- Calcul des sensibilités  $\frac{\partial \sigma_u}{\partial XI}$  pour  $\lambda \geq \lambda^*$ .

Pour un élancement de la plaque  $\beta$  donné, lorsque l'élancement limite  $\lambda^*$  est atteint (Figure IV.41), le calcul de  $\sigma_u(\beta, \lambda)$  est obtenu en admettant que :  $\sigma_u[\beta, \lambda > \lambda^*] = \sigma_u(\beta, \lambda^*)$  pour  $\lambda > \lambda^*$ .

Dans ce cas, il est évident que les calculs analytiques des sensibilités présentés ci-avant ne sont plus valables et doivent donc être remplacés par une évaluation approximative effectuée, par exemple, par différences finies.

Lors de ce calcul par différences finies, la variation à prévoir pour chaque variable de conception doit être suffisamment grande pour que l'élanement ( $\lambda$ ) devienne inférieur à  $\lambda^*$  afin de se situer dans la zone de validité de la formulation (Figure IV.41). Sinon le résultat est nul et non significatif.

Ainsi, soit XI une variable de conception et l'élanement est  $\lambda(XI) > \lambda^*$ . Sur base de l'Eq. XII.81, on obtient pour XI:  $\sigma_u(XI) = \sigma_u(\lambda^*)$ .

Afin d'obtenir un résultat non nul, on impose une variation de XI, soit  $\Delta XI$  qui permet d'avoir :

$$\lambda(XI + \Delta XI) < \lambda^*.$$

De cette manière, on peut évaluer  $\frac{\partial \sigma_u}{\partial XI} \cong \frac{\Delta \sigma_u}{\Delta XI} = \frac{\sigma_u(\lambda(XI + \Delta XI)) - \sigma_u(\lambda^*)}{\Delta XI} \neq 0$  [XII.92]

- Prise en compte de la charge latérale avec la formulation de PAIK

Paik ne propose rien pour prendre en compte la pression latérale ( $P_{lat}$ ). Néanmoins, nous pensons qu'en reprenant la formule d'interaction, entre la compression axiale P et le moment de flexion M, développée par l'Imperial College (Eq. XII.74 ou XII.75), il serait aisé de prendre en compte l'effet de la flexion créée par la pression latérale.

La formulation de Paik fournit la valeur de  $P_u$  (la compression ultime (sans flexion)) et en résolvant cette équation d'interaction, on obtient:

$$P_u(P, M) = \text{fct} [P_u(\text{Paik}), M_0, M(P_{lat})]. \quad [\text{XII.93}]$$

### XII.7.7.3. Intégration des modèles de Hughes et de l'Imperial College dans le module LBR-5

Au stade actuel des développements, les modèles de Hughes et de l'Imperial College sont des outils de vérification de la résistance ultime de chaque panneau. Ces vérifications peuvent être faites après chaque itération du processus d'optimisation ou au terme du processus d'optimisation.

Dans un stade futur, il sera souhaitable de les intégrer explicitement dans la définition des restrictions faisant partie intégrante du processus d'optimisation. Pour cela, il faudra développer un algorithme pour évaluer les sensibilités relatives aux résistances ultimes fournies.

Vu la complexité des modèles de Hughes et de l'Imperial College, le calcul des sensibilités devra probablement s'effectuer par différences finies. Théoriquement, rien ne s'oppose pourtant à un calcul analytique direct.

## XII.8 FLAMBEMENT PAR FLEXION ET TORSION DES RAIDISSEURS

La ruine d'un panneau par flambement des raidisseurs peut être de 3 types :

- Voilement local de l'âme ou des semelles. Ce cas est un état limite de service et est traité au § XII.5.
- Flambement torsionnel («tripping») dû à une compression axiale et un profilé non symétrique.
- Flambement flexionnel/torsionnel qui associe à la composante torsionnelle du tripping, l'effet causé par la flexion des raidisseurs. Il s'agit en quelque sorte d'un mode intermédiaire entre le tripping et le déversement. Notons que le déversement (instabilité des raidisseurs élancés fléchis) n'est pas abordé ici car il n'est pas considéré comme un état limite «probable». Sa prise en compte est faite implicitement via les restrictions géométriques définies aux § XII.1. et XII.5.

Beaucoup d'études théoriques ont traité du sujet. Massonnet en fait l'état de la question [MA67a]. Nous mentionnerons ici uniquement quelques approches simples et suffisamment rationnelles pour servir de base à la définition d'une restriction [MA80].

Notons aussi l'état de la question effectué par le SSC [HU94b, annexe A] relatif au tripping. On y mentionne l'approche de l'AISC qui propose une formulation rationnelle, l'abaque de l'US Navy imposant un rapport maximum entre la portée et la largeur de la semelle du raidisseur et finalement la formulation rationnelle retenue par le SSC due à O. Hughes [HU88, p.447].

Cette dernière approche a été retenue car elle combine les avantages d'une grande simplicité, rationalité et compatibilité avec nos besoins d'élaboration d'une restriction liée au tripping.

Une autre approche, utilisée par Rahman, repose sur les travaux de Faulkner et Adamchak [FA73, RA91a]. Elle ne semble pas adaptée, car très lourde et itérative, à l'élaboration d'une restriction à laquelle il faut associer le calcul des sensibilités. Le processus itératif imposerait le recours aux différences finies qu'il est préférable d'éviter au profit d'un calcul direct et analytique que permet notamment l'approche de Hughes et du SSC n°375 [HU94b].

### La méthode retenue du «Ship Structure Committee (SSC n°375)»

L'état limite retenu par le SSC est simplement :  $\sigma_x > \sigma_{cr,T}$  [XII.94]

avec  $\sigma_x$  la contrainte de compression,  
 $\sigma_{cr,T}$  la contrainte critique de flambement.

La vérification doit se faire pour deux longueurs d'ondes ou plutôt deux nombres ( $m_1$  et  $m_2$ ) de demi-ondes selon lesquelles le raidisseur peut flamber.  $m_1$  et  $m_2$  sont les deux nombres entiers directement supérieurs et inférieurs au nombre théorique de demi-ondes  $m$  :

$$m_1 \leq m = \frac{a}{\pi} \sqrt{\frac{4 \cdot D \cdot C}{EI_z \cdot h^2 \cdot b}} \leq m_2 \quad \text{[XII.95]}$$

avec  $a$  = la portée du raidisseur,  
 $b$  = l'entredistance entre raidisseurs,  
 $D$  = la rigidité de la plaque =  $E\delta/12(1-\nu^2)$ ,

$C$  = un coefficient lié à la rigidité de la liaison bordé-âme,

$$= \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \left( \frac{\delta}{d} \right)^3 \cdot \frac{h}{w}}$$

$\delta$  = l'épaisseur du bordé,

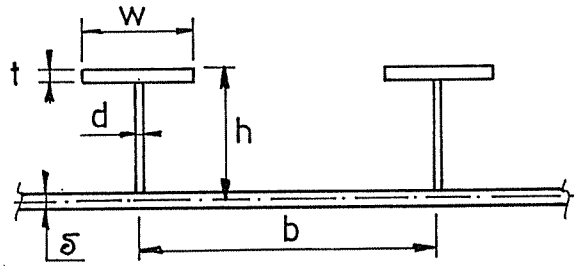
$d$  = l'épaisseur de l'âme,

$h$  = la hauteur de l'âme,

$w$  = la largeur de la semelle

$t$  = l'épaisseur de la semelle

$I_z$  = l'inertie polaire du raidisseur,



et

$$\sigma_{cr.T} = \frac{1}{I_z + \frac{2Cb^3 \cdot \delta}{\pi^4}} \cdot \left[ G \cdot J + \frac{m^2 \pi^2}{a^2} \cdot E \cdot I_z \cdot h^2 + \frac{4DC}{\pi^2 \cdot b} \left( \frac{a^2}{m^2} + b^2 \right) \right] \quad [\text{XII.96}]$$

avec  $G \cdot J$  = la rigidité torsionnelle.

Si une formulation simple est requise, ce qui est notre cas, et si le bordé est peu rigide vis à vis du raidissage, on obtient la formule simplifiée suivante :

$$\sigma_{cr.T} = \frac{\pi^2 E}{12 + 4 \left( \frac{h \cdot d}{w \cdot t} \right)} \cdot \left( \frac{w}{a} \right)^2 \quad [\text{XII.97}]$$

## CHAPITRE XIII

### DESCRIPTION DES MODELES DE COMPORTEMENT DES RESTRICTIONS RELATIVES AUX CADRES ET AUX RENFORTS TRANSVERSAUX

#### XIII.1 BORNES DIMENSIONNELLES

En ce qui concerne les bornes et les restrictions géométriques des cadres, on peut se référer au XII.1.

Rappelons simplement que, dans le groupe retenu de Rahman, la restriction C 203 est spécifique aux cadres :

$$h + 1,105 - 170 d \leq 0 \quad \text{[XIII.1]}$$

avec h la hauteur de l'âme et d la largeur de la semelle (en mm).

#### XIII.2. RIGIDITE MINIMALE DES RENFORTS TRANSVERSAUX

Ainsi que signalé précédemment, il est courant d'imposer une rigidité et une résistance minimale aux renforts transversaux (cadres) afin d'éviter de devoir se soucier du voilement d'ensemble du grillage de poutres constitué par les raidisseurs et les cadres.

Toutes les restrictions des divers règlements et codes qui adoptent ce principe ne seront pas détaillées dans ce texte, sauf, quelques-unes reposant sur des bases rationnelles et explicites et qui seront mentionnées.

Il s'agit :

- des rigidités et résistances minimales retenues par l'Imperial College [DO91b],
- de la méthode de Johnson [JO76] reprise par Rahman [RA91a] et Hughes [HU88].

##### XIII.2.1. Rigidité minimale des renforts transversaux (Imperial College)

Afin de garantir des supports «indéformables» aux raidisseurs longitudinaux des panneaux intercostaux, au moins jusqu'à la ruine des panneaux eux-mêmes, l'Imperial College propose d'imposer aux renforts transversaux les deux restrictions suivantes :

###### a. Rigidité minimale

L'inertie minimale de la section effective du renfort transversal (Figure IV.43) est :

$$I_{eff} = \frac{F^2 \cdot a \cdot B^2}{43E^2 I_f} (m^4) \quad \text{[XIII.2]}$$

avec  $F$  = la force axiale totale (N),  
 $a$  = l'entredistance entre renforts transversaux (m),  
 $B$  = la portée entre les appuis des renforts transversaux (m),  
 $I_f$  = l'inertie (par unité de largeur - selon B) du bordé (section non réduite) et des raidisseurs ( $m^4/m$ ),

et la largeur effective du bordé à considérer pour le calcul de  $I_{eff}$  est :  $\text{Min} (a/2, B/8)$ .

Cette formulation impose que la résistance au voilement d'ensemble du panneau soit trois fois supérieure à la compression axiale agissant au sein du panneau raidi.

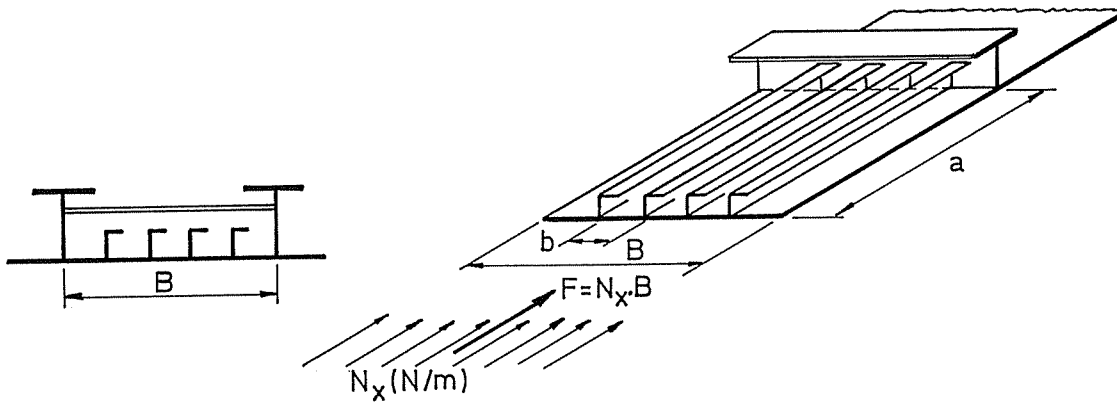


Figure IV.43: Schématisation du panneau : rigidité transversale minimale.

### b. Résistance minimale

On impose que la contrainte dans la section effective du renfort transversal due à un moment de flexion fictif n'exécède pas la limite élastique. Ce moment fictif correspond à celui généré par une charge uniforme latérale équivalente à 2,5% de la force totale axiale agissant au niveau du panneau.

$$\text{On a donc : } Z_{eff} = \frac{I_{eff}}{Y_{max}} \geq \frac{0,025 \cdot F \cdot B}{8 \cdot \sigma_0} \quad [\text{XIII.3}]$$

et  $I_{eff}$  est calculé sur base d'une largeur effective du bordé valant :  $\text{Min}(a/4, B/8)$ .

#### Remarque :

Si l'on suit cette recommandation, le dimensionnement des cadres n'est plus basé sur un vrai état limite tel que la plastification ou le déversement mais sur la vérification de l'indéformabilité des renforts transversaux. Economiquement, on conçoit que cette façon de procéder n'est pas la plus judicieuse. Néanmoins, au niveau de l'avant-projet ou dans le cadre d'une optimisation d'ensemble basée sur des restrictions devant rester aisées à formuler, cette façon de procéder a été jugée adéquate.

### XIII.2.2. Approche de Johnson [HU88, p.455]

Cette approche fondée sur les travaux de Timoshenko et Gere [TI61] permet d'estimer la rigidité des renforts transversaux sur base de la résistance au flambement des colonnes sur appuis élastiques. Chaque intersection entre un raidisseur et un cadre est un appui élastique, pour le raidisseur, comme pour le cadre. Lorsque le panneau est chargé axialement ( $\sigma_x$ ), Johnson [JO76] définit une rigidité minimale pour les cadres valant :

$$\gamma_{membrane} = \gamma_{raid} \cdot \frac{B^4}{\pi^2 C \Delta_\phi^4} \left( 1 + \frac{1}{N_R} \right) \quad [\text{XIII.4}]$$

avec  $\gamma = EI/D\Delta$

$I$  = l'inertie du raidisseur ou du renfort transversal (cadre),

$D$  = la rigidité de la plaque,

$\Delta$  = l'entredistance entre deux raidisseurs ( $\Delta_x$ ), ou cadres ( $\Delta_\phi$ ),

$B$  = la largeur totale du panneau,

$L$  = la longueur totale du panneau (entre 2 cloisons),

$C$  = un coefficient dépendant du nombre  $N_R$  de cadres

$$C = 0,25 + 2 / N_p^3 \quad \text{avec } N_p = L / \Delta_\phi$$

$N_R$  = le nombre de raidisseurs =  $(B/\Delta_x - 1)$ .

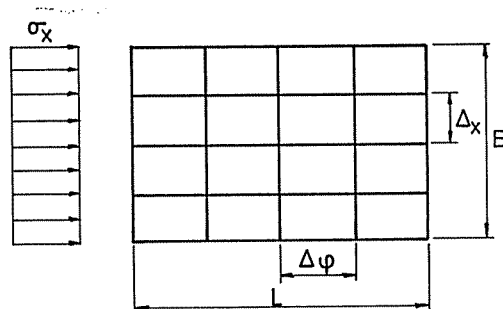


Figure IV.44 : Un panneau orthotrope

Rappelons que Rahman montre que le respect de cette condition conduit à un surdimensionnement non négligeable de la structure [RA91a].

### XIII.3. ETAT DE TENSION DANS LES CADRES SOUS LES CHARGES COMBINEES (M,N,T)

#### XIII.3.1 Analyse élastique

LBR-4 est un outil parfaitement adapté aux besoins de l'analyse élastique des cadres et renforts transversaux. L'interaction (hyperstaticité) entre panneaux est parfaitement prise en compte. Les résultats fournis par LBR-4 sont donc amplement suffisants pour établir un groupe de restrictions cohérentes relatif à l'état de contraintes dans les cadres.

Le groupe des restrictions choisies permet d'imposer en tout point des renforts :

$$\begin{aligned}
 \sigma_c(\text{JAS}) &\leq s \sigma_0 & [\text{XIII.5}] \\
 \sigma_c(\text{JAB}) &\leq s \sigma_0 \\
 \sigma_c(\text{semelle}) &\leq s \sigma_0 \\
 \sigma_c(\text{bordé}) &\leq s \sigma_0
 \end{aligned}$$

avec :  $\sigma_c$  = la contrainte de comparaison de von Mises,  
 JAS = jonction âme-semelle,  
 JAB = jonction âme-bordé,  
 s = le coefficient de sécurité.

L'état limite considéré est un état limite de service (début de plastification).

#### XIII.3.2 Analyse élasto-plastique

Afin d'évaluer la sécurité vis à vis de l'état limite ultime, il faut effectuer une analyse élasto-plastique. Diverses approches classiques sont possibles dont deux des plus connues sont :

- les éléments finis (FEM),
- les méthodes d'analyse élasto-plastique des assemblages de poutres telles que celle développée par Hughes [HU88, § 16].

L'analyse plastique est requise afin de pouvoir prendre en considération l'apparition progressive des rotules plastiques. La ruine (état limite ultime) apparaît lorsqu'un mécanisme se développe.

Au stade actuel du développement, aucune approche élasto-plastique des cadres n'a été couplée avec l'outil d'optimisation LBR-5. Nous nous limitons à imposer un état limite de service correspondant au début de la plastification. Il semble cependant possible, dans un stade futur, de développer une analyse élasto-plastique bi-dimensionnelle à l'aide de la méthode des bordages raidis. L'idée de base est d'admettre l'apparition d'une rotule plastique complète à l'endroit où la première plastification apparaît.

Prenons l'exemple d'un ponton flottant dont la structure est modélisée par 13 panneaux raidis (Figure IV.45). L'analyse classique par LBR-4 montre que la plastification initiale apparaît au point A, c'est-à-dire en un noeud existant.

Le point A est un point de jonction entre trois éléments (panneaux 7, 8 et 9) où la continuité des déplacements  $u, v, w$ , mais aussi de la rotation ( $\phi = \alpha_w / \alpha_\varphi$ ) est assurée. Pour prendre en compte l'existence d'une rotule plastique, il suffit de modifier les conditions à imposer au noeud A.

Ainsi, on admettra que les rotations  $\phi$  en A des panneaux jointifs pourront être différentes mais que les moments d'extrémités (en A) resteront égaux au moment plastique ( $M_p$ ). Dans ce cas, l'introduction d'une rotule plastique est simple et ne nécessite pas de grand développement.

Si la plastification apparaît en un point ne correspondant pas à un noeud existant (Point B, Figure IV.45), il faut ajouter un nouveau noeud. Pour ce faire, il faut subdiviser le panneau contenant la nouvelle rotule B en deux sous-panneaux entre lesquels le point B sera le nouveau noeud.

Le principe est simple mais les développements nécessaires pour le mettre en application sont complexes car la subdivision d'un panneau engendre la modification du nombre total de panneaux ( $N+1$ ) et de la discrétisation. La figure IV.46 présente la nouvelle discrétisation après création d'une rotule plastique en B.

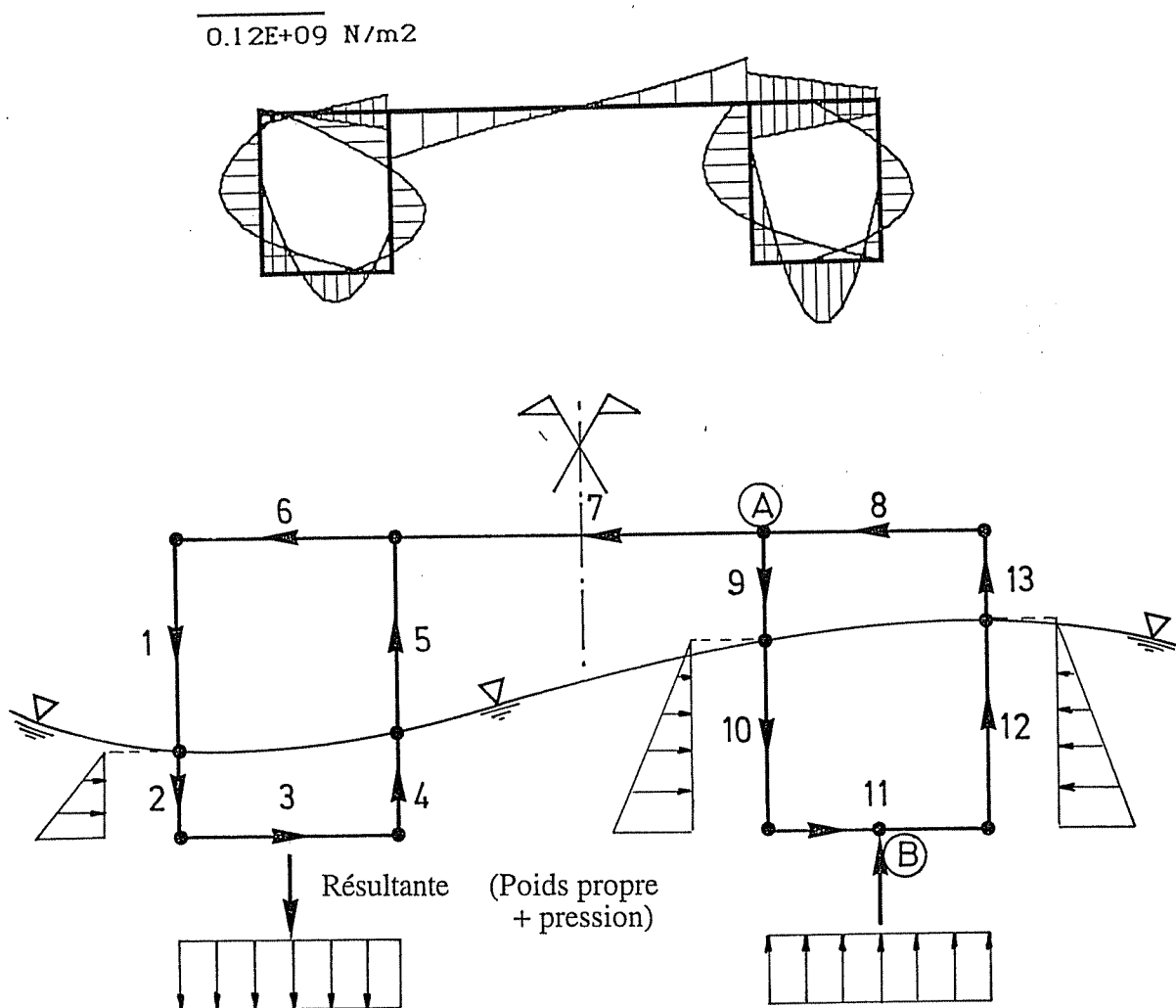


Figure IV.45 : Modélisation initiale et niveau correspondant des contraintes transversales



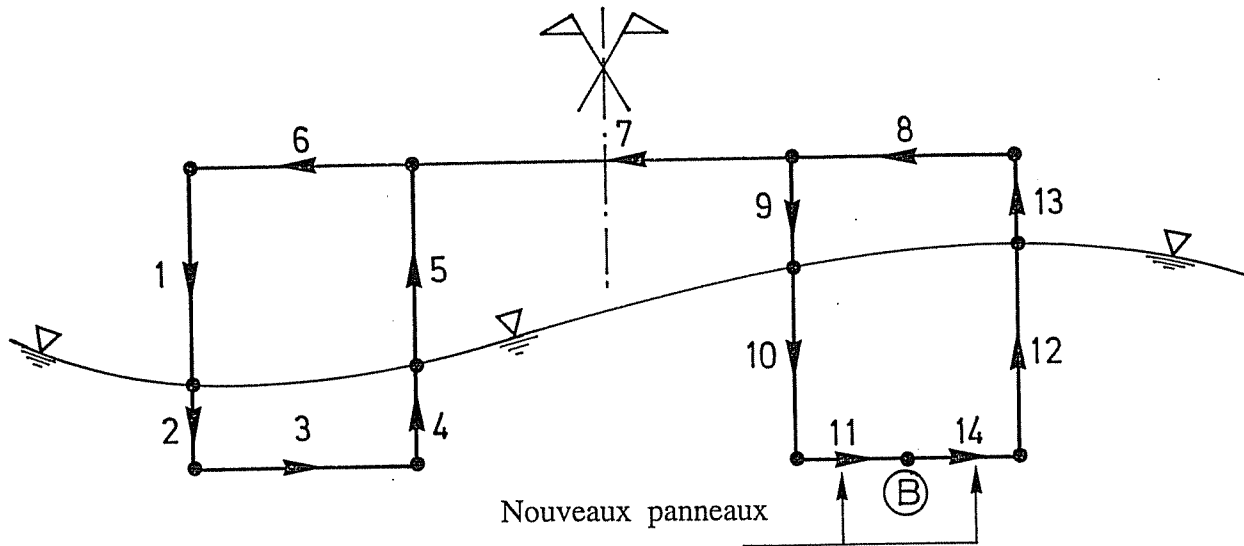


Figure IV.46 : Modélisation après introduction d'une rotule plastique en B.

### XIII.4 INSTABILITES DES RENFORTS TRANSVERSAUX : FLAMBEMENT

Ainsi que signalé précédemment, cet état limite doit être considéré comme un état limite ultime car son apparition entraîne la ruine des panneaux raidis puisque leurs appuis ne sont plus rigides.

Les différents types d'instabilités sont abordés au § XII.5, XII.6 et XII.8 et les restrictions qui y correspondent y sont aussi décrites; à savoir :

- le voilement local des âme et semelle,
- le tripping,
- le flambement torsionnel et flexionnel,
- le déversement.

## CHAPITRE XIV

### DESCRIPTIONS DES MODELES DE COMPORTEMENT RETENUS POUR LES RESTRICTIONS D'ENSEMBLE

On s'est jusqu'ici essentiellement concentré sur les panneaux et leurs modes de ruine (§ XII). Intéressons nous à présent à la structure dans son ensemble : une poutre navire ou une structure en caisson.

#### XIV.1 CONTRAINTES ADMISSIBLES

Les restrictions liées aux contraintes admissibles (flexion d'ensemble) sont décrites au § XII.2. et XIII.3.

#### XIV.2 DEFORMATION D'ENSEMBLE.

Le logiciel LBR-4 permet d'imposer des restrictions d'ensemble sur les déplacements (u,v,w) en tous points de la structure. Le détail de la procédure est donné au § XII.3.

#### XIV.3 RESISTANCE ULTIME D'ENSEMBLE.

Le sujet principal traité dans ce chapitre concerne la résistance ultime des poutres navires (structure navale) et des structures en caissons (structure hydraulique et génie civil). Mais avant d'aborder ce sujet, il faut se poser la question: *Pourquoi évaluer la résistance ultime de la poutre navire?*

Voici quelques éléments de réponse:

- Une des tâches principales d'une conception structurelle rationnelle concerne le calcul des états limites des principaux composants de la structure mais aussi ceux de la structure prise dans son ensemble.
- Lors de la conception de structures en caisson dont font partie les bateaux, une restriction de base est relative au moment de flexion longitudinale ultime de leur section transversale (Tableau IV.1).
- L'évaluation de cette résistance ultime d'ensemble est nécessaire pour évaluer l'importance de la réserve réelle de résistance.

A l'heure actuelle, il n'est toujours pas possible d'apporter à ce problème une solution simple et satisfaisante, valable pour tous les cas de charges et adaptée aux divers modes de conception [JE97, YA95]. Ce sujet reste actuellement un thème de recherche ouvert dans lequel de nombreux progrès sont encore attendus. L'ISSC a d'ailleurs créé en août 1997 un comité («Special Task Force») chargé de faire le point sur ce sujet et d'émettre des recommandations. Nous participons activement à ces travaux.

La détermination du moment ultime de la poutre navire ( $M_u$ ) nécessite la connaissance du comportement de chacun des panneaux constituant la structure (relation contrainte-déformation,  $\sigma$ - $\epsilon$ ). Il ne suffit pas de connaître la valeur de  $\sigma_u$  (résistance ultime en compression du panneau), il faut aussi évaluer le comportement plastique (post-collapse) lorsque cette résistance est dépassée ( $\sigma > \sigma_u$ ).

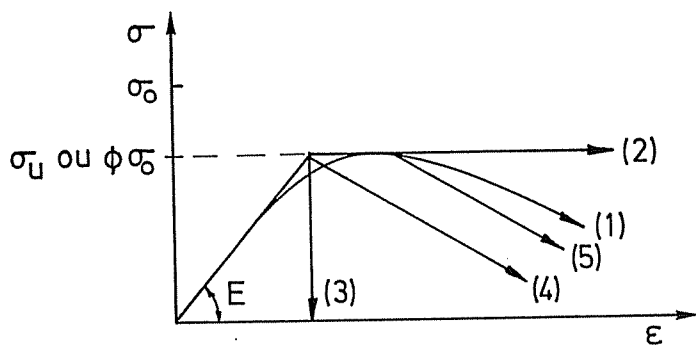
En vue d'un calcul précis du moment ultime de la poutre navire ( $M_u$ ), seule une analyse élasto-plastique avec grands déplacements est envisageable. Malheureusement, en pratique, ce type de méthode n'est pas adapté à la phase d'avant-projet à cause de la lourdeur de la modélisation qu'elle nécessite. Il est réservé aux centres de recherche ou gros bureaux d'études.

D'un autre côté, les modes de ruine multiples, voilement intercostal, flambement, instabilité d'ensemble et leurs combinaisons rendent difficiles et incertaines les approches simplistes et empiriques.

Le problème posé représente donc un défi pour les ingénieurs et chercheurs d'aujourd'hui. Néanmoins, des progrès substantiels ont été observés ces dernières années. Bien que la fiabilité (model uncertainty) des modèles proposés ne soit pas encore établie avec précision, il semble utile de les inclure dès à présent dans le groupe de restrictions du module d'optimisation LBR-5.

#### XIV.4 L'APPROCHE DE CALDWELL

En 1965, c'est J. Caldwell [CA65a] qui proposa une première méthode afin d'évaluer, d'une façon rationnelle, le moment de flexion longitudinale ultime ( $M_u$ ) de la poutre navire. A cette époque peu de choses était connu concernant le comportement à la ruine des panneaux raidis. De ce fait, Caldwell considéra, comme résistance ultime ( $\sigma_u$ ) de chaque panneau, la limite élastique réduite par un facteur de résistance  $\xi$  défini comme valant  $\sigma_u/\sigma_0$ . C'est en fait Faulkner qui quantifia le premier ce paramètre  $\xi$  [FA65].



- (1) Courbe réelle (expérimentale)
- (2) Avec une résistance post-critique constante (cfr modèles de Caldwell et de Paik [CA65a, PA95a])
- (3) Sans résistance post-critique (cfr modèle de O. Hughes [HU88])
- (4) Avec une résistance post-critique décroissante linéairement (cfr. modèle de Rahman [RA96])
- (5) Idem (4) mais avec un palier plastique (cfr. modèle de Rahman) [RA96]

Figure IV.47 : Courbes contrainte-déformation ( $\sigma-\epsilon$ ).

Caldwell postula qu'après la ruine du panneau ( $\sigma_u$ ), celui-ci continue à supporter une charge constante quel que soit l'accroissement de la déformation ( $\epsilon$ ) du panneau ou de la courbure ( $\phi$ ) de la poutre navire. Cette hypothèse, quoique simpliste et inexacte, lui permit d'établir une formulation analytique du moment ultime  $M_u$  ne nécessitant pas de procédé itératif (Progressive collapse analysis). Il est cependant évident qu'une telle hypothèse n'est pas conservatrice et entraîne une sur-évaluation du moment ultime ( $M_u$ ).

L'état limite considéré par Caldwell est le suivant (Figure IV.48):

- les parties comprimées ont atteint leur niveau ultime de compression (ou  $\sigma = \xi_D \cdot \sigma_0 = \sigma_u$ ),
- les parties tendues sont entièrement plastifiées ( $\sigma = \sigma_0$ ).

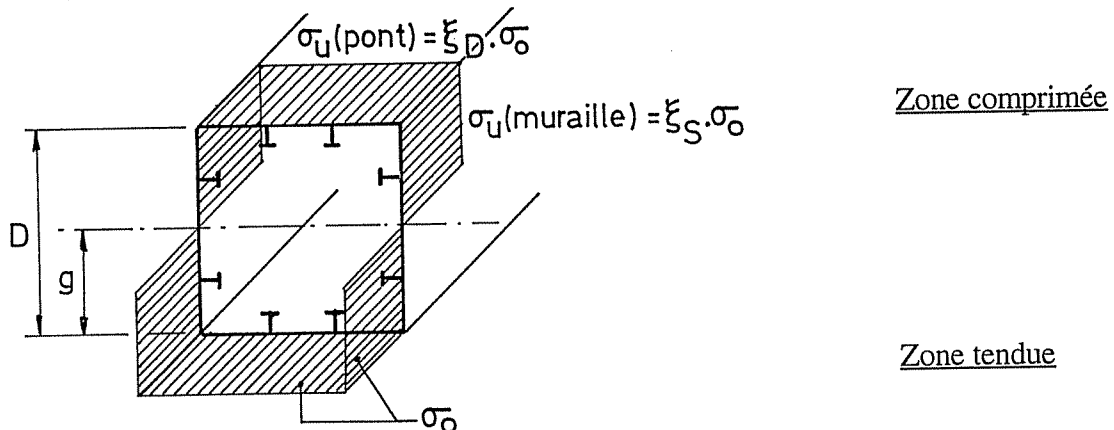


Figure IV.48 : Flexion en Sagging selon Caldwell [CA65a].

Notons que si on considère  $\xi_S = \xi_D = 1$ , on obtient le moment plastique ( $M_p > M_u$ ).

La formule de Caldwell est la suivante:

$$M_{u(sagg)} = \sigma_o \cdot D \left[ \xi_D \cdot A_D \cdot \gamma + A_B(1-\gamma) + 2A_S \left( \frac{1}{2} - \gamma - \gamma^2 \frac{(1+\xi_S)}{2} \right) \right] \quad [XIV.1]$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{g}{D} = \frac{2A_S + A_B - \xi_D \cdot A_D}{2A_S(1+\xi_S)}$$

$A_D, A_B, A_S$  la section du pont, du fond et d'une muraille

Cette formule simpliste proposée par Caldwell peut se généraliser aisément :

- à un caisson dont la limite élastique ( $\sigma_o$ ) des divers panneaux ( $A_B, A_D, A_S$ ) est différente,
- à une poutre navire munie d'un double fond ou même de plusieurs ponts [PA95a],
- à un caisson dont les parois latérales (murailles) ne sont pas identiques sur toute leur hauteur [RA96].

La généralisation à de telles structures complique bien sûr les formulations analytiques mais le principe reste le même. La principale difficulté de cette approche réside dans le choix de l'état limite ultime.

Notons que l'équation XIV.1 correspond à une flexion en sagging (pont comprimé); on peut facilement en déduire une expression similaire pour le hogging,  $M_u(\text{hogg.})$ .

Actuellement, le principe de base élaboré par Caldwell est toujours d'application. De nombreux auteurs continuent de l'améliorer et proposent des variantes [YA95]. La plupart de leurs travaux sont relatifs soit au mode d'évaluation de la contrainte ultime  $\sigma_u$  des panneaux comprimés nécessaire au calcul rationnel de  $\xi_D$  et  $\xi_S$  ou soit à la définition de l'état limite à considérer comme état ultime.

Faulkner [FA65] a été le premier à proposer une formulation rationnelle pour évaluer les facteurs

$$\xi_S \text{ et } \xi_D \text{ (Eq. XIV.1). A partir d'une largeur effective } b_e = b \left( \frac{2}{\beta} - \frac{1}{\beta^2} \right) \text{ avec } \beta = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_o}{E}}$$

l'élancement des plaques du bordé, il définit  $\sigma_u$  sur base de la résistance ultime de la colonne comprimée composée du bordé collaborant ( $b_e$ ) et du raidisseur (Figure IV.50). Il propose d'utiliser la parabole de Johnson pour  $0,6 < \lambda < 1,41$  (Figure IV.49), l'hyperbole d'Euler pour  $\lambda > 1,41$  et d'admettre  $\sigma_u = \sigma_o$  pour  $\lambda < 0,6$  ( $\lambda$  étant l'élancement de la poutre-colonne composé de la largeur effective du bordé et du raidisseur).

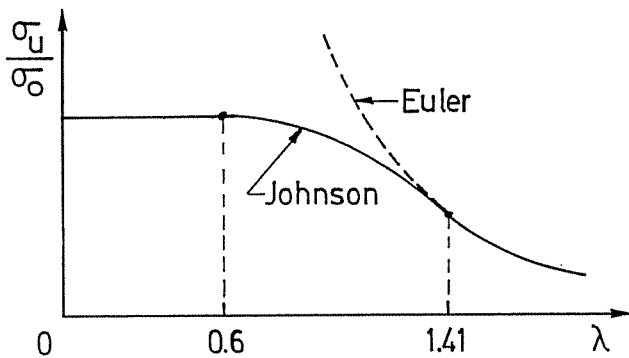


Figure IV.49: Evaluation de  $\sigma_u$  selon Caldwell.

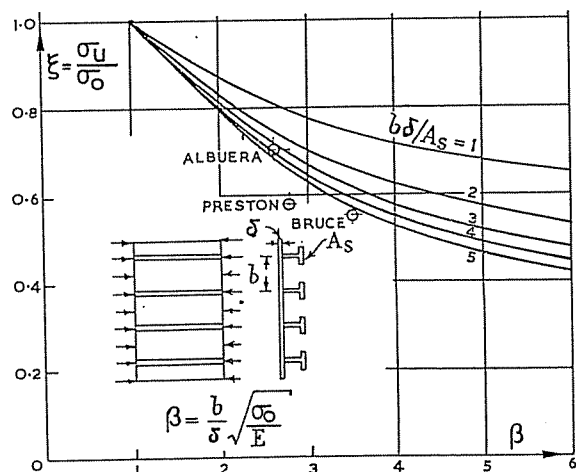


Figure IV.50 : Evaluation de  $\xi$  selon Caldwell.

### XIV.5 DEFINITION DE L'ETAT LIMITE ULTIME

Plusieurs états de contraintes peuvent être définis comme étant l'état limite ultime. La définition de cet état limite est nécessaire pour une évaluation directe de  $M_u$  sur base de la seule courbe moment-courbure ( $M-\phi$ ), (Figure IV.51).

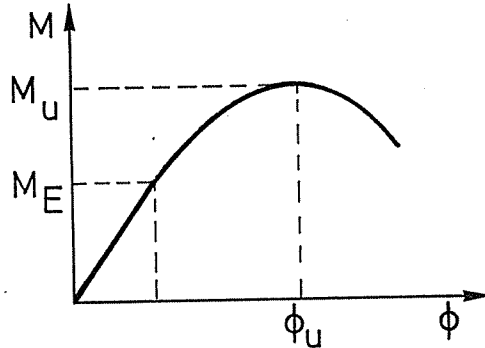


Figure IV.51 : Diagramme M-phi

Il s'agit donc de définir la distribution des contraintes qui correspond à  $M = M_u$  et  $\phi = \phi_u$ , c'est-à-dire de l'état limite de ruine proposé.

La figure IV.52 présente plusieurs distributions de contraintes pouvant correspondre à cet état ultime proposé.

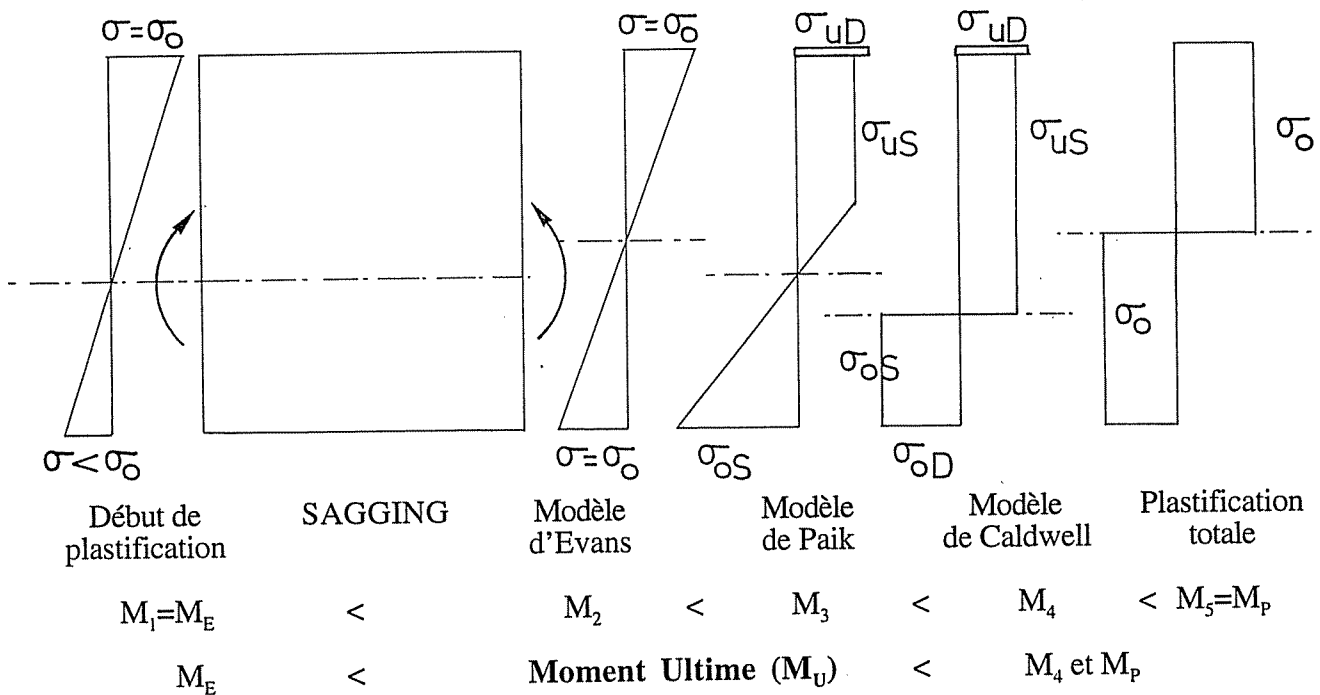


Figure IV.52 : Revue des états limites ultimes possibles en «sagging».

En réalité, l'état limite ultime réel se situe entre  $M_1$  (début de plastification) et  $M_4$  (ruine totale de la zone comprimée et plastification complète de la zone tendue).

L'état de plastification totale ( $M_5$ ), ou moment plastique  $M_p$ , ne peut pas être considéré comme un état limite. Il s'agit plutôt d'un état théorique de référence permettant d'évaluer la réserve hypothétique de résistance de la structure c'est-à-dire  $M_p/M_E > 1$  ; la vraie réserve de résistance étant  $M_u/M_E$ .

L'état  $M_E = M_1$ , dit de début de plastification, a longtemps été considéré par les praticiens comme l'état limite de référence. Il s'agit d'un choix sécurisant qui était conditionné par la difficulté (voir l'impossibilité) de chiffrer fiablement la résistance ultime réelle  $M_u$ .

Pour évaluer cette résistance  $M_u$ , l'ingénieur doit, soit calculer  $M_u$  avec un modèle mathématique lui permettant d'établir la courbe  $M(\phi)$  avec  $\phi$  la courbure (Figure IV.51), soit évaluer  $M_u$  sur base d'un état limite ultime (distribution de contrainte) qu'il s'est imposé (Figure IV.52).

Cadwell [CA65a], considéra que la distribution ( $M_4$ ) correspondait à cet état limite ultime. En 1997, les ingénieurs et les praticiens reconnaissent que la ruine apparaît avant cet état de contraintes.  $M_4$  est un état de tension vers lequel tend l'état limite ultime réel mais, en pratique, ne peut pas l'atteindre (voir discussion de l'article de Cadwell par H. Evans [CA65a]). En pratique, les zones proches de l'axe neutre restent en effet en régime élastique [PA95a].

Face à cette constatation, Evans proposait en 1965 une distribution ( $M_2$ ) basée sur le principe de la plastification complète du pont supérieur (Sagging) entraînant la remontée de l'axe neutre jusqu'à créer la plastification du fond. Les murailles étaient supposées rester en régime élastique.

Actuellement, cette distribution n'est pas considérée comme plausible; on sait en effet que la rupture des zones comprimées apparaît souvent avant la plastification.

En 1995, sur base d'analyses numériques non linéaires (FEA), Paik [PA95a] proposa une distribution  $M_3$  qu'il dit définir comme *licite*. Nous pensons effectivement que la distribution  $M_3$  (Figure IV.52), dans la plupart des cas, simule assez correctement la réalité.

C'est sur base de cette distribution et de la méthode de Cadwell que l'algorithme d'évaluation de la résistance ultime pour le module d'optimisation LBR-5 a été élaboré. Ces développements sont présentés ci-après § XIV.8.

#### **XIV.6 ANALYSE DU PROCESSUS EVOLUTIF DE LA RUINE**

Pour ne pas devoir émettre des hypothèses sur l'état de contraintes qui correspond à l'état limite ultime, on peut avoir recours à des méthodes qui prennent en compte le processus progressif complet de la ruine (Progressive Collapse Analysis), Figure IV.51.

La grande majorité des méthodes de ce type repose sur l'algorithme de Smith [SM77]. Les principales variantes entre les méthodes résident:

- dans la définition et l'origine des relations contraintes - déformation ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) des éléments;
- dans la modélisation de la structure en éléments. Un élément correspond soit à un panneau complet (pont, fond, muraille, ...) (modèle de Hughes, ...) ou soit à un raidisseur avec une partie de tôle associée (Yao, Rahman, Smith [RA96, SM77, YA95c]);
- dans le calcul du pas (incrément) de la courbure ( $\phi + \Delta\phi$ ) à considérer; soit le pas ( $\Delta\phi$ ) est uniforme durant toute l'analyse, soit il est variable (Hughes[HU88]) de façon à réduire le nombre d'itérations.

Les hypothèses de l'algorithme de Smith sont :

- conservation des sections planes (distribution linéaire de la déformation),
- la ruine apparaît entre deux cadres ou deux renforts transversaux (rupture intercostale) sous les formes suivantes:
  - ruine de la poutre-colonne comprimée et fléchie des panneaux comprimés,
  - plastification des éléments tendus.

Cette hypothèse repose sur le postulat que la rupture intercostale apparaît avant :

- la ruine par tripping des raidisseurs,
- l'apparition d'une instabilité d'ensemble dans un panneau orthotrope (grillage). Cela suppose que la rigidité des renforts transversaux est suffisante (voir § XIII.2).

Ce postulat peut être accepté à condition d'inclure des restrictions concernant ces deux modes de ruine (voir § XII.6 et § XII.8).

- Il n'y a pas d'interaction entre les éléments (panneaux) en ce qui concerne leur résistance ultime et leur courbe ( $\sigma-\epsilon$ ).

**Séquence de l'algorithme de C. Smith**

Le calcul du diagramme moment-courbure (Figure IV. 51) est déterminé pas à pas en suivant la séquence suivante (Figure IV. 53):

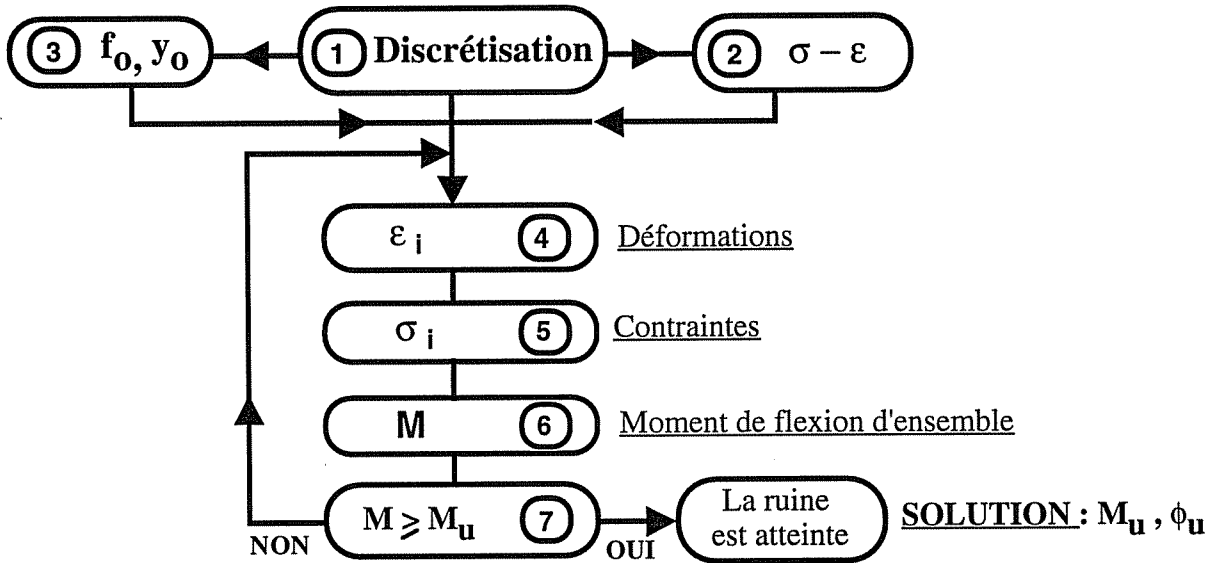
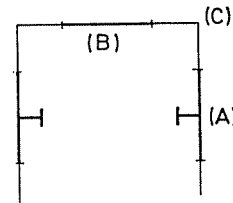


Figure IV.53 : Séquence de l'algorithme de Smith : *Progressive Collapse Analysis*.

1) Discrétisation de la structure en (n) éléments :

- éléments raidis (un raidisseur et le bordé associé) (A),
- éléments de plaque (sans raidisseur) (B),
- en éléments de coin (C).



2) Calcul pour chaque élément (n) de la relation contrainte axiale-déformation ( $\sigma-\epsilon$ ), en compression et en traction. Il est admis que, vu leur configuration, les éléments de coins sont parfaitement élasto-plastiques.

3) Initialisation de la courbure ( $\phi_0$ ) et calcul de la position de l'axe neutre correspondant ( $g_0$ ).

La courbure  $\phi_0$  est définie comme étant : 
$$\phi_0 = \min_{i=1}^n \left\{ \frac{(\epsilon_{ult})_i}{y_i}, \frac{(\epsilon_\gamma)_i}{y_i} \right\} \quad [XIV.2]$$

avec  $i$  le numéro des éléments ( $i = 1, n$ ),

$y_i$  la distance de l'élément  $i$  à l'axe neutre  $g_0$ ,

$g_0$  l'axe neutre est calculé sur base de la largeur effective des éléments comprimés.

$(\epsilon_\gamma)_i$  la déformation maximale en traction que peut subir l'élément  $i$ ,

$(\epsilon_{ult})_i$  la déformation maximale en compression que peut subir l'élément  $i$ ,

4) Calcul des déformations  $\epsilon_i = \phi y_i$  (sur base du nouvel axe neutre), et des contraintes associées ( $\sigma_i$ ) via les courbes contraintes-déformations établies en (2) (Figure IV. 47).

- 5) Calcul de l'axe neutre instantané sur base de la nouvelle distribution des contraintes ( $\sigma_i$ ) établie en (4).
- 6) Calcul du moment  $M$  correspondant à la distribution des contraintes  $\sigma_i$  (4) et à l'axe neutre (5)
- $$M = \sum_{i=1}^n \sigma_i A_{ei} \cdot y_i \quad \text{avec } A_{ei} \text{ la section transversale effective de l'élément } i. \quad [\text{XIV.3}]$$
- 7) Vérification de l'accroissement de  $M$ . Si l'accroissement de  $M$  entre deux itérations est nul ( $\epsilon \leq 10^{-3}$ ) ou négatif, le moment ultime a été atteint ( $M_u$  et  $\phi_u$ ). Dans le cas contraire, on incrémente la courbure  $\phi + \Delta\phi$  et l'on recommence la procédure en (4).

#### XIV.7 METHODES DE CALCUL : DESCRIPTION ET COMPARAISON

Sur base de la méthodologie de C. Smith [SM77] exposée au §XIV.6, les algorithmes suivants ont été étudiés :

- XIV.7.1. C. Smith (UK) [DO81, SM77]
- XIV.7.2. O. Hughes (USA) [HU88]
- XIV.7.3. T. Yao (Japon) [YA91, 92 et 93c]
- XIV.7.4. Soares (Portugal) [GO93, 95 et 96, SO88, 92a et b, 93, 96]  
Bureau Veritas (France) [BE95]
- XIV.7.5. Rahman (UK-Australie) [RA96]
- XIV.7.6. Ensemble des modèles associés à LBR-5
- XIV.7.7. Autres approches

Les variantes entre les algorithmes concernent:

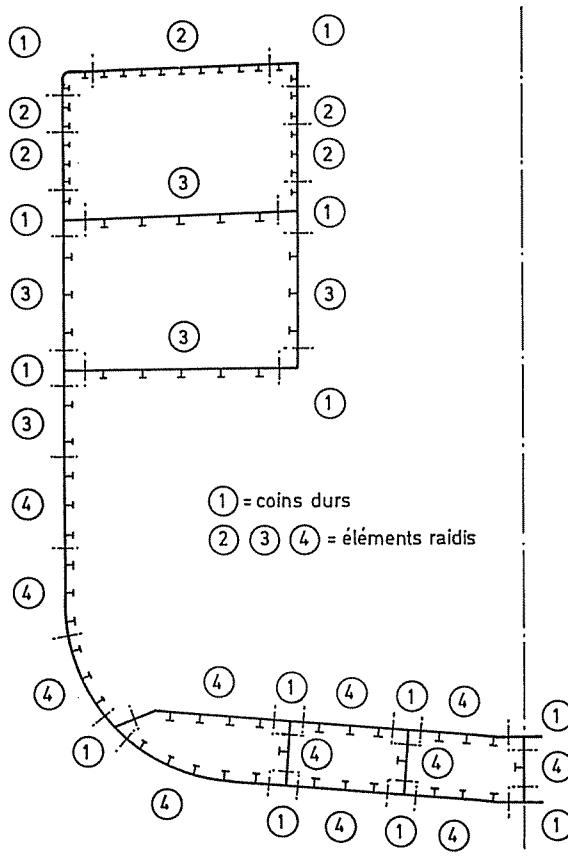
- la définition et le mode de calcul des courbes  $\sigma$ - $\epsilon$  de chaque élément et particulièrement le mode de prise en compte de la résistance post-collapse,
- la définition et la modélisation de la structure en sous-éléments (panneaux raidis, poutres-colonnes, plaques lisses, éléments de coins),
- la définition et le calcul des incréments de courbure  $\Delta\phi$ ,
- les sollicitations (flexion verticale, horizontale, effort tranchant et compression axiale, pressions latérales locales),
- les imperfections initiales (déformations et contraintes résiduelles).

##### XIV.7.1 Modèle de C. Smith [DO81, SM77]

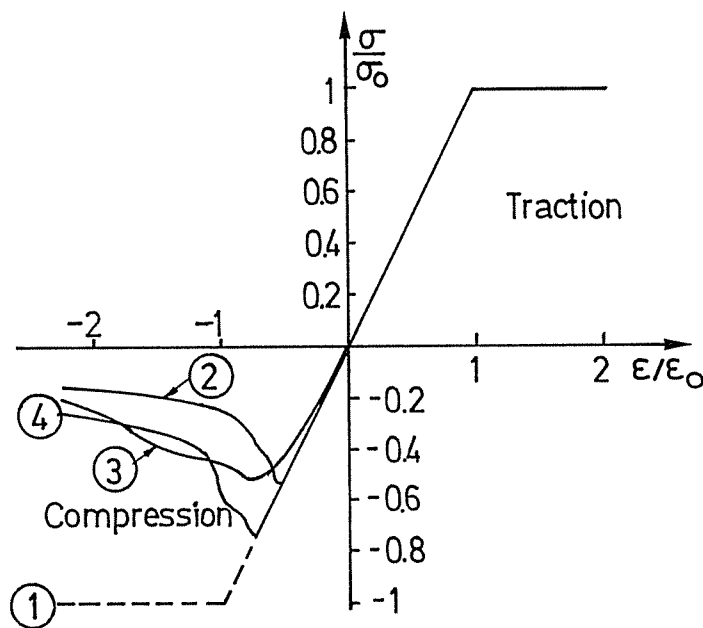
- Le modèle proposé par C. Smith repose sur une discrétisation en panneaux raidis. Chaque panneau peut comporter plusieurs raidisseurs (cf. éléments 2, 3 et 4 de la figure IV.54).
- Pour la détermination de la courbe  $\sigma$ - $\epsilon$  de chaque panneau, ceux-ci sont assimilés à des éléments poutres - colonnes composés d'un raidisseur et d'une tôle associée. Pour obtenir les courbes  $\sigma$ - $\epsilon$ , une analyse incrémentale par éléments finis (modèle élasto-plastique à grands déplacements) est réalisée pour chaque élément. A titre d'exemple, la figure IV.54 présente la discrétisation en panneaux et en «coins durs» de la section transversale d'un destroyer. Les courbes  $\sigma$ - $\epsilon$  des 4 types d'éléments sont repris à la figure IV.55. La résistance post-collapse de ces éléments est prise en compte lors du calcul par éléments finis. Les éléments de coins (1) sont supposés parfaitement élasto-plastique (Figure IV.55) et sont appelés «coins durs».
- Le pas (incrément) de courbure  $\Delta\phi$  est constant durant toute la procédure (exemple :  $\Delta\phi = \phi_0/100$ ).
- En principe, seule la flexion ( $M_H$  et  $M_V$ ) est prise en compte.



- Les imperfections initiales sont prises en compte explicitement via l'analyse par la méthode des éléments finis.



Figures IV.54: Modélisation du maître couple d'un destroyer (C. Smith).



Figures IV.55: Courbes  $\sigma$ - $\epsilon$  des éléments 1, 2, 3 et 4 - méthode de C. Smith.

**XIV.7.2 Modèle de O. Hughes [HU88]**

- La discrétisation de la structure est faite sur base d'une subdivision de la structure en panneaux raidis. Il n'y a ni éléments plaques ni de «coins durs».
- La définition de la courbe contrainte-déformation ( $\sigma-\epsilon$ ) des panneaux repose sur les considérations suivantes:
  - Le calcul de la résistance ultime ( $\sigma_u$ ) d'un panneau raidi comprimé axialement s'effectue analytiquement (principe de la poutre-colonne comprimée-fléchiée). La formulation de Hughes a été présentée au § XII.7.6.2.
  - En traction, le panneau est considéré comme ayant un comportement parfaitement élasto-plastique (figure IV.56).
  - En compression, Hughes fait une hypothèse extrêmement conservatrice; il néglige toute forme de résistance post-collapse (figure IV.56) c'est-à-dire qu'il néglige les panneaux ayant atteint leur résistance ultime ( $\sigma_u$ ).

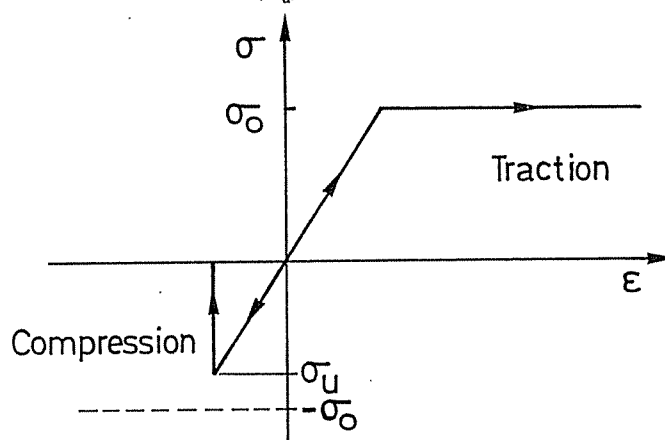


Figure IV.56 : Courbe  $\sigma-\epsilon$  définie par O. Hughes.

- Au lieu d'un incrément constant, Hughes propose d'incrémenter la courbure avec un pas variable ( $\Delta\phi_k$ ). En fait, à chaque itération ( $k$ ), il calcule la courbure  $\phi_k$  comme ceci (Figure IV.57).

$$\phi_k = \min_{i=1}^{n-n_1} \left( \frac{(\epsilon_{ult})_i}{y_i}, \frac{(\epsilon_y)_i}{y_i} \right) \tag{XIV.4}$$

avec  $n_1$  l'ensemble des panneaux ayant déjà atteint leur état de ruine.

La recherche du  $\phi_k$  se fait donc sur les  $(n-n_1)$  panneaux toujours en «service».

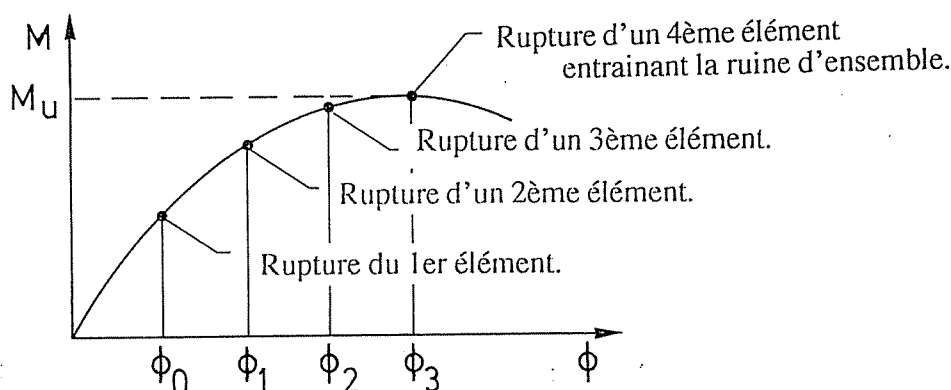


Figure IV.57 : Relation moment-courbure,  $M-\phi$  ; Modèle de Hughes.

Cette technique permet en principe de réduire le nombre d'itérations. Toutefois, elle ne semble pas avoir fait école, probablement car elle complique l'algorithme et la réduction du nombre d'itérations n'est plus impérative vu l'accroissement important de la puissance des ordinateurs. De plus, la décision de négliger toute résistance post-collaps induit des discontinuités dans les relations qui compliquent également l'algorithme.

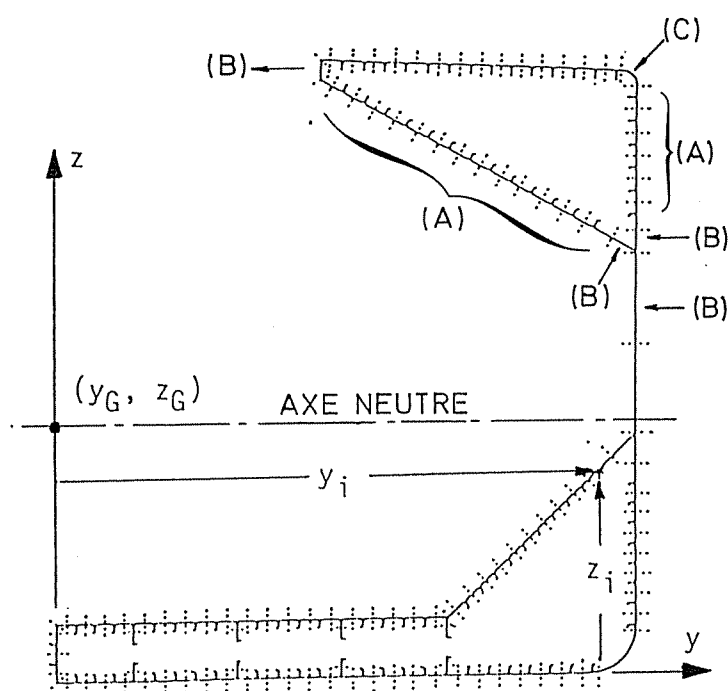
- L'effet de la pression latérale est prise en compte via le calcul du  $\sigma_u$  (§ XII.7.6.2). L'effort tranchant, l'effort axial et la torsion de la poutre navire ne sont pas considérés.
- Les imperfections initiales sont prises en compte (d'une façon globale pour les contraintes résiduelles) (§ XII.7.6.2).

### XIV.7.3 Modèle de Yao [YA93c]

- La discrétisation de la structure s'effectue directement sur la base (figure IV.58):
  - d'éléments poutres - colonnes (type A),
  - d'éléments plaques non raidies (type B),
  - de «coins durs» au sens de Smith (type C).
- Yao définit les courbes  $\sigma$ - $\varepsilon$  de ces éléments en combinant des approches analytiques de «l'analyse élastique avec de grands déplacements» et «l'analyse des mécanismes (plastique-rigide)».

Pour les éléments poutres-colonnes soumis à compression axiale, la courbe  $\sigma$ - $\varepsilon$  est obtenue sur base des équations d'équilibre forces et moments. Le flambement et la plastification du raidisseur et/ou du bordé sont pris en compte [YA91 et 92].

La résistance post-collaps est définie via les courbes  $\sigma$ - $\varepsilon$  des éléments.



- Le pas est constant.
- Bien que pas encore opérationnel à ce jour, l'algorithme peut en principe combiner flexion et effort normal.
- Une distribution standard bi-rectangulaire des contraintes résiduelles est intégrée dans le modèle.
- Une déformation initiale, en phase avec le premier mode de voilement, est prise en compte.

Figure IV.58 : Discrétisation de la structure [YA95]

#### XIV.7.4 Modèles du Bureau Veritas et de G. Soares-Gordo

Le Bureau Veritas [BE95] et l'équipe du Professeur Soare [GO93, 95 et 96] ont développé des algorithmes très semblables qui ont comme caractéristiques essentielles :

- d'utiliser l'algorithme récursif de Smith avec un incrément constant,
- d'utiliser la relation  $\sigma$ - $\epsilon$  des éléments plaques et poutres-colonnes proposée par Gordo [GO93, SO88, 92 et 96].

Pour les plaques, la courbe  $\sigma$ - $\epsilon$  (Figure IV.59) repose sur la formule de la largeur effective ( $b_w$ ) de Faulkner [FA75c], corrigée pour tenir compte explicitement des contraintes résiduelles ( $b_r$ ).

Pour les éléments raidis (raidisseur et plaque associée), trois modes de ruine sont étudiés (bordé comprimé, raidisseur comprimé et tripping). Le mode retenu est le plus petit des trois. L'effet des contraintes résiduelles apparaît aussi explicitement.

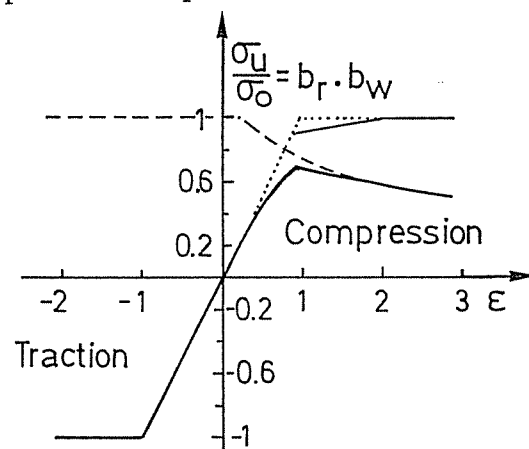


Figure IV.59 : Courbe  $\sigma$ - $\epsilon$  avec prise en compte des contraintes résiduelles [GO93].

#### XIV.7.5. Modèle de Rahman (1996)

Rahman et Chowdhury [RA96] ont fait une synthèse des travaux de Smith et Hughes et ont proposé leur propre algorithme.

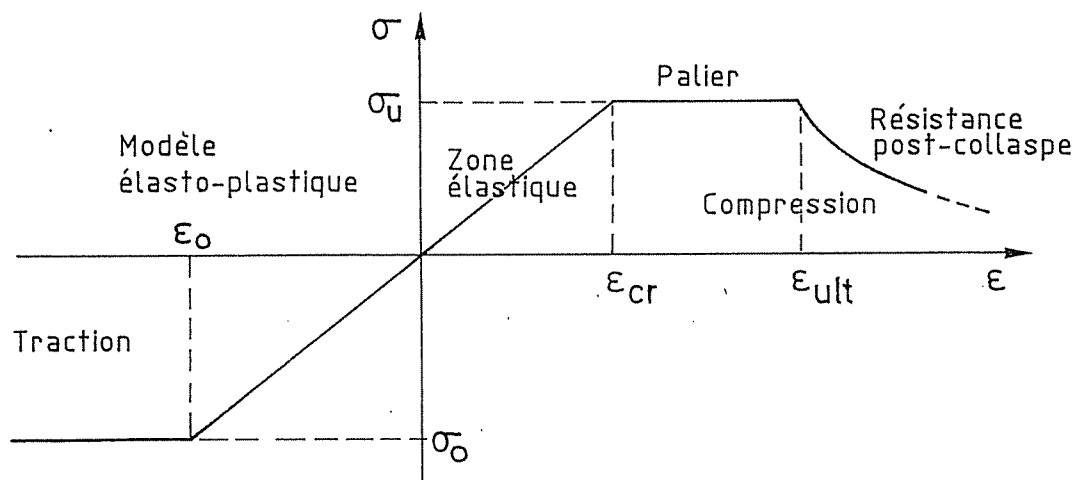


Figure IV.60 : Courbe  $\sigma$ - $\epsilon$  établie par Rahman [RA96].

Ils ont retenu des travaux de C. Smith la méthodologie générale de l'algorithme récursif (Progressive Collapse Analysis), ils ont repris le modèle de Hughes pour le calcul de la contrainte

ultime de la poutre-colonne comprimée - fléchiée et ils ont introduit les originalités et variantes suivantes :

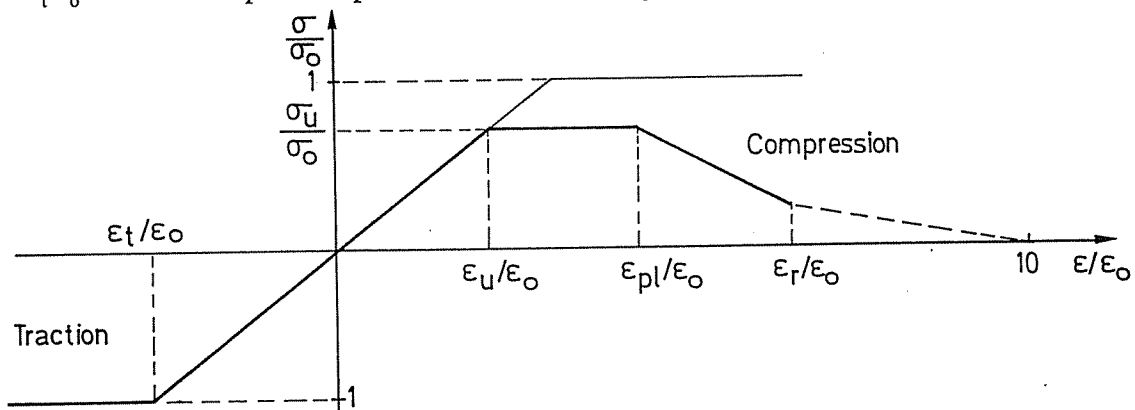
- La courbe  $\sigma$ - $\varepsilon$  des éléments comprimés est supposée composée (Figure IV.60) :
  - d'une zone élastique (linéaire) :  $\sigma = E\varepsilon : 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{ult}$
  - d'un palier ( $\sigma = \sigma_u = \text{cst}$ ):  $\varepsilon_{ult} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{plastique}$
  - d'une courbe de résistance post-collaps:  $\varepsilon \geq \varepsilon_{plastique}$
- La modélisation se fait, comme le propose Yao, en petits éléments (poutre-colonne et coin dur) et non pas sur base de panneaux.
- Le pas ( $\Delta\phi$ ) est constant.
- Seule la flexion est considérée ( $M_V$  et  $M_H$ ).
- Le niveau des imperfections (déformations et contraintes résiduelles) est pris en compte.
- Enfin, Rahman corrige plusieurs inexactitudes de l'algorithme de Hughes concernant la largeur effective et la collaboration des éléments des murailles à l'inertie d'ensemble (voir Appendice 3 de Rahman [RA96]).

#### XIV.7.6 Modèles associés à LBR-5

Le modèle développé dans le cadre de cette recherche est original par divers aspects.

A partir d'un même jeu de données (LBR-5), il permet le calcul de la résistance ultime selon plusieurs approches :

- Un calcul direct selon la méthodologie de Caldwell [CA65a] et l'état limite ultime défini par Paik [PA95a]. L'algorithme a été corrigé pour prendre en compte certains cas limites négligés par Paik (voir § XIV.8 ) ainsi qu'une variation de qualité d'acier entre le haut et le bas des murailles. Cet algorithme sert de base à la restriction sur le moment ultime de la poutre navire du module d'optimisation.
- Un calcul récursif (Progressive Collapse Analysis) basé sur la méthode de C. Smith. La courbe  $\sigma$ - $\varepsilon$  de chaque élément peut être définie par le choix de l'utilisateur parmi les formulations suivantes :
  - a) La formulation empirique de Paik (§ XII.7.7) donnant la valeur du  $\sigma_u$ . La courbe  $\sigma$ - $\varepsilon$  utilisée est la courbe standard définie à la figure IV.61 dont les paramètres  $\varepsilon_u/\varepsilon_o$ ,  $\varepsilon_{pl}/\varepsilon_o$ ,  $\varepsilon_r/\varepsilon_o$  et  $\varepsilon_t/\varepsilon_o$  doivent être précisés par l'utilisateur (avec  $\varepsilon_o = \sigma_o/E$ ).



- $\varepsilon_u$  = déformation correspondant à la résistance ultime ( $\sigma_u$ ),
- $\varepsilon_{pl}$  = déformation correspondant à la fin du palier de plastification (mécanisme plastique),
- $\varepsilon_r$  = déformation correspondant à  $\sigma = \sigma_u/10$  en zone post-collaps,
- $\varepsilon_t$  = déformation correspondant au début de plastification en traction.

Figure IV.61 : Courbe  $\sigma$ - $\varepsilon$  standard.

En pratique, la forme de cette courbe  $\sigma$ - $\epsilon$  est différente pour un élément plaque ou pour un élément raidi (poutre-colonne).

- b) La formulation analytique de Rahman [RA96] basée sur l'évaluation du  $\sigma_u$  de Hughes (Figure IV.60 et § XII.7.6.2).
- c) La formulation de l'Imperial College (§ XII.7.6.3) donnant la valeur du  $\sigma_u$ . Les courbes  $\sigma$ - $\epsilon$  utilisées sont également les courbes standards (Figure IV.61).
- d) La formulation analytique de Yao présentée ci-avant [YA91, 92]. Cette formulation toujours en cours de développement est fort attrayante mais assez lourde numériquement. Elle ne se prête pas à une intégration aisée dans le module d'optimisation LBR-5 mais plutôt à une vérification finale, post-optimisation.
- e) La formulation de l'utilisateur du module LBR-5. Celui-ci peut introduire la résistance ultime  $\sigma_u$  de chaque élément via sa propre formulation. Les courbes standards ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) sont utilisées (Figure IV.61).

Les figures IV.62 et 63 reprennent au sein d'un organigramme général les modules relatifs à la résistance d'ensemble ultime et notamment le lien entre les données du module LBR-4 et les modules de calcul de la résistance ultime de la poutre navire.

Cet outil de calcul a été voulu aussi multi-fonctionnel que possible; à savoir qu'il permette :

- de choisir le modèle de comportement (intérêt pratique),  
et
- de comparer des méthodologies (intérêt scientifique).

Ce dernier point est particulièrement important car s'il existe plusieurs modèles de calcul, leur fiabilité («model uncertainty») n'a pas été examinée en détails [HU94b]. L'ISSC a pour cette raison désigné en août 1997 un comité de huit membres pour effectuer durant trois années des tests de validation et de comparaison pour aboutir à des recommandations concernant :

- ◆ la précision et la qualité des modèles,
- ◆ leur facilité d'utilisation (aspect pratique pour les bureaux d'études),
- ◆ leurs potentialités concernant :
  - les cas de charge ( $M_H$ ,  $M_u$ , T, N, Q),
  - les imperfections:
    - déformations,
    - contraintes résiduelles,
  - la corrosion,
  - les structures endomagées, ...

Cet outil sera très utile dans le cadre de ce comité de l'ISSC (Figures IV. 62 et 63).

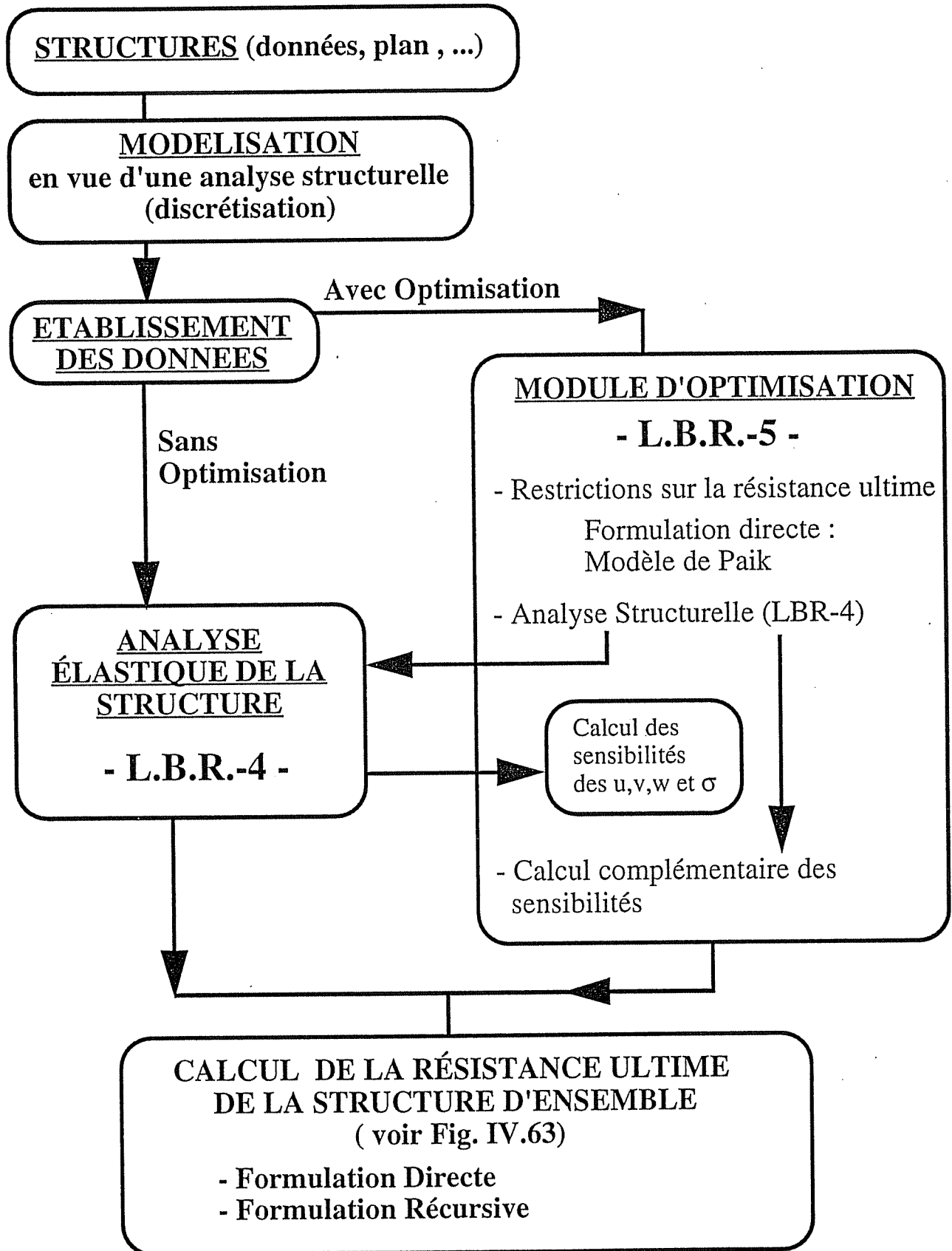


Figure IV.62 : Structure générale du module d'optimisation et des modules LBR-4 et LBR-5

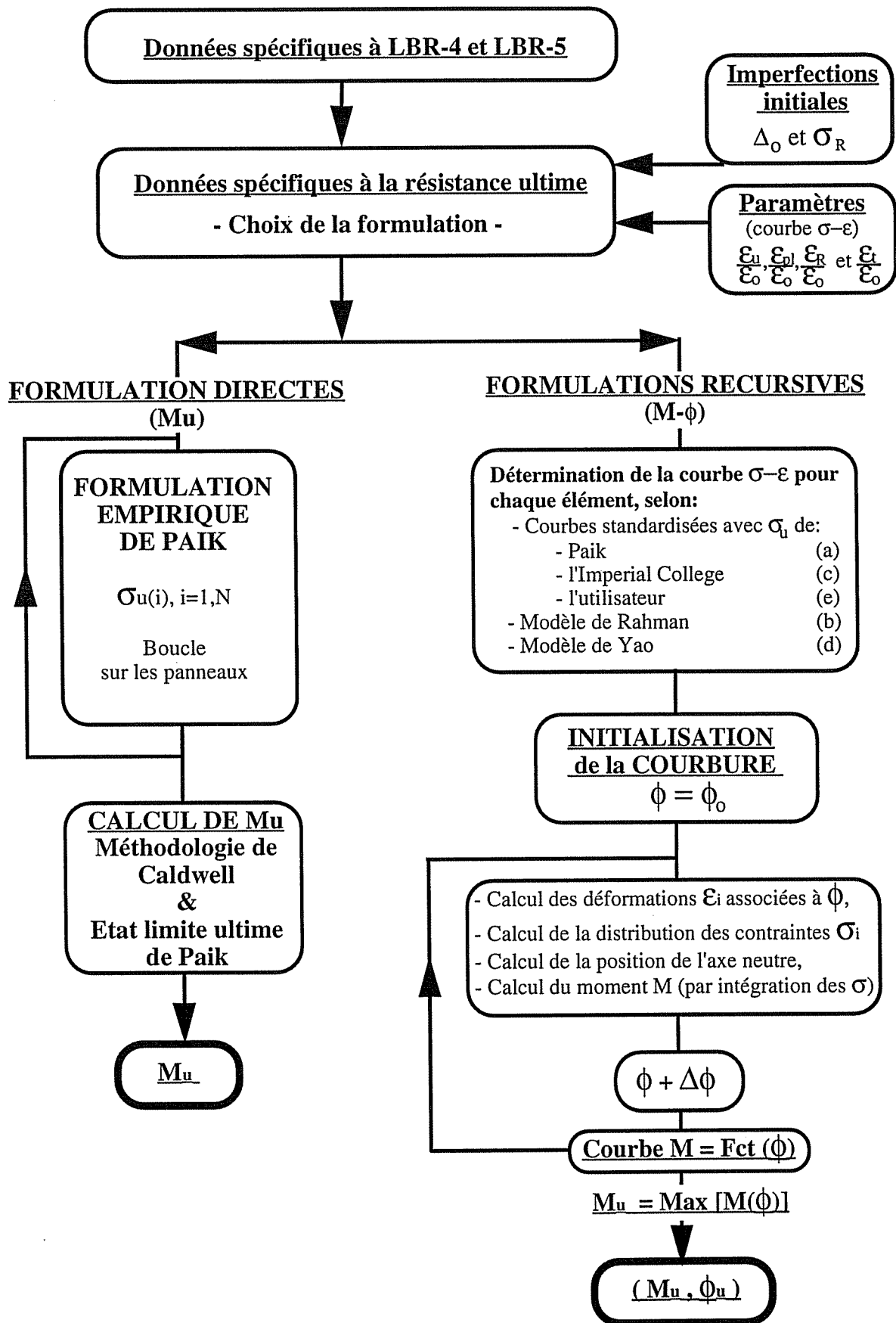


Figure IV.63 : Organigramme des modèles retenus pour l'évaluation de la résistance ultime de la poutre navire.



#### **XIV.7.7 Autres approches.**

En 1995, Yao présenta un état de la question très détaillé concernant d'autres méthodes de calcul de la résistance ultime [YA95]. En voici quelques références:

- Paik (FEM-ISUM) [PA92a et b, PA96d],
- Adamchak [AD84, GO93],
- Billingsley [BI80, GO93],
- Rutherford-Caldwell [RU90],
- Lin [FR92b, LI85],
- Mansour et le SSC 299 [MA80],
- FEM [HU93a et b, 95a et YA95],
- Chalmers [CH92],

- Equations d'interaction :

- Mansour [MA95],
- Soares-Gordo [GO95],
- Paik [PA96b],
- Viner [VI86],
- Rizzuto [RI97],

- Formules simplistes et empiriques:

- Vasta [VA58],
- Soares-Gordo [GO95],
- Paik [PA96b],
- Viner [VI86],
- Rizzuto [RI97],

### XIV.8 INTEGRATION DE LA FORMULATION DE CALDWELL/PAIK DANS LE MODULE D'OPTIMISATION (LBR-5)

- La méthode analytique d'évaluation de la résistance ultime de Caldwell a été présentée au § XIV.4. A l'origine, cette méthode a été développée pour le calcul de la poutre navire élémentaire suivante (Figure IV.64a):
  - composition : 1 pont , 1 fond et 2 murailles,
  - une limite élastique  $\sigma_0$  identique pour les divers éléments,
  - $\xi_D, \xi_B, \xi_S$  les coefficients de réduction pour tenir compte de la résistance ultime des pont, fond et murailles (voir Eq. XIV.1).

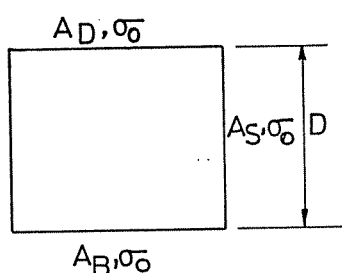


Figure IV.64a. : Modèle de Caldwell

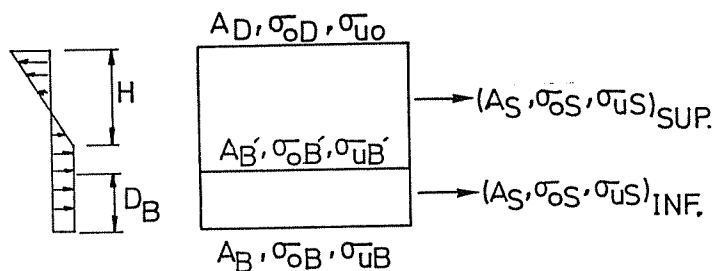


Figure IV.64b. : Modèle de Paik

- Sur base des travaux de Paik [PA95a], l'algorithme de Caldwell a été généralisé à une poutre navire composée d'un double fond (Figure IV.64b) et dont les caractéristiques mécaniques ( $\sigma_0$ ) peuvent varier d'un panneau à un autre.
  - Chaque composant d'un panneau possède ses caractéristiques propres :
    - ♦ bordé (épaisseur et limite élastique,  $\sigma_{oP}$ ),
    - ♦ raidisseur (entredistance, dimension âme et semelle et limite élastique,  $\sigma_{oR}$ ).
 Sur base du  $\sigma_{oP}$  du bordé et du  $\sigma_{oR}$  des raidisseurs on évalue les  $\sigma_0$  moyens à savoir  $\sigma_{oB}, \sigma_{oB'}, \sigma_{oD}$  et  $\sigma_{oS}$  pour respectivement, le fond, le double fond, le pont et les murailles. D'autre part,  $A_B, A_B', A_D$  et  $A_S$  représentent les sections totales de ces composants (bordé + raidisseurs).
  - Les caractéristiques mécaniques de la muraille sont spécifiées pour la partie haute (jonction avec le pont):  $(A_S, \sigma_{oS}, \sigma_{uS})_{SUP}$  et pour la partie basse (jonction avec le fond):  $(A_S, \sigma_{oS}, \sigma_{uS})_{INF}$ .
  - $\sigma_{uD}, \sigma_{uB}, \sigma_{uS/SUP}$  et  $\sigma_{uS/INF}$  sont les résistances ultimes de panneaux raidis comprimés axialement (pont, fond et murailles). Ces résistances sont évaluées avec la formulation empirique de Paik (Eq. XII.80, § XII.7.7).

Les divers cas de configurations pouvant se présenter ont été étudiés. Paik n'avait en effet, au départ, développé son algorithme que pour deux cas standards, un en Hogging et un en Sagging (Figures IV.65 et 66). Sept autres configurations ont été ajoutées. En voici le détail :

Sagging : ( $\sigma_D$  comprimé  $\leq \sigma_{uD}, \sigma_B$  tendu  $\leq \sigma_{oB}$ ) - Figure IV.65

- |                     |               |   |
|---------------------|---------------|---|
| Configuration 2 b : | $H \leq 0$    | Axe neutre situé au niveau du fond:<br>- murailles entièrement comprimées, $\sigma_{uS}$ (ruine),<br>- fond en régime élastique.            |
| Configuration 2 a : | $0 < H < D_B$ | Axe neutre situé entre le fond et le double fond:<br>- double fond comprimé, $\sigma_{uB'}$ (ruine),<br>- fond plastifié ( $\sigma_{oB}$ ). |

Configuration standard :  $D_B \leq H \leq D$       Axe neutre situé au-dessus du double fond:  
**Sagging**  
 - pont comprimé (ruine),  $\sigma_{uD}$ ,  
 - double fond en régime élastique,  
 - fond plastifié  $\sigma_{oB}$ ,  
 - murailles comprimées, ruine (partie inférieure).

Configuration 4 b :      Axe neutre situé au-dessus du double fond.  
 $D - D_B < H_B < D$   
 - pont comprimé (ruine),  $\sigma_{uD}$ ,  
 - double fond en régime élastique,  
 - fond plastifié  $\sigma_{oB}$ ,  
 - murailles plastifiées (partie inférieure).

Configuration 4 a :       $0 < H_B \leq D - D_B$       Axe neutre situé au-dessus du double fond.  
 - pont comprimé (ruine),  $\sigma_{uD}$ ,  
 - double fond a atteint la ruine  $\sigma_{uB}$ ,  
 - fond plastifié  $\sigma_{yB}$ ,  
 - murailles plastifiées (partie inférieure).

Remarques :

- Le cas  $H_B \leq 0$  ne peut pas se produire et n'a donc pas été développé.
- Si la structure ne comporte pas de double fond, on considère  $D=0$  et  $A_B=0$ , et l'algorithme reste valable.
- Le double fond peut être un double pont, sans que l'algorithme ne doive être modifié.

Hogging ( $\sigma_D$  tendu  $\leq \sigma_{oD}$ ,  $\sigma_B$  comprimé  $\leq \sigma_{uB}$ ) - Figure IV.66

Configuration 1 :       $H \leq 0$       Axe neutre situé au niveau du pont:  
 - murailles entièrement comprimées  $\sigma_{uS}$ , (ruine),  
 - pont en régime élastique.

Configuration standard       $0 < H \leq D - D_B$       Axe neutre situé au-dessus du double fond:  
**Hogging**  
 - pont tendu plastifié  $\sigma_{oD}$ ,  
 - double fond et fond à la ruine en compression,  
 - murailles comprimées, ruine à la partie inférieure,  
 (régime élastique de la partie supérieure).

Configuration 3 b :       $D - D_B < H \leq D$       Axe neutre situé au-dessus du double fond:  
 - pont tendu plastifié  $\sigma_{oD}$ ,  
 - double fond en régime élastique,  
 - murailles comprimées, ruine à la partie inférieure,  
 (régime élastique de la partie supérieure).

Configuration 3 a :       $D_B \leq H_B < D$       Axe neutre proche du double fond:  
 - pont plastifié,  
 - fond en ruine (comprimé),  
 - double fond en régime élastique,  
 - murailles plastifiées à la partie supérieure et  
 en régime élastique à la partie inférieure.

Remarque :

Le cas  $H_B < D_B$  ne semble pas pouvoir se produire.

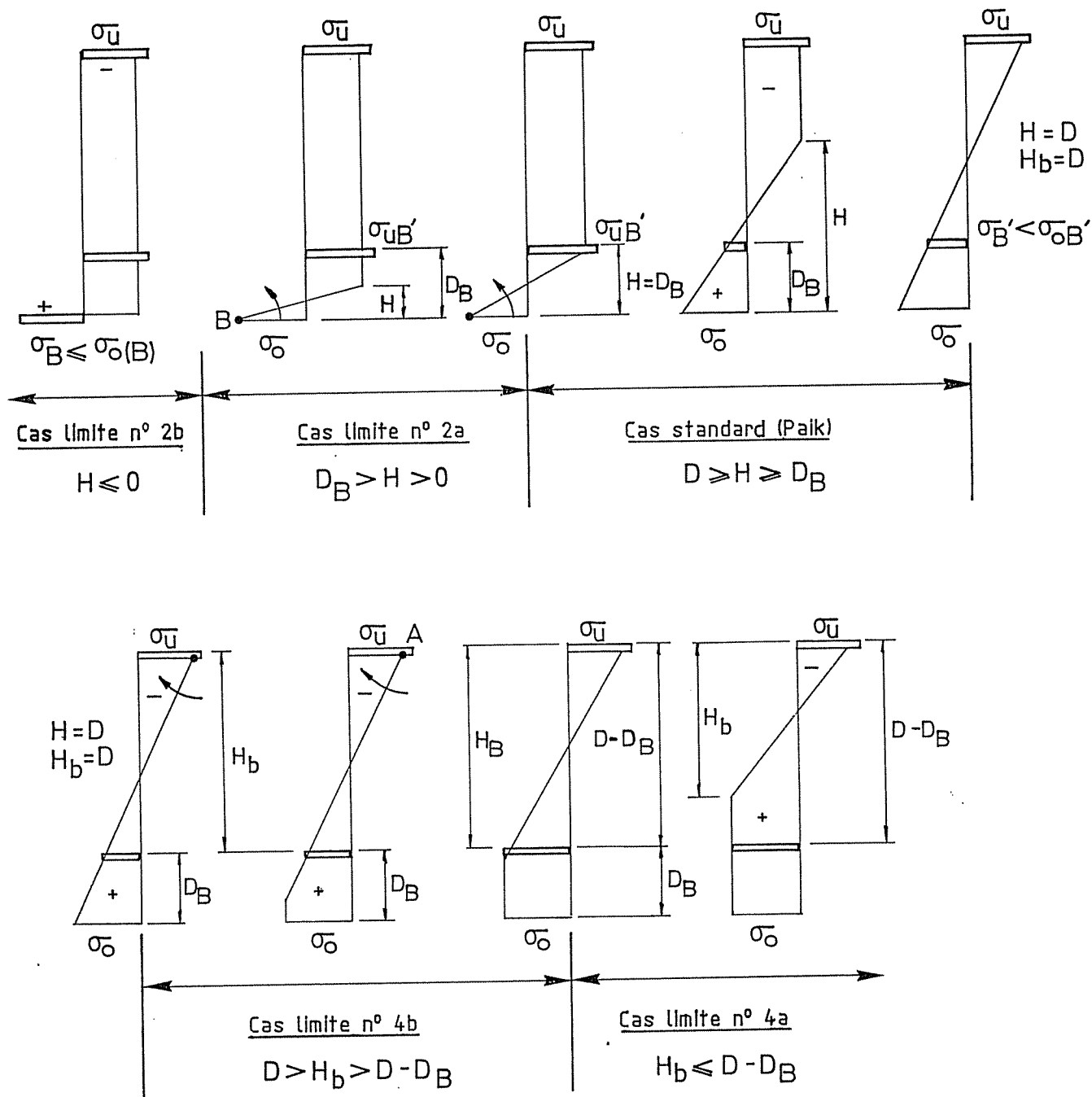


Figure IV.65 : Etats limites en Sagging

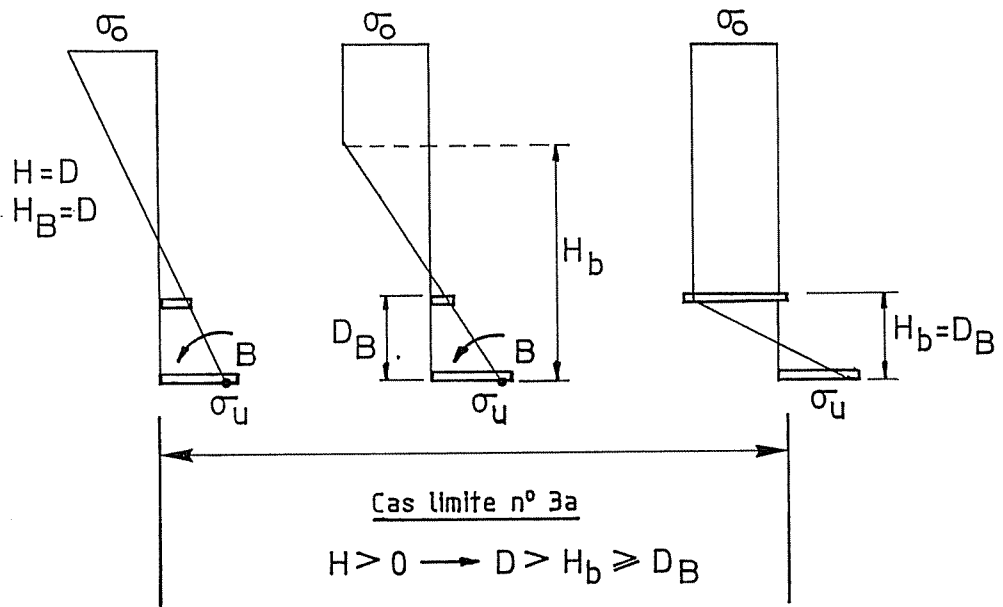
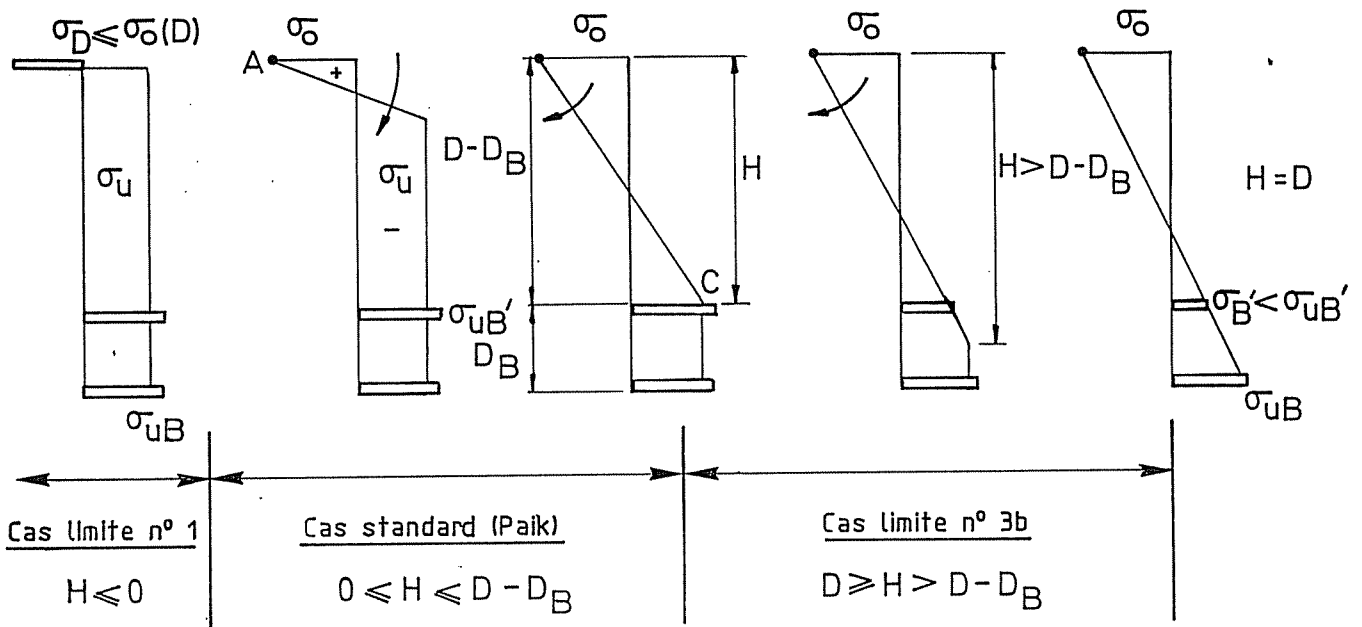
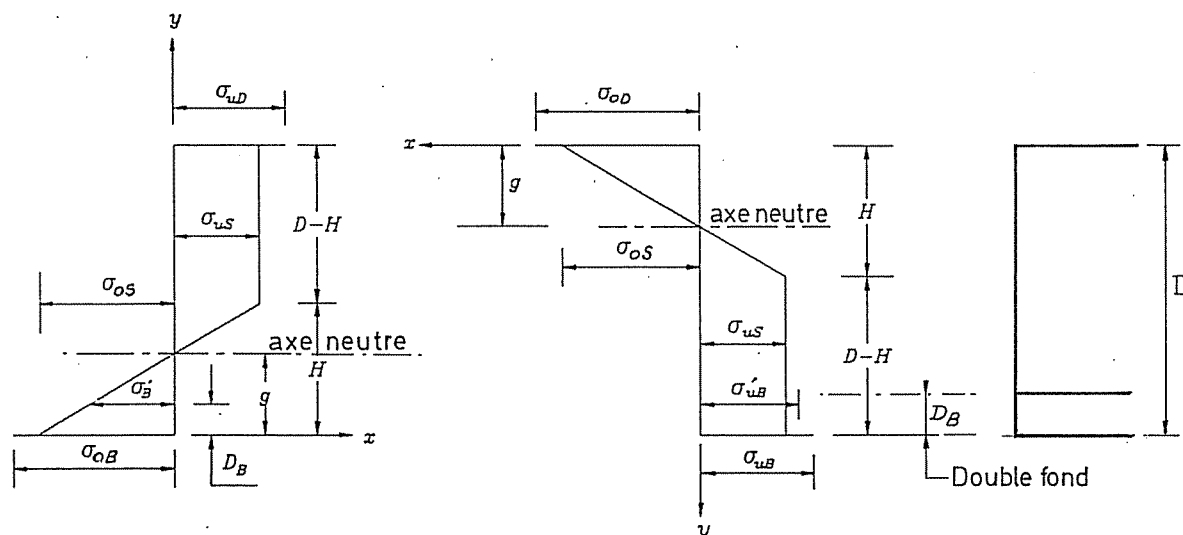


Figure IV.66 : Etats limites en Hogging

**XIV.8.1 Calcul de la résistance ultime (Modèle de Paik).**

Les développements présentés ci-après ont un caractère exemplatif. Pour des raisons de concision, il n'est pas permis de reprendre ici les développements des 9 configurations de base (2 cas standards et 7 cas particuliers, figures IV.65 et 66).

Seules, les deux configurations standards de la figure IV.67 (une en hogging et une en sagging) sont présentées.



Sagging :  $D_B \leq H \leq D$

Hogging :  $0 \leq H \leq D - D_B$

Figure IV.67 : Etat limite ultime standard en Sagging et en Hogging.

Notre but est de calculer le moment résultant, autour de l'axe neutre, des distributions de contraintes de la figure IV.67. Pour cela, il faut établir les expressions analytiques de ces distributions de contraintes, puis calculer la position de l'axe neutre ( $g$ ) et le paramètre  $H$ . Avec  $g$  et  $H$ , connu, on peut alors écrire explicitement l'expression de moment ultime de la poutre navire ( $M_u$ ).

La distribution des contraintes relatives à ces deux états limites peut s'écrire (Eqs. XIV.5.a et b):

	<u>Sagging</u> [XIV.5.a]	<u>Hogging</u> [XIV.5.b]
<b>Pont</b>	$-\sigma_{uD}$	$+\sigma_{oD}$
<b>Double fond</b>	$\sigma_{oS} - D_B/H (\sigma_{uS} + \sigma_{oS})$	$-\sigma_{uB}$
<b>Fond</b>	$\sigma_{oB}$	$-\sigma_{uB}$
<b>Muraille</b>		
$0 < y < H$	$\sigma_{oS} - y/H (\sigma_{uS} + \sigma_{oS})$	$\sigma_{oS} - y/H (\sigma_{uS} + \sigma_{oS})$
$H \leq y < D$	$-\sigma_{uS}$	$-\sigma_{uS}$
	avec $\sigma_{oS} = \sigma_{oS} (\text{inf.})$	avec $\sigma_{oS} = \sigma_{oS} (\text{sup.})$
	$\sigma_{uS} = \sigma_{uS} (\text{sup.})$	$\sigma_{uS} = \sigma_{uS} (\text{inf.})$

Comme l'on ne considère pas la force axiale (N=0), on a :

$$\int_{\Omega} \sigma \cdot d\Omega = 0$$

c'est-à-dire pour les distributions considérées :

<b>Sagging</b> [XIV.6.a]	<b>Hogging</b> [XIV.6.b]
$-A_D \cdot \sigma_{uD} - \frac{2A_S}{D}(D-H) \cdot \sigma_{uS}$ $+ A'_B \left[ -(\sigma_{uS} + \sigma_{oS}) \frac{D_B}{H} + \sigma_{yS} \right] + A_B \sigma_{oB}$ $+ \frac{2A_S}{D} \cdot \int_0^H \left[ -(\sigma_{uS} + \sigma_{oS}) \frac{y}{H} + \sigma_{oS} \right] dy = 0$	$-A_B \cdot \sigma_{uB} - \frac{2A_S}{D}(D-H) \cdot \sigma_{uS}$ $- A'_B \cdot \sigma'_{uB} + A_D \sigma_{oD}$ $+ \frac{2A_S}{D} \cdot \int_0^H \left[ -(\sigma_{uS} + \sigma_{oS}) \frac{y}{H} + \sigma_{oS} \right] dy = 0$

En résolvant ces équations (Eqs. XIV. 6.a et b) par rapport à H, on obtient

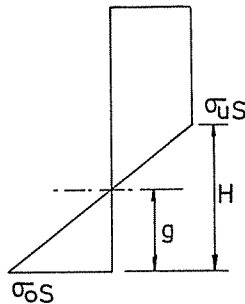
$$H = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4c}}{2}$$

$$H = D \frac{A_B \sigma_{uB} + A'_B \sigma'_{uB} + 2A_S \sigma_{uS} - A_D \sigma_{oD}}{A_S (\sigma_{uS} + \sigma_{oS})}$$

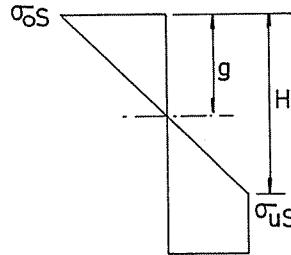
avec  $b = - \left( \frac{A_D \sigma_{uD} + 2A_S \sigma_{uS} - A_B \sigma_{yB} - A'_B \sigma_{oS}}{A_S (\sigma_{uS} + \sigma_{oS})} \right) \cdot D$

$$c = - \frac{A'_B D_B}{A_S} \cdot D$$

[XIV.7.a]



[XIV.7.b]



et on en déduit la position de l'axe neutre (instantané)

$$g = H \cdot \frac{\sigma_{oS}}{\sigma_{uS} + \sigma_{oS}} \quad \text{[XIV.8]}$$

et le moment ( $M_u$ ) peut donc s'écrire :

$M_u(sag) = -A_D(D-g)\sigma_{uD}$ $- \frac{A_S}{D}(D-H)(D+H-2g)\sigma_{uS} - A_B g \sigma_{oB}$ $+ A'_B(g-D_B) \left[ -\sigma_{oS} + \frac{D_B}{H}(\sigma_{uS} + \sigma_{oS}) \right]$ $- \frac{A_S H}{3D} [(2H-3g)\sigma_{uS} - (H-3g)\sigma_{oS}]$	$M_u(hog) = A_D g \sigma_{oD} + A_B(D-g)\sigma_{uB}$ $+ A'_B(D-g-D_B)\sigma'_{uB}$ $+ A_S \left( \frac{D-H}{D} \right) (D+H-2g)\sigma_{uS}$ $+ \frac{A_S H}{3D} [(2H-3g)\sigma_{uS} - (H-3g)\sigma_{oS}]$
[XIV.9.a]	[XIV.9.b]

Pour rappel,  $\sigma_{uD}$ ,  $\sigma_{uB}$ ,  $\sigma'_{uB}$ ,  $\sigma_{uS}$ , sont calculés avec la formulation de Paik (Eq. XII.80).

**XIV.8.2 Calcul des sensibilités**

L'objet du calcul des sensibilités est ici de calculer  $\frac{\partial M_u}{\partial XI}$  avec XI les variables de conception de toutes les structures.

Pour ce faire il est bon de rappeler que  $M_u$  dépend de nombreuses variables :

$$M_u = \text{fct} (A_D, A_B, A_{B'}, A_S; \sigma_{oD}, \sigma_{oB}, \sigma_{oB'}, \sigma_{oS}; \sigma_{uD}, \sigma_{uB}, \sigma_{uB'}, \sigma_{uS}; D, D_B, H, g) \quad \text{[XIV.10]}$$

*sections*                      *limites élastiques*                      *résistances ultimes*                      *paramètres géométriques*

A l'exception de D, D<sub>B</sub>, et des  $\sigma_o$ , toutes les autres variables de  $M_u$  sont des fonctions de plusieurs variables de conception XI. En toute généralité, on a donc :  $M_u = \text{fct} (XI(k), k = 1, N$  (N=nbre de panneaux) c'est-à-dire que  $M_u$  est, en principe, fonction de toutes les variables de conception de la structure.

D'une façon générique, notons par A et  $\sigma_u$ , respectivement, A<sub>D</sub>, A<sub>B</sub>, A<sub>B'</sub>, A<sub>S</sub> et  $\sigma_{uD}$ ,  $\sigma_{uB}$ ,  $\sigma_{uB'}$ ,  $\sigma_{uS}$ .

Pour un panneau k et les variables de conception de ce panneau, on peut écrire :

$$A(k) = \text{fct} (XI \text{ du panneau } k) = \text{fct} (XI(k))$$

$$\sigma_u(k) = \text{fct} (XI \text{ du panneau } k).$$

Comme la section (A) et la résistance ultime ( $\sigma_u$ ) dépendent uniquement des caractéristiques de leur propre panneau, on a:

$$\frac{\partial A(k)}{\partial XI(j)} = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial \sigma_u(k)}{\partial XI(j)} = 0 \quad \text{sauf si } j = k \quad \text{[XIV.11]}$$

Pour entreprendre le calcul des  $\frac{\partial M_u}{\partial XI}$ , il suffit de connaître les  $\frac{\partial A(k)}{\partial XI(j)}$  et  $\frac{\partial \sigma_u(k)}{\partial XI(j)}$  pour j=k.

Pour le calcul des dérivées de H et g, la procédure reste la même puisque pour un panneau donné (k) on a:

$$H(k) = \text{fct} (A(k), \sigma_u(k))$$

$$\text{et } g(k) = \text{fct} (A(k), \sigma_u(k)) \quad \text{[XIV.12]}$$

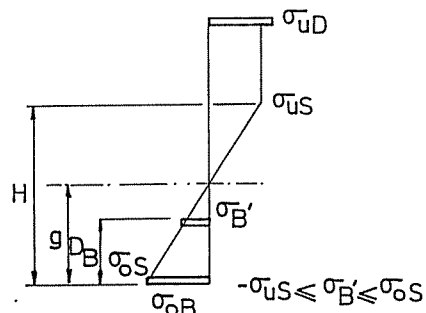
Comme l'expression analytique du moment ultime  $M_u$  est connue (Eq.XIV.9), un calcul direct des sensibilités a été effectué, évitant ainsi un calcul des sensibilités par différences finies.

La formulation analytique des sensibilités de  $M_u$  est fort lourde, mais elle n'est pas vraiment complexe. En conséquence, seuls quelques développements relatifs aux 2 configurations standards (Figure IV.67) sont présentés ci-après.

**Calcul de la dérivée de  $\frac{\partial M_u}{\partial XI}$  pour les 2 configurations standards:**

**Sagging :**  $\left[ \frac{\partial M_u}{\partial XI} \right]_{\text{Sagging}}$

Au niveau des murailles, on a :  $\sigma_{uS} = (\sigma_{us})_{\text{SUP}}$  et  $\sigma_{oS} = (\sigma_{os})_{\text{INF}}$

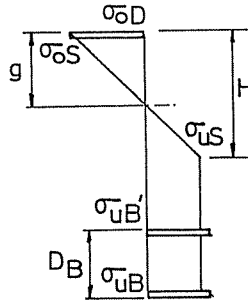




$$\begin{aligned}
\left[ \frac{\partial M_u}{\partial XI} \right]_{Sagging} &= -A_D \cdot (D-g) \cdot \frac{\partial \sigma_{uD}}{\partial XI} - \left( \frac{\partial A_D}{\partial XI} \cdot (D-g) - A_D \cdot \frac{\partial g}{\partial XI} \right) \cdot \sigma_{uD} \\
&\quad - \left( A_B \cdot \frac{\partial g}{\partial XI} + \frac{\partial A_B}{\partial XI} \cdot g \right) \cdot \sigma_{oB} \\
&\quad + \left( A_{B'} \cdot \frac{\partial g}{\partial XI} + \frac{\partial A_{B'}}{\partial XI} \cdot (g-D_B) \right) \cdot \left( -\sigma_{oS} + \frac{D_B}{H} (\sigma_{uS} + \sigma_{oS}) \right) \\
&\quad + A_{B'} (g-D_B) \cdot \left[ \frac{D_B}{H} \cdot \frac{\partial \sigma_{uS}}{\partial XI} - \frac{D_B}{H^2} \cdot (\sigma_{uS} + \sigma_{oS}) \cdot \frac{\partial H}{\partial XI} \right] \\
&\quad - \left[ -\frac{A_S}{D} \cdot \frac{\partial H}{\partial XI} + \frac{\partial A_S}{\partial XI} \cdot \left( \frac{D-H}{D} \right) \right] \cdot (D+H-2g) \cdot \sigma_{uS} \\
&\quad - A_S \cdot \left( \frac{D-H}{D} \right) \cdot \left[ \left( \frac{\partial H}{\partial XI} - 2 \frac{\partial g}{\partial XI} \right) \cdot \sigma_{uS} + (D+H-2g) \cdot \frac{\partial \sigma_{uS}}{\partial XI} \right] \\
&\quad - \left[ \frac{A_S}{3D} \cdot \frac{\partial H}{\partial XI} + \frac{\partial A_S}{\partial XI} \cdot \frac{H}{3D} \right] \cdot [(2H-3g)\sigma_{uS} - (H-3g)\sigma_{oS}] \\
&\quad - \frac{A_S}{3} \cdot \frac{H}{D} \cdot \left[ \left( 2 \frac{\partial H}{\partial XI} - 3 \frac{\partial g}{\partial XI} \right) \cdot \sigma_{uS} - \left( \frac{\partial H}{\partial XI} - 3 \frac{\partial g}{\partial XI} \right) \cdot \sigma_{oS} + (2H-3g) \cdot \frac{\partial \sigma_{uS}}{\partial XI} \right]
\end{aligned} \tag{XIV.13}$$

ou encore d'une façon condensée:

$$\left[ \frac{\partial M_u}{\partial XI} \right]_{Sagging} = fct \left( A, \sigma_u, H, g, \frac{\partial A}{\partial XI}, \frac{\partial \sigma_u}{\partial XI}, \frac{\partial H}{\partial XI}, \frac{\partial g}{\partial XI} \text{ et } \sigma_o, D, D_B \right) \tag{XIV.14}$$



**Hogging :**  $\left[ \frac{\partial M_u}{\partial XI} \right]_{Hogging}$

Au niveau des murailles, on a :  $\sigma_{uS} = (\sigma_{uS})_{INF}$  et  $\sigma_{oS} = (\sigma_{oS})_{SUP}$

$$\begin{aligned}
\left[ \frac{\partial M_u}{\partial XI} \right]_{Hogging} &= + \left( A_D \cdot \frac{\partial g}{\partial XI} + \frac{\partial A_D}{\partial XI} \cdot g \right) \cdot \sigma_{oD} + \left( \frac{\partial A_B}{\partial XI} \cdot (D-g) - A_B \cdot \frac{\partial g}{\partial XI} \right) \cdot \sigma_{uB} \\
&\quad + A_{B'} (D-g) \cdot \frac{\partial \sigma_{uB}}{\partial XI} + \left( \frac{\partial A_{B'}}{\partial XI} \cdot (D-g-D_B) - A_{B'} \cdot \frac{\partial g}{\partial XI} \right) \cdot \sigma_{uB'} \\
&\quad + A_{B'} \cdot (D-g-D_B) \cdot \frac{\partial \sigma_{uB'}}{\partial XI} \\
&\quad + \left[ -\frac{A_S}{D} \cdot \frac{\partial H}{\partial XI} + \frac{\partial A_S}{\partial XI} \cdot \left( \frac{D-H}{D} \right) \right] \cdot (D+H-2g) \cdot \sigma_{uS} \\
&\quad + A_S \cdot \left( \frac{D-H}{D} \right) \cdot \left[ \left( \frac{\partial H}{\partial XI} - 2 \frac{\partial g}{\partial XI} \right) \cdot \sigma_{uS} + (D+H-2g) \cdot \frac{\partial \sigma_{uS}}{\partial XI} \right] \\
&\quad + \left[ \frac{A_S}{3D} \cdot \frac{\partial H}{\partial XI} + \frac{\partial A_S}{\partial XI} \cdot \frac{H}{3D} \right] \cdot [(2H-3g) \cdot \sigma_{uS} - (H-3g) \cdot \sigma_{oS}] \\
&\quad + \frac{A_S}{3} \cdot \frac{H}{D} \cdot \left[ \left( 2 \frac{\partial H}{\partial XI} - 3 \frac{\partial g}{\partial XI} \right) \cdot \sigma_{uS} - \left( \frac{\partial H}{\partial XI} - 3 \frac{\partial g}{\partial XI} \right) \cdot \sigma_{oS} + (2H-3g) \cdot \frac{\partial \sigma_{uS}}{\partial XI} \right]
\end{aligned} \tag{XIV.15}$$

c'est-à-dire :

$$\left[ \frac{\partial M_u}{\partial XI} \right]_{Hogging} = fct \left( A, \sigma_u, H, g, \frac{\partial A}{\partial XI}, \frac{\partial \sigma_u}{\partial XI}, \frac{\partial H}{\partial XI}, \frac{\partial g}{\partial XI} \text{ et } \sigma_o, D, D_B \right) \quad [XIV.16]$$

Le calcul de  $\left[ \frac{\partial M_u}{\partial XI} \right]_{Sagging}$  et  $\left[ \frac{\partial M_u}{\partial XI} \right]_{Hogging}$  (Eqs. XIV.14 et 16) nécessite donc la détermination préalable d'un certain nombre de dérivées dont  $\partial A/\partial XI$ ,  $\partial \sigma_u/\partial XI$ ,  $\partial H/\partial XI$  et  $\partial g/\partial XI$ . Le calcul de  $\partial A/\partial XI$  ne présente aucune difficulté, celui de  $\partial \sigma_u/\partial XI$  a déjà été détaillé au § XII.7.7 et il reste donc  $\partial H/\partial XI$  et  $\partial g/\partial XI$ .

**Calcul de  $\frac{\partial g}{\partial XI}$**

L'expression de  $g$  est donnée par l'Eq. XIV.8 et sa dérivée s'écrit donc :

$$\frac{\partial g}{\partial XI} = \frac{\partial H}{\partial XI} \cdot \frac{g}{H} - \frac{g^2}{H \sigma_{os}} \cdot \frac{\partial \sigma_{us}}{\partial XI} \quad [XIV.17]$$

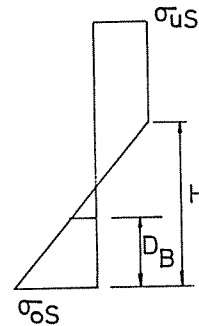
**Calcul de  $\frac{\partial H}{\partial XI}$  (Sagging)**

L'expression de  $H$  en sagging est donnée par l'équation XIV.7.a. On en déduit donc :

$$\left[ \frac{\partial H}{\partial XI} \right]_{Sagging} = -\frac{1}{2} \left[ \frac{\partial b}{\partial XI} - \frac{1}{\sqrt{b^2 - 4c}} \cdot \left( b \frac{\partial b}{\partial XI} - 2 \frac{\partial c}{\partial XI} \right) \right] \quad [XIV.18]$$

avec  $\frac{\partial c}{\partial XI} = c \cdot \left( \frac{1}{A_{B'}} \frac{\partial A_{B'}}{\partial XI} - \frac{1}{A_S} \frac{\partial A_S}{\partial XI} \right)$  et

$$\frac{\partial b}{\partial XI} = -\frac{b}{A_S} \cdot \frac{\partial A_S}{\partial XI} - \frac{b}{(\sigma_{us} + \sigma_{os})} \cdot \frac{\partial \sigma_{us}}{\partial XI}$$

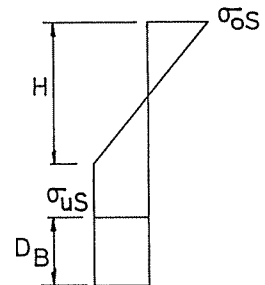


$$-\frac{D}{A_S \cdot (\sigma_{us} + \sigma_{os})} \cdot \left[ A_D \cdot \frac{\partial \sigma_{uD}}{\partial XI} + 2A_S \cdot \frac{\partial \sigma_{us}}{\partial XI} + \frac{\partial A_D}{\partial XI} \cdot \sigma_{uD} + 2 \cdot \frac{\partial A_S}{\partial XI} \cdot \sigma_{us} - \frac{\partial A_B}{\partial XI} \cdot \sigma_{oB} - \frac{\partial A_{B'}}{\partial XI} \cdot \sigma_{os} \right]$$

**Calcul de  $\frac{\partial H}{\partial XI}$  (Hogging)**

L'expression du  $H$  en hogging est donnée par l'Eq. XIV.7.b dont la dérivée est :

$$\left[ \frac{\partial H}{\partial XI} \right]_{Hogging} = -\frac{H}{A_S} \cdot \frac{\partial A_S}{\partial XI} - \frac{H}{(\sigma_{us} + \sigma_{os})} \cdot \frac{\partial \sigma_{us}}{\partial XI}$$



$$+\frac{D}{A_S \cdot (\sigma_{us} + \sigma_{os})} \cdot \left[ A_B \cdot \frac{\partial \sigma_{uB}}{\partial XI} + A_{B'} \cdot \frac{\partial \sigma_{uB'}}{\partial XI} + 2A_S \cdot \frac{\partial \sigma_{us}}{\partial XI} + \frac{\partial A_B}{\partial XI} \cdot \sigma_{uB} + \frac{\partial A_{B'}}{\partial XI} \cdot \sigma_{uB'} + 2 \frac{\partial A_S}{\partial XI} \cdot \sigma_{us} - \frac{\partial A_D}{\partial XI} \cdot \sigma_{oD} \right] \quad [XIV.19]$$

## XIV.9 APPLICATIONS

Afin de démontrer la validité et le bon fonctionnement des algorithmes et des modèles de calcul de la résistance ultime de la poutre navire utilisés au sein du module LBR-5, nous avons effectué une analyse comparative.

Pour ce faire, les résistances ultimes en flexion de plusieurs structures en caissons et de bateaux ont été calculées et comparées avec celles obtenues par d'autres auteurs et avec les valeurs expérimentales disponibles.

Plusieurs modèles réduits de grandes dimensions de poutres en caisson sous flexion uniforme ont été choisis à cet effet (Figure IV.68). Il s'agit des modèles de Dowling [DO73 et 77], de Nishihara [PA95a, YA95], de Reckling [RE79] et de Mansour [MA90b]. Un essai sur modèle réduit d'une frégate a aussi servi de base comparative [DO91a]. Enfin, les maîtres couples de deux bateaux ont été étudiés. Il s'agit du VLCC Energy Concentration qui a atteint son état limite de ruine ultime dans le port de Rotterdam suite à un excès du moment de flexion d'ensemble créé par une erreur lors du déchargement [RU90]. Le second bateau est un pétrolier à double coque (double-hull tanker) de 34700t étudié par Mansour [MA95].

Ces diverses structures ont été choisies car elles ont servi de base de comparaison pour de nombreuses études. Citons, à titre d'exemple, les analyses comparatives de Paik, Rahman et Yao ainsi que les travaux de l'ISSC [JE94 et 97, PA95a, RA96 et YA95]. On peut donc estimer qu'il s'agit de références fiables pour procéder à une auto-évaluation des performances des modèles de résistance ultime développés dans le cadre de cette recherche.

Les tableaux IV.5, 6 et 7 constituent un récapitulatif de ces comparaisons.

Le tableau IV.5 reprend, pour les 9 structures envisagées, les paramètres suivants :

- $D, D_B, A_D, A_S, A_B$  et  $A'_B$  qui constituent les paramètres de base nécessaires à l'évaluation de la résistance ultime selon la formulation directe de Paik qui a été retenue comme modèle pour le logiciel LBR-5. Il s'agit respectivement de la hauteur totale (creux), de la hauteur du double fond et des sections transversales du pont, des murailles, du fond et du double fond.
- $(\sigma_u/\sigma_o)_{BC \text{ EXP}}$ , valeur expérimentale relative de la résistance ultime du pont ou du fond comprimé (BC).
- $(\sigma_u/\sigma_o)_{BC \text{ Paik}}$  et  $(\sigma_u/\sigma_o)_{MC \text{ Paik}}$ , valeurs relatives de la résistance ultime du pont/fond comprimé (BC) et de la muraille dans sa zone comprimée (MC), obtenues par la formulation empirique de Paik [PA96c].
- $(\sigma_u/\sigma_o)_{BC \text{ Hughes}}$  et  $(\sigma_u/\sigma_o)_{MC \text{ Hughes}}$ , valeurs relatives de la résistance ultime des éléments BC et MC avec la formulation de Hughes (§ XII.7.6.2 [HU88]). C'est cette formulation qui est utilisée pour le calcul de la résistance ultime des caissons avec l'approche de Rahman [RA96] (tableau IV.6).

La comparaison des résistances obtenues au tableau IV.5 montre le bon comportement global des modèles retenus. Notons que les résistances calculées selon la méthode de Paik,  $(\sigma_u/\sigma_o)_{\text{Paik}}$ , y sont données deux fois. D'abord, il s'agit des valeurs fournies par Paik lui-même et publiées dans la littérature scientifique [PA96c]. Ensuite, il s'agit des valeurs obtenues suivant cette même méthode mais par nos propres calculs. En principe, puisqu'il s'agit de la même méthode, ces valeurs devraient être identiques. Il est très intéressant et troublant, de constater que des divergences existent. Cela démontre que des divergences d'interprétation qui peuvent affecter un calcul de résistance.

Ainsi, citons :

- les incertitudes sur les données (épaisseurs, conditions d'appuis, caractéristiques mécaniques, ...),
- l'incertitude sur le modèle ou la formulation qui ne représente pas parfaitement, dans tous les cas, la réalité (on parle de «Model Uncertainty»),



- Les formulations de Vasta [VA58], Mansour et Faulkner [MA73b], Viner [VI86], Faulkner et Sadden [FA79], Valsgaard et Steen [VA91b], Frieze et Lin [FR91a], Paik et Mansour [PA95a] et celle de Rahman et Chowdhury [RA96].
- Les deux modèles retenus pour LBR-5, à savoir :
  - la formulation directe de Paik (§ XIV.8.1) pour laquelle un calcul analytique direct des sensibilités a été développé (§ XIV.8.2);
  - la formulation récursive de Rahman basée sur un calcul des  $\sigma_u$  des panneaux comprimés selon la formulation de Hughes (§ XII.7.6.2) et l'algorithme récursif de Smith (§ XIV.7.1).

Structure	Condition	Mexp/Mp Valeur expéri- mentale	Mu / Mp										
			Autres formulations									LBR-5	
			ISUM (ALPS)	Vasta	Mansour et Faulkner	Viner	Faulkner et Sadden	Valsgaard et Steen	Frieze et Lin	Paik et Mansour	Rahman et Chowdhury	Paik Form. directe	Rahman Form. récursive
Référence	[PA92b]	[VA58]	[MA73b]	[VI86]	[FA79]	[VA91b]	[FR91a]	[PA95a]	[RA96]	§ XIV.8	§ XIV.7.5		
<b>CAISSONS</b>													
Dowling 2	S	0,684	0,723	0,684	0,752	0,673	0,835	0,770	0,721	0,722	0,670	0,804	0,751
Dowling 4	S	0,844	0,856	0,739	0,813	0,728	0,878	0,832	0,914	0,858	-	0,895	0,897
Dowling 10	S	0,736	0,755	0,779	0,857	0,767	0,941	0,878	0,848	0,810	-	0,808	0,602
Reckling 23	S	0,880	-	-	-	-	-	-	-	-	0,820	0,856	0,810
Nishihara MST 3	S	0,715	0,691	0,597	0,657	0,588	0,731	0,673	0,702	0,759	-	0,753	0,673
Nishihara MST 4	S	0,805	0,747	0,698	0,768	0,687	0,840	0,786	0,816	0,818	-	0,814	0,769
<b>BATEAUX</b>													
Mansour II	H	0,632	0,618	0,436	0,480	0,430	0,536	0,492	0,561	0,621	-	0,579 0,652 (*)	0,552
Frégate de Dow	S	0,644	0,652	0,463	0,510	0,456	0,572	0,522	0,553	-	-	0,689	0,600
Energy Concentration	S	-	0,775	0,764	0,870	0,753	0,920	0,861	0,816	0,840	-	0,838	0,816
(VLCC S/H)	H	0,880	0,834	0,824	0,898	0,812	0,983	0,929	0,901	0,861	0,870	0,860	0,862
Bat. Citerne	S	-	0,715	0,589	0,648	0,580	0,726	0,664	0,619	0,712	-	0,709	-
(Tanker D/H)	H	-	0,830	0,914	1,000	0,901	1,000	1,000	0,928	-	-	0,867	-

S : Sagging

H: Hogging

BC : Pont/Fond Comprimé

MC : Muraille

S/H : Simple coque

D/H : Double coque

(\*) Avec prise en compte partielle du raidissage du panneau d'écouille (50,4 x 9,525 mm au lieu de 203,2 x 9,525 mm)

**Tableau IV.6 :** Comparaison de la résistance ultime (Mu/Mp) obtenues par expérimentation et par analyses (formulations)

Les «Model Uncertainty» de ces diverses méthodes/approches sont données dans le tableau IV.7. Il s'agit en fait de la moyenne et de l'écart type (COV) des  $(M_u)_{MODEL} / (M_u)_{EXP}$ .

Structure	Condition	$M_u / M_{exp}$										
		Autres formulations									LBR-5	
		ISUM (ALPS)	Vasta	Mansour et Faulkner	Viner	Faulkner et Sadden	Valsgaard et Steen	Frize et Lin	Paik et Mansour	Rahman et Chowdhury	Paik Form. directe	Rahman Form. récursive
<b>CAISSONS</b>												
Dowling 2	S	1,057	1,000	1,099	0,984	1,221	1,126	1,054	1,056	0,980	1,175	1,098
Dowling 4	S	1,014	0,876	0,963	0,863	1,040	0,986	1,083	1,017	-	1,060	1,063
Dowling 10	S	1,026	1,058	1,164	1,042	1,279	1,193	1,152	1,101	-	1,098	0,818
Reckling 23	S	-	-	-	-	-	-	-	-	0,932	0,973	0,920
Nishihara MST 3	S	0,966	0,835	0,919	0,822	1,022	0,941	0,982	1,062	-	1,053	0,941
Nishihara MST 4	S	0,928	0,867	0,954	0,853	1,043	0,976	1,014	1,016	-	1,011	0,955
<b>BATEAUX</b>												
Mansour II	H	0,978	0,690	0,759	0,680	0,848	0,778	0,888	0,983	-	0,916	0,873
Frégate de Dow	S	1,012	0,719	0,792	0,708	0,888	0,811	0,859	-	-	1,070	0,932
Energy Concentration	S	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
VLCC S/H	H	0,948	0,936	1,020	0,923	1,117	1,056	1,024	0,978	0,989	0,977	0,980
<b>Moyenne</b>		0,991	0,873	0,959	0,859	1,057	0,983	1,007	1,030	0,967	<b>1,037</b>	<b>0,953</b>
<b>Max</b>		1,057	1,058	1,164	1,042	1,279	1,193	1,152	1,101	-	1,175	1,098
<b>Min</b>		0,928	0,690	0,759	0,680	0,848	0,778	0,859	0,978	-	0,916	0,818
<b>COV</b>		0,041	0,119	0,130	0,117	0,138	0,134	0,091	0,041	-	<b>0,073</b>	<b>0,082</b>

S : Sagging

H: Hogging

S/H : Simple coque

**Tableau IV.7 :** Evaluation du «Model Uncertainty» ( $M_u/M_{exp}$ ).

On constate que les deux modèles sélectionnés ont des COV parmi les plus faibles. La méthode ISUM a le meilleur COV et une moyenne de 0,991. Ce n'est pas étonnant puisqu'il s'agit d'une approche numérique assez comparable à ce qu'une méthode par éléments finis aurait pu donner.

Par contre, les valeurs de Paik et Mansour, qui utilisent la même méthode que celle retenue pour LBR-5 (Formulation directe de Paik), sont assez surprenantes. En effet, on constate des écarts importants entre les deux calculs. Ainsi, pour respectivement Paik-Mansour et LBR-5, on a obtenu :

- 1,056 et 1,175 , pour le caisson Dowling 2;
- 1,017 et 1,060 , pour le caisson Dowling 4.

Nous ne pouvons expliquer la cause de ces écarts.

En ce qui concerne les modèles retenus pour LBR-5, on constate qu'ils sont assez fiables (Tableaux IV.6 et 7). Les plus grands écarts sont observés pour les caissons de Dowling (2, 4 et 10). Il semble donc que ces modèles de calcul ne conviennent pas bien pour ces structures.

Si l'on compare la formulation directe de Paik et la formulation récursive de Rahman, la dispersion de leur incertitude (COV) est assez semblable (0,07 et 0,08). Par contre, la valeur moyenne de leur estimation est assez différente. Le modèle de Rahman est plutôt conservatif (0,953) et celui de Paik plutôt optimiste (1,037).

Comme nous le montrerons ci-après, cette différence peut partiellement se justifier par la différence de forme des courbes  $\sigma$ - $\varepsilon$  choisies par les auteurs.

#### XIV.9.1 Les modèles de Dowling (n° 2, 4 et 10)

Comme bases comparatives, les modèles 2, 4 et 10 de Dowling ont été retenus [DO73 et 77]: il s'agit de caissons rectangulaires soumis à un moment de flexion uniforme. La description de ces caissons est détaillée ci-après (Figures IV.68 et 69).

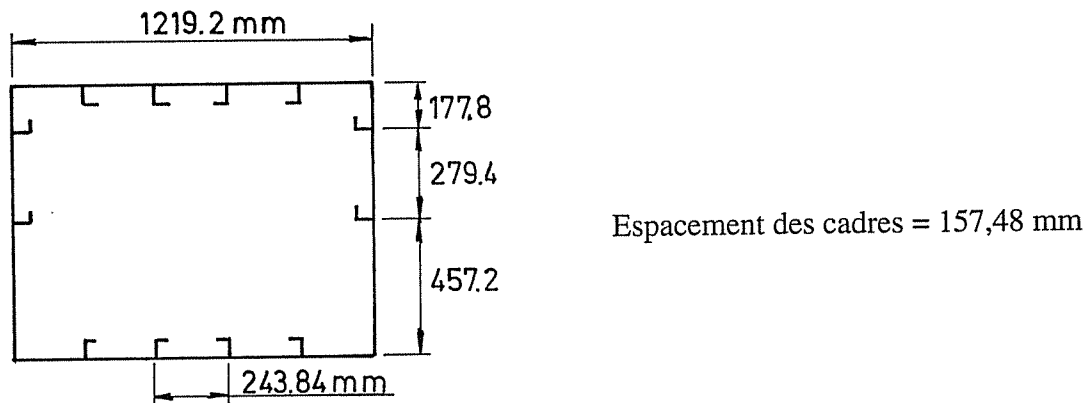
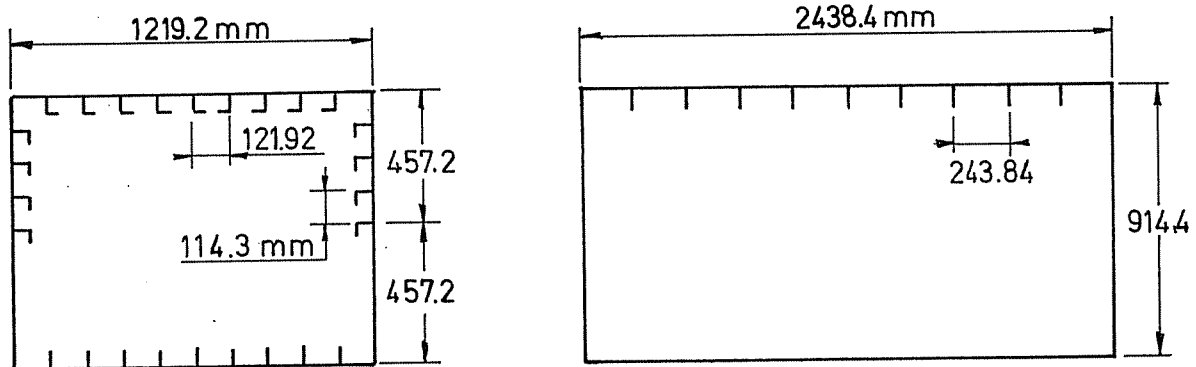


Fig. IV.68 : Coupe transversale à mi-portée dans le modèle n° 2 de Dowling: flexion uniforme et pont comprimé (cotes en mm).

Modèle n° 2 de Dowling	Dimensions mesurées (mm)	$\sigma_o \left( \frac{N}{mm^2} \right)$	$E \left( \frac{N}{mm^2} \right)$
Pont (comprimé)	4,8768	298,2	208560
Fond (tendu)	4,8768	298,2	208560
Murailles	3,3782	211,6	216280
Cornières	50,8 x 15,875 x 4,7625	276,5	191570

Tableau IV.8 : Caractéristiques du modèle n°2 de Dowling

NB: Les dimensions et valeurs mentionnées aux tableaux IV.8 et 9 se basent sur une conversion des unités originellement utilisées par Dowling :  
 - 1 pouce = 25,4 mm  
 - 1 tonf (long ton - U.K.) = 1016,0 kgf  $\approx$  9966,96 N  
 - 1 tonf pouce = 253,16 N.mm



Modèle n° 4 de Dowling  
Espacement des cadres : 157,48 mm

Modèle n° 10 de Dowling  
Espacement des cadres : 524,93 mm

Figure IV.69 : Coupe transversale à mi-portée dans les modèles n° 4 et 10 de Dowling: flexion uniforme et pont comprimé (cotes en mm).

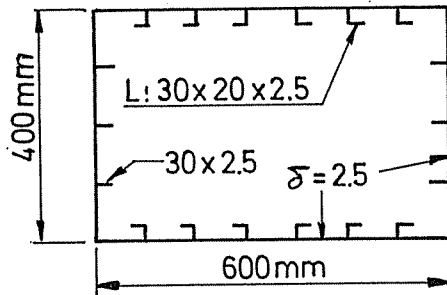
Modèle n° 4 de Dowling	Dimensions mesurées (mm)	$\sigma_o \left( \frac{N}{mm^2} \right)$	$E \left( \frac{N}{mm^2} \right)$
Pont (comprimé)	5,0292	220,9	207010
Fond (tendu)	4,9530	216,3	208560
Murailles	4,9784	281,2	214740
Cornières	50,8 x 15,875 x 4,7625	287,3	199290
Plats	50,8 x 6,35	304,3	199290

Modèle n° 10 de Dowling	Dimensions mesurées (mm)	$\sigma_o \left( \frac{N}{mm^2} \right)$	$E \left( \frac{N}{mm^2} \right)$
Pont (comprimé)	4,9276	335,2	207010
Fond (tendu)	6,1468	339,9	211650
Murailles	12,70	278,1	208560
Plats	69,85 x 7,9248	285,8	205470

Tableau IV.9 : Caractéristiques des modèles n° 4 et 10 de Dowling



**XIV.9.2 Caisson de Reckling n° 23**

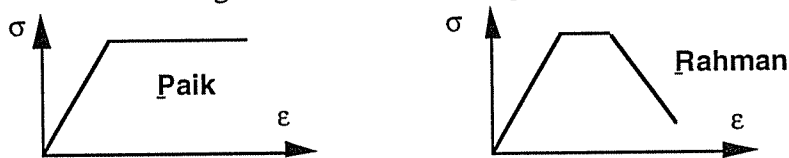


$\sigma_0 = 246 \text{ N/mm}^2$   
 $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$   
 $\nu = 0,3$   
 Espacement entre les cadres = 500 mm

Figure IV.70 : Coupe transversale dans le modèle n° 23 de Reckling [RE79]

Nos résultats ont été comparés avec la valeur expérimentale (Tableau IV.6) et avec ceux provenant d'analyses effectuées par Dow [DO81] et par Rahman [RA91a]. Ces résultats sont donnés aux tableaux IV.5, 6 et 7.

Observations : Le modèle de Paik semble donner systématiquement des valeurs de  $M_u$  supérieures au modèle de Rahman-Hughes. Ce fait peut être expliqué par la forme des courbes  $\sigma$ - $\epsilon$  considérées (voir schémas ci-dessous). Paik considère un diagramme parfaitement élasto-plastique qui conduit inévitablement à surestimer la force portante ultime de la structure. Par contre, le modèle de Rahman-Hughes est basé sur un diagramme plus réaliste.



Malgré ce fait, dans le cas du caisson de Reckling, le modèle de Paik conduit à une estimation plus proche de la valeur expérimentale. Les deux modèles sont, dans ce cas, conservatifs.

La figure IV.71 présente les courbes  $\sigma$ - $\epsilon$  considérées pour la formulation récursive de Rahman. Ces courbes sont basées sur le modèle de Hughes (§ XII.7.6.2) et la figure IV.72 donne la courbe moment-courbure ( $M$ - $\phi$ ) obtenue avec le modèle de Rahman. La formulation directe de Paik ne permet pas d'obtenir un tel diagramme, elle ne donne que la valeur du maximum de la courbe ( $M_u$ ).

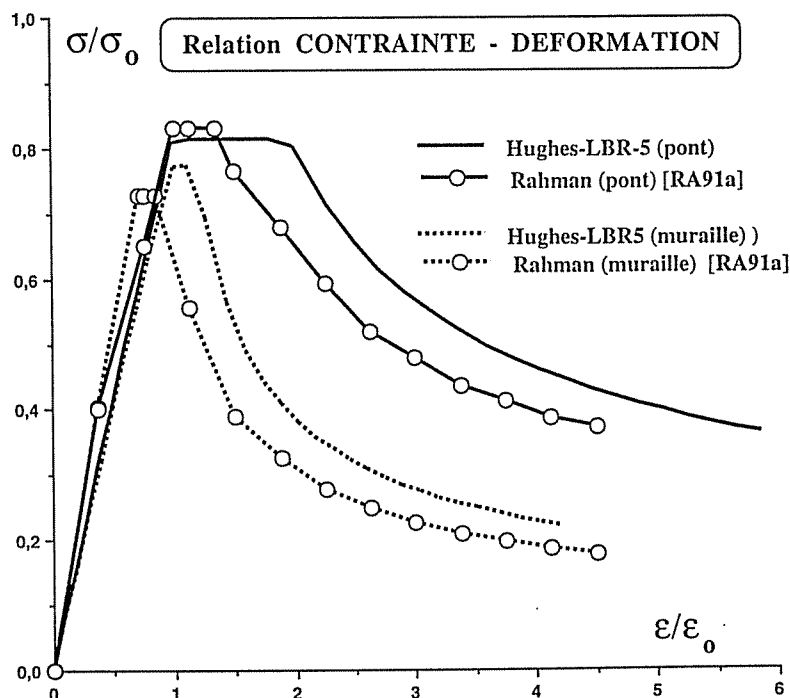


Figure IV.71 : Relations contrainte-déformation pour l'analyse du modèle de Reckling.

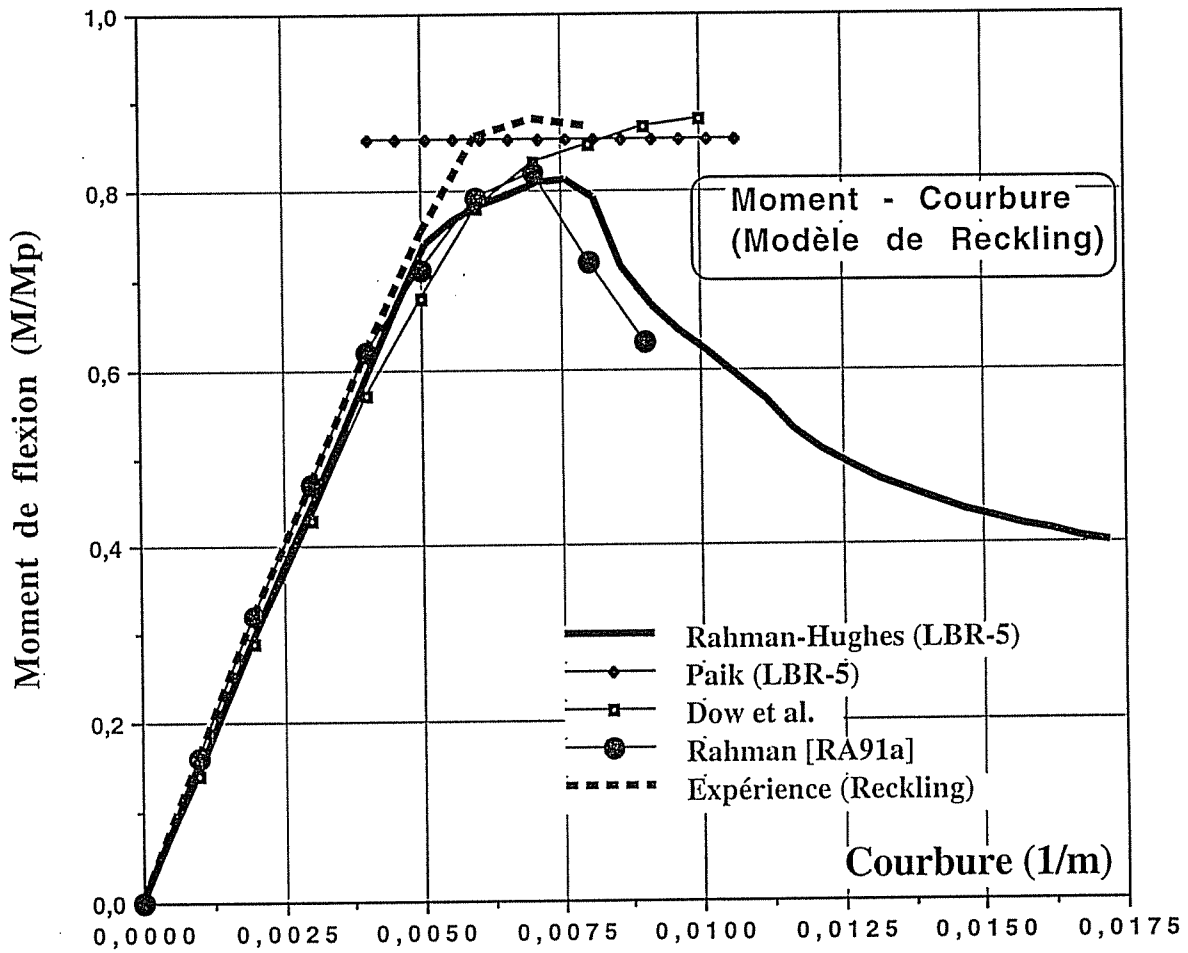


Figure IV.72 : Relation moment-courbure pour l'analyse du modèle de Reckling n° 32.

**XIV.9.3** Modèle de Nishihara - caissons MST-3 et MST-4

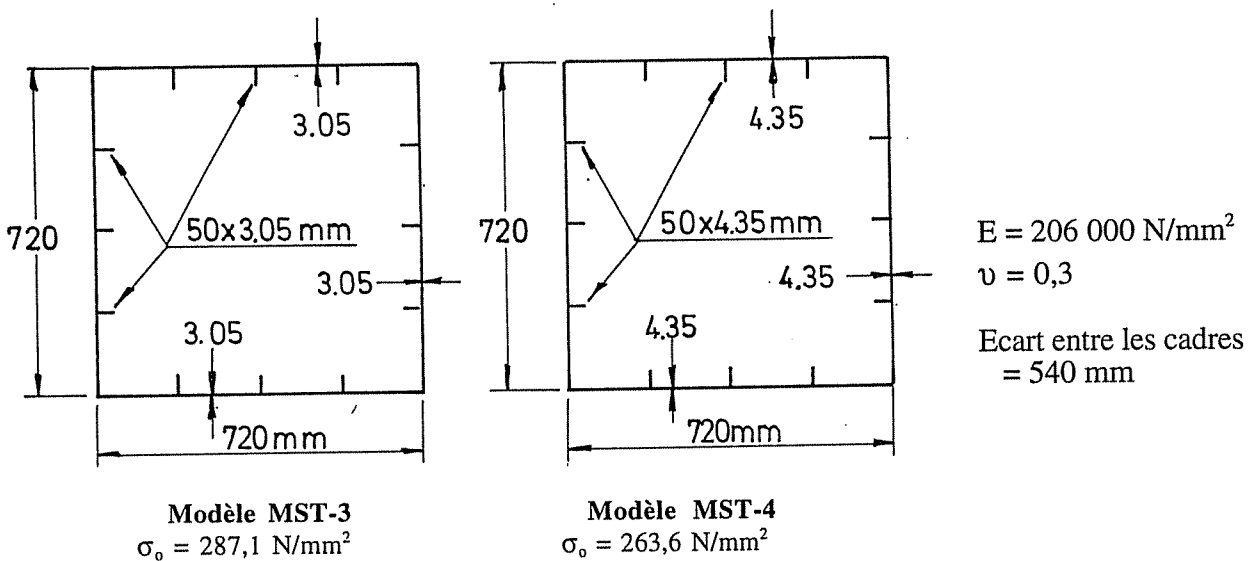


Figure IV.73 : Coupe transversale dans les modèles MST-3 et MST-4 de Nishihara [PA95a].

Les résultats relatifs à ces deux caissons sont donnés aux tableaux IV.5, 6 et 7.

#### XIV.9.4 Modèle de Mansour

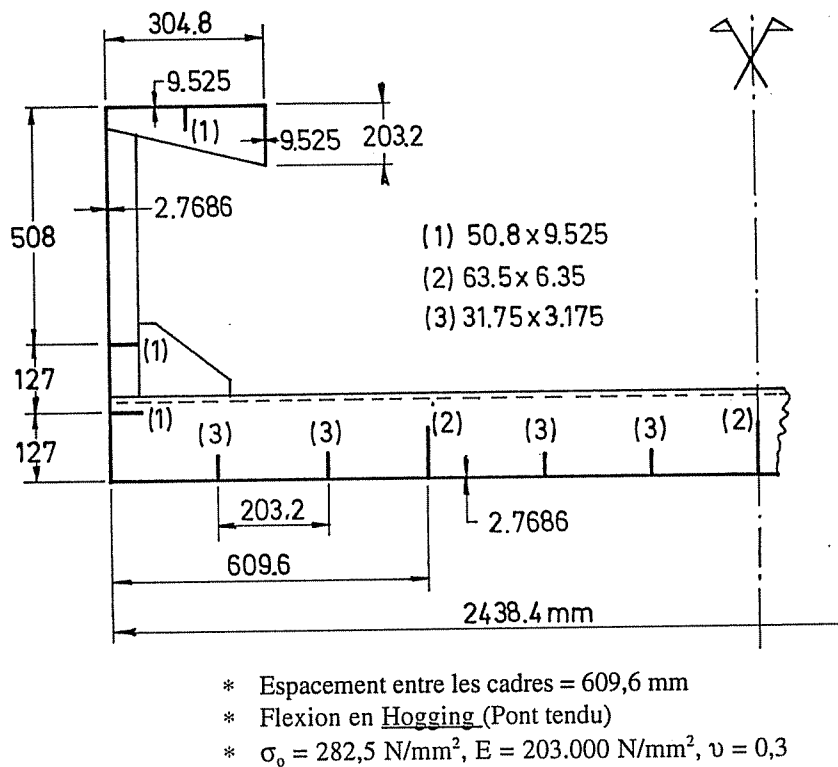


Figure IV.74 : Coupe transversale dans le modèle II de Mansour [MA90b].

Les résistances ultimes pour ce modèle sont données aux tableaux IV.5, 6 et 7.

#### XIV.9.5 Modèle de la frégate de Dow

Il s'agit d'un modèle à l'échelle 1/3 d'une frégate qui a été testée en «sagging» par Dow [DO91a].

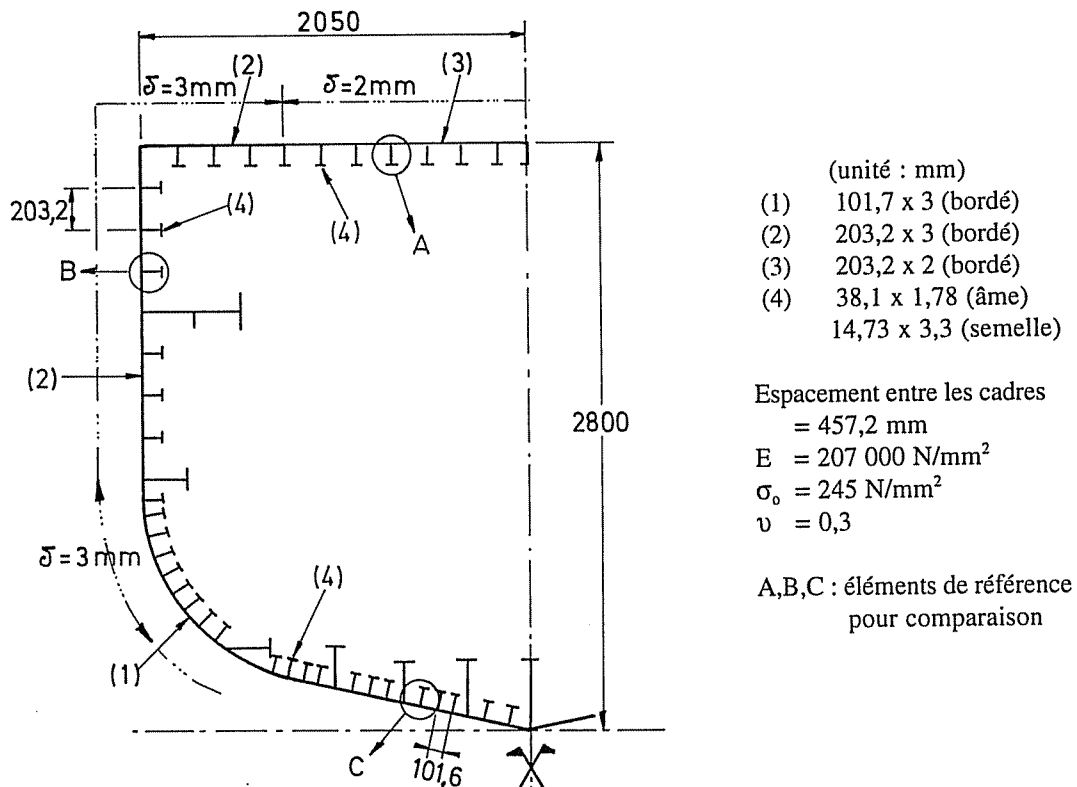


Figure IV.75 : Maître couple du modèle de la frégate (échelle 1/3).

Ce modèle a aussi servi de base pour une étude comparative de l'ISSC [JE94, YA95] dont nous avons repris certains résultats (Figures IV.76 et 77). On y a reporté les résultats du logiciel LBR-5 obtenus avec les modèles de Paik et de Rahman-Hughes.

Les figures IV.76.a, c et e donnent les courbes  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenues par plusieurs auteurs pour les trois éléments de référence A, B et C définis à la figure IV.75. La figure IV.77.a reprend les courbes moment-courbure du processus de ruine établies par ces mêmes auteurs.

Les valeurs des formulations retenues pour LBR-5 sont reportées sur des graphiques identiques. On constate que les valeurs obtenues par ces modèles sont satisfaisantes et ne s'écartent pas significativement de celles des autres modèles.

On note toutefois que :

- Il y a une forte dispersion dans les courbes, aussi bien pour  $\sigma$ - $\epsilon$  que pour  $M$ - $\phi$ ,
- La formulation de Paik est plutôt optimiste et celle de Rahman conservatrice.

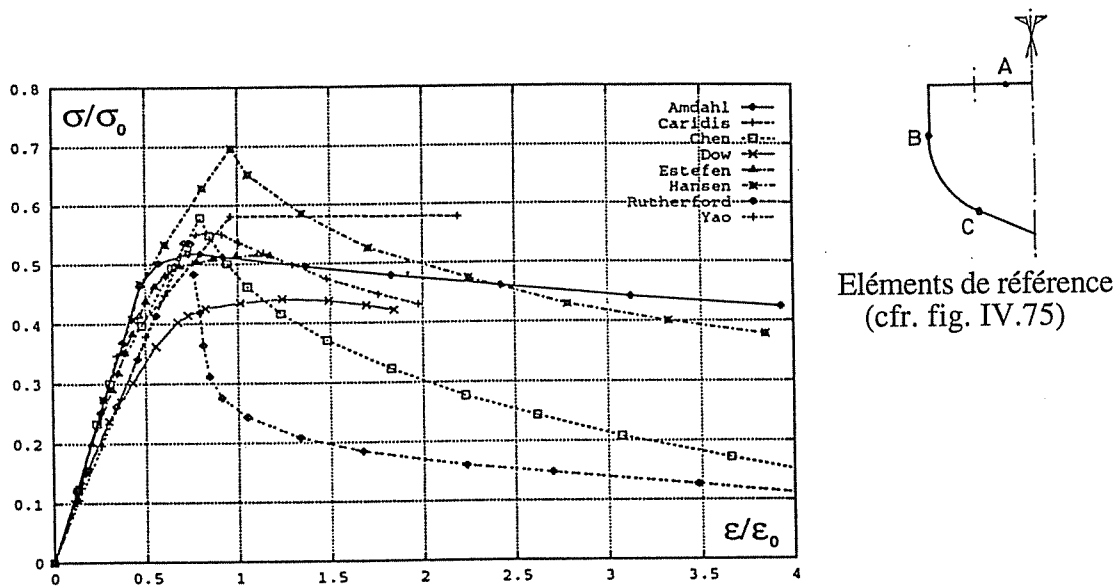


Figure IV.76a : Relation  $\sigma$ - $\epsilon$  de l'élément A (Analyse comparative de l'ISSC).

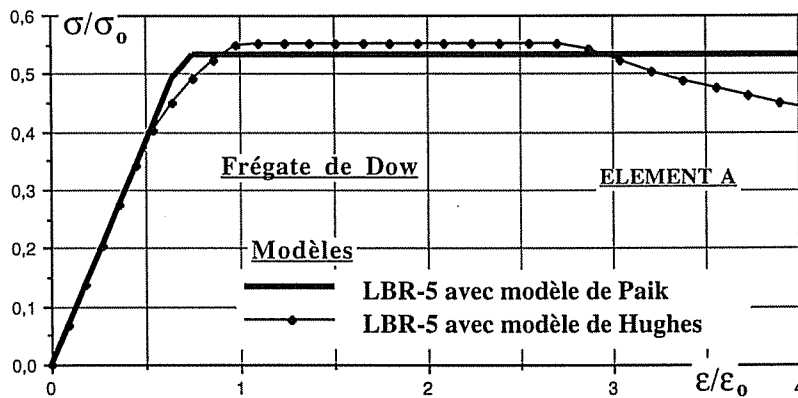


Figure IV.76b : Relation  $\sigma$ - $\epsilon$  de l'élément A (LBR-5).

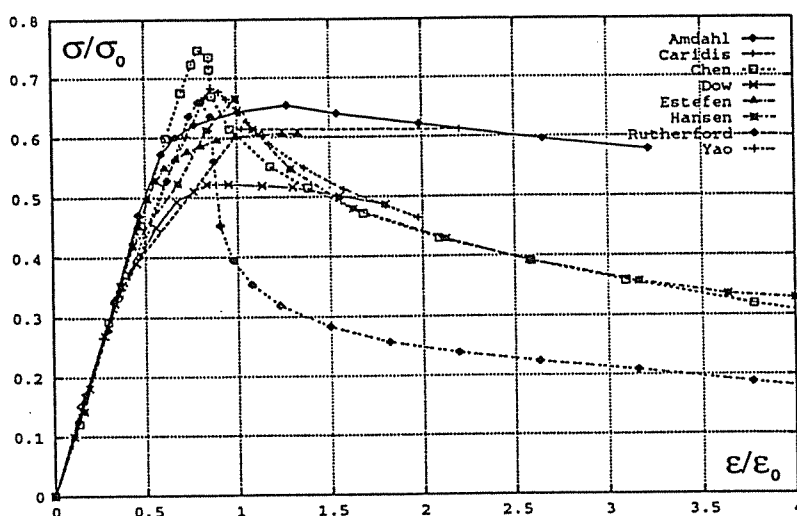


Figure IV.76c : Relation  $\sigma$ - $\epsilon$  de l'élément B (Analyse comparative de l'ISSC).

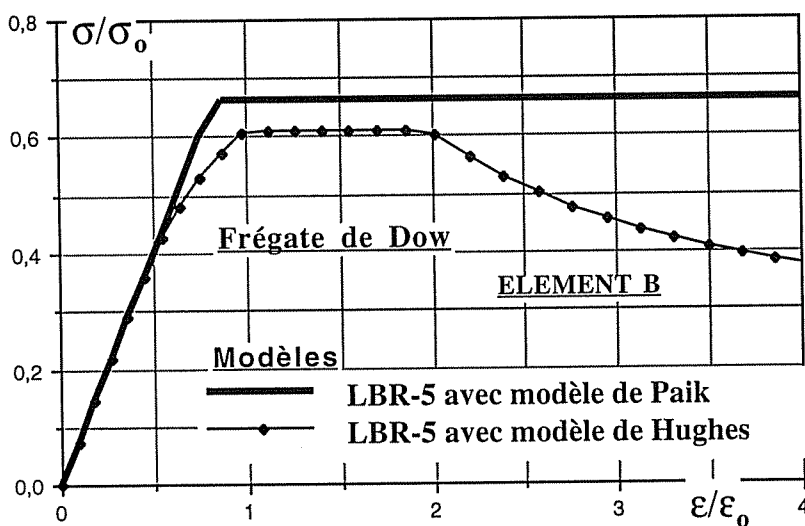


Figure IV.76d : Relation  $\sigma$ - $\epsilon$  de l'élément B (LBR-5).

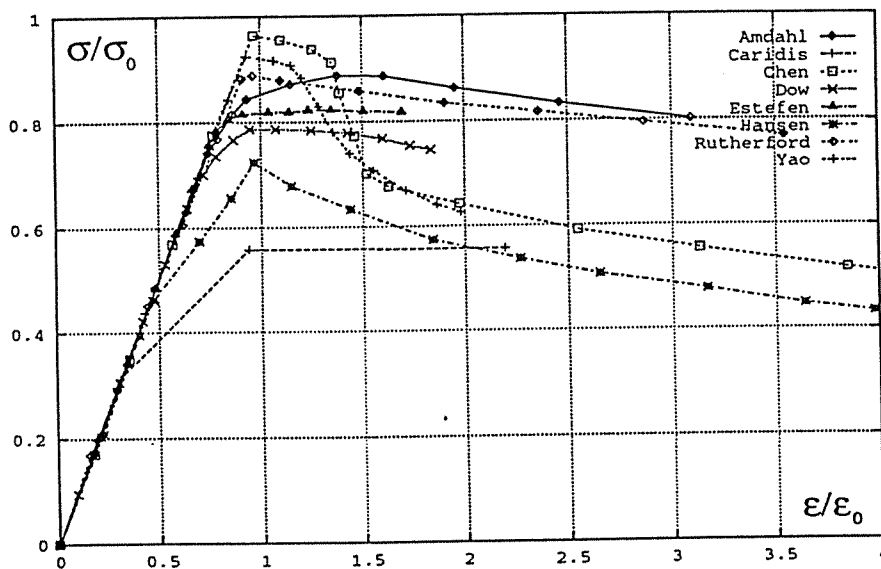


Figure IV.76e : Relation  $\sigma$ - $\epsilon$  de l'élément C (Analyse comparative de l'ISSC).

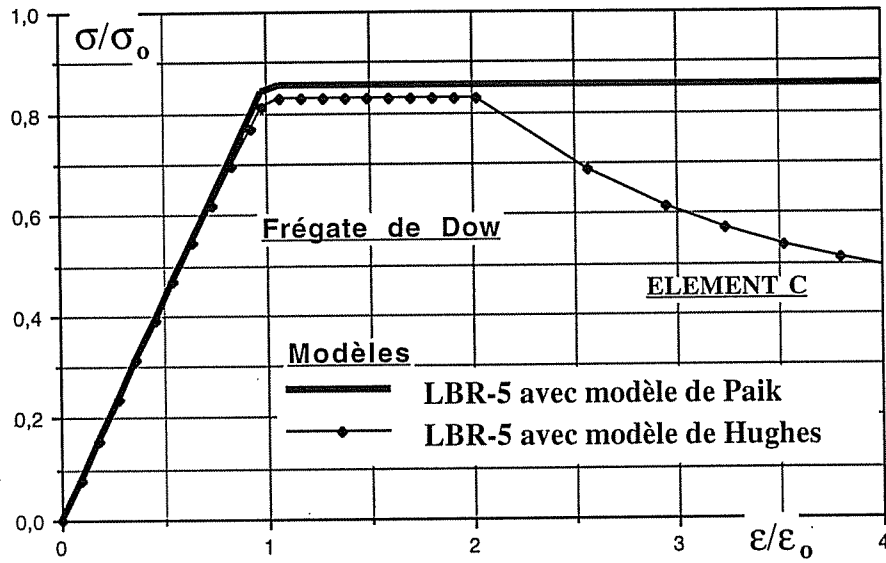


Figure IV.76f : Relation  $\sigma$ - $\epsilon$  de l'élément C (LBR-5).

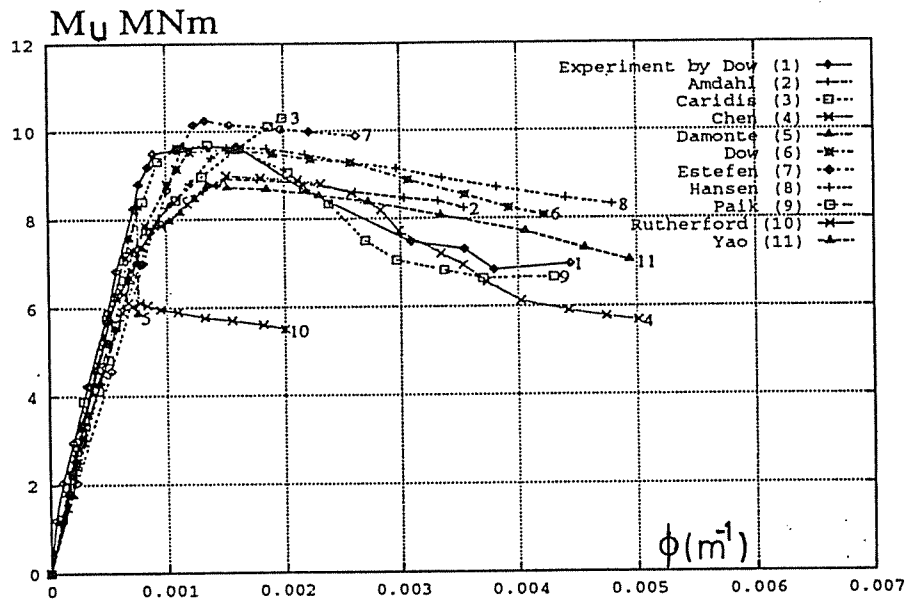


Figure IV.77.a : Relation  $M_u$ - $\phi$  au niveau du maître couple de la frégate (Analyses de l'ISSC)

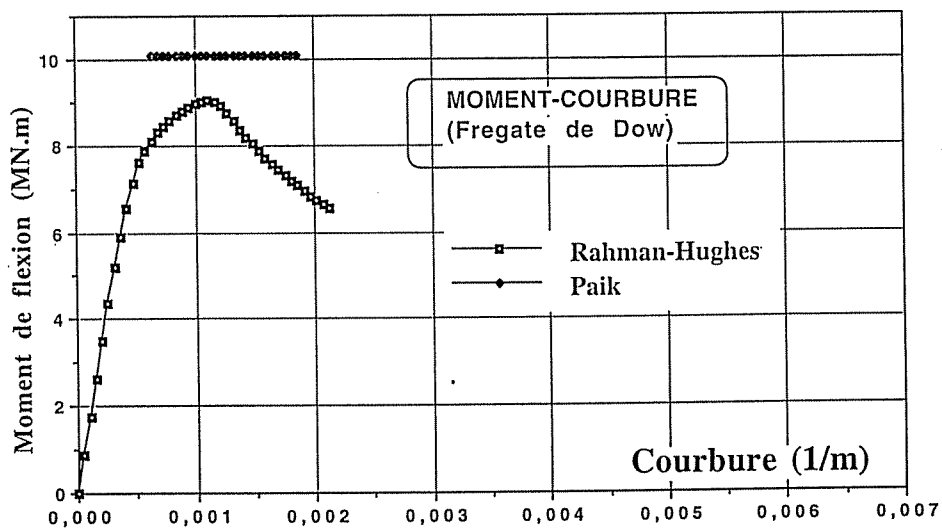


Figure IV.77.b : Relation  $M_u$ - $\phi$  au niveau du maître couple de la frégate (LBR-5).



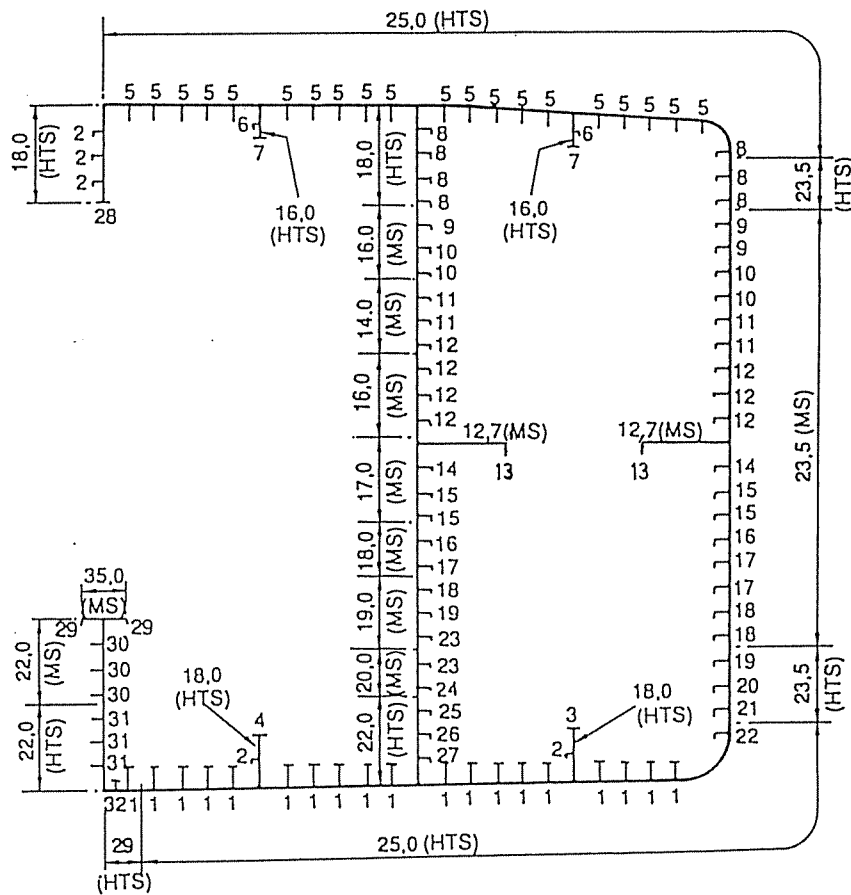


Figure IV.79 : Définition de l'échantillonnage du maître couple (raidissage longitudinal).

N°	AME	SEMELLE	TYPE	ACIER	N°	AME	SEMELLE	TYPE	ACIER
1	797 X 15,0	200 X 33	T	HTS	17	747 X 12,7	180 X 25	L	MS
2	297 X 11,5	100 X 16	L	HTS	18	797 X 14,0	180 X 25	L	MS
3	370 X 16,0	-	I	HTS	19	847 X 14,0	180 X 25	L	HTS
4	425 X 25,0	-	I	HTS	20	847 X 14,0	180 X 25	L	HTS
5	480 X 32,0	-	I	HTS	21	847 X 15,0	180 X 25	L	HTS
6	297 X 11,5	100 X 16	L	HTS	22	847 X 15,0	180 X 25	L	HTS
7	370 X 16,0	-	I	HTS	23	897 X 15,0	200 X 25	L	MS
8	447 X 11,5	125 X 22	L	HTS	24	945 X 16,0	200 X 25	L	MS
9	549 X 11,5	125 X 22	L	MS	25	897 X 15,0	200 X 25	L	HTS
10	597 X 11,5	125 X 22	L	MS	26	797 X 15,0	180 X 25	L	HTS
11	597 X 11,5	125 X 25	L	MS	27	347 X 11,5	125 X 22	L	HTS
12	647 X 11,5	125 X 25	L	MS	28	397 X 25,0	-	I	HTS
13	350 X 25,4	-	I	MS	29	300 X 35,0	-	I	MS
14	647 X 12,7	150 X 25	L	MS	30	230 X 12,7	-	I	MS
15	697 X 12,7	150 X 25	L	MS	31	230 X 12,7	-	I	HTS
16	747 X 12,7	150 X 25	L	MS	32	397 X 11,5	100 X 25	T	HTS

Type : T = té soudé ; L = cornière soudée et I = plat (dimensions en mm)

Tableau IV.10: Raidissage longitudinal du VLCC «Energy Concentration».

Pour le modèle de Rahman-Hughes, les courbes  $\sigma$ - $\epsilon$  des panneaux comprimés et les diagrammes M- $\phi$  pour la structure d'ensemble (Hogging et Sagging) sont donnés, respectivement, aux figures IV.80 et IV.81.



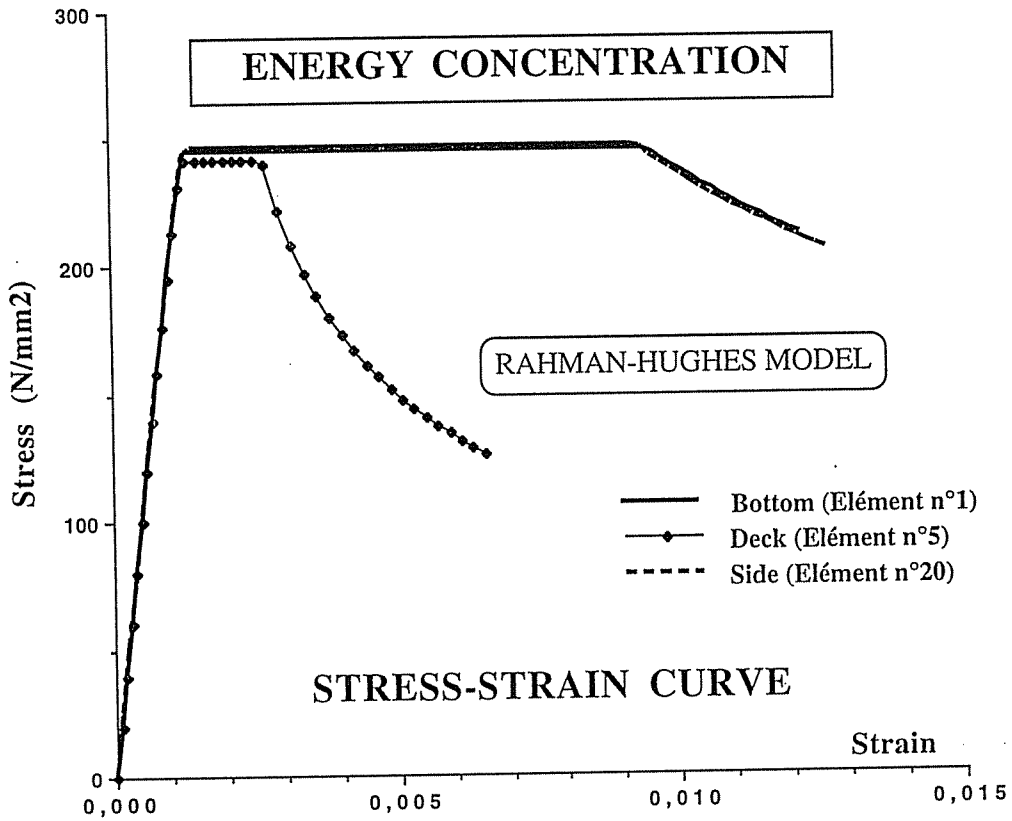
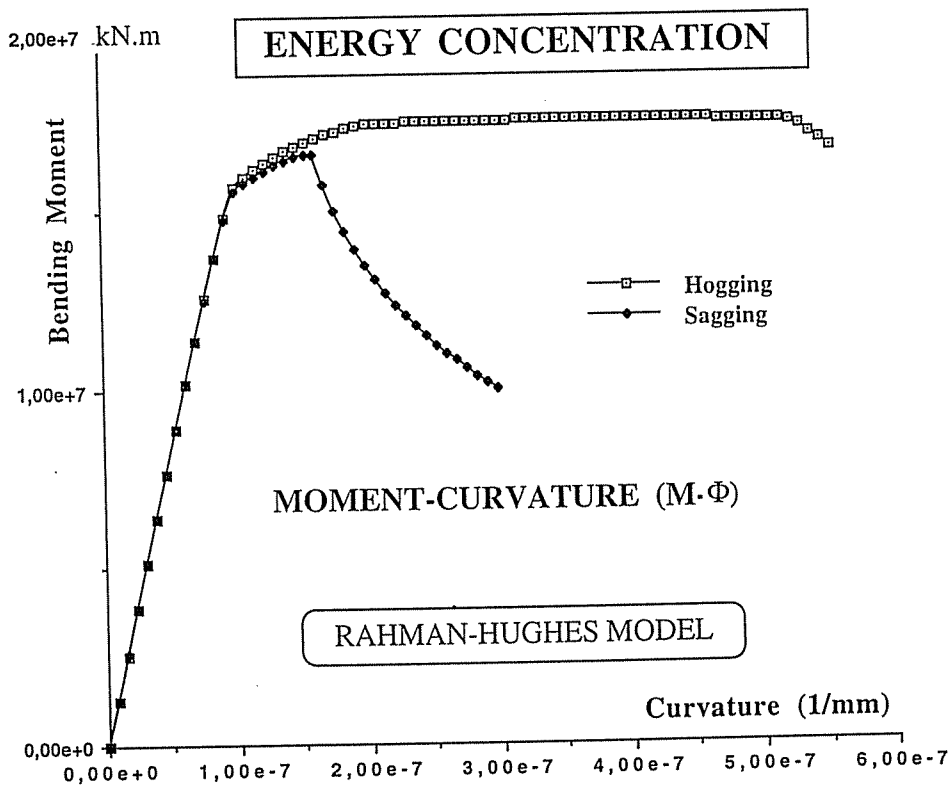


Figure IV.80 : Courbes  $\sigma$ - $\epsilon$  des panneaux raidis de référence du VLCC.



**Hogging :**  $M_u = 1,759 \cdot 10^7$  kN.m  
 Fond : élément n° 1 :  $\sigma_u = 245,0$  N/mm<sup>2</sup>, acier : HTS  
 Murailles : élément n° 18 :  $\sigma_u = 191,0$  N/mm<sup>2</sup>, acier : MS

**Sagging :**  $M_u = 1,664 \cdot 10^7$  kN.m  
 Pont : élément n° 5 :  $\sigma_u = 241,7$  N/mm<sup>2</sup>, acier : HTS  
 Murailles : élément n° 9 :  $\sigma_u = 188,3$  N/mm<sup>2</sup>, acier : MS

Figure IV.81 : Diagrammes moment-courbure de ruine du bateau «Energy Concentration».

En ce qui concerne le modèle de Paik, un listing type de résultats est donné au tableau IV.11. On y constate la simplicité du modèle : données simples et réduites. Les résultats sont clairs et directement exploitables : -  $\sigma_u$  de chaque panneau (Figure IV.82),  
 -  $M_u$  moment ultime d'ensemble,  
 - H et G donnent la distribution des contraintes longitudinales au moment de la ruine (Figure IV.83).

=====
   
MODEL OF PAIK-MANSOUR : USHULL (by Dr. Ph. Rigo, Oct.97)
   
=====

J O B N A M E : ENERGY CONCENTRATION

Corrosion reduction is considered: 1mm (2mm for the flanges)

BEAM OF THE VESSEL (mm) = 48200.000  
 DEPTH OF THE VESSEL (mm) = 25650.000

PROPERTIES OF INTACT HULL SECTION :  
 TOTAL SECTIONAL AREA OF OUTER BOTTOM (mm2) = 1960919.000  
 TOTAL SECTIONAL AREA OF DECK (mm2) = 1954636.000  
 HALF-SECTIONAL AREA OF ALL SIDES (mm2) = 1539913.300

DECK PANELS n° 5:  
 LENGTH OF STIFFENER (mm) = 5100.000  
 LONGITUDINAL STIFFENER SPACING (mm) = 1000.000  
 THICKNESS OF PARENT PLATE (mm) = 24.000  
 HEIGHT OF STIFFENER WEB (mm) = 480.000  
 THICKNESS OF STIFFENER WEB (mm) = 31.000  
 BREADTH OF STIFFENER FLANGE (mm) = .000  
 THICKNESS OF STIFFENER FLANGE (mm) = .000  
 YIELD STRENGTH OF PARENT PLATE (N/mm2) = 313.600  
 YIELD STRENGTH OF STIFFENER (N/mm2) = 313.600  
 EQUIVALENT YIELD STRENGTH (N/mm2) = 313.600  
 ULTIMATE COMPRESSIVE STRENGTH (N/mm2) = 240.536  
 Relative Ultimate Strength (Sult/Sy) = .767

OUTER BOTTOM PANELS n° 1:  
 LENGTH OF STIFFENER (mm) = 5100.000  
 LONGITUDINAL STIFFENER SPACING (mm) = 1000.000  
 THICKNESS OF PARENT PLATE (mm) = 24.000  
 HEIGHT OF STIFFENER WEB (mm) = 797.000  
 THICKNESS OF STIFFENER WEB (mm) = 14.000  
 BREADTH OF STIFFENER FLANGE (mm) = 200.000  
 THICKNESS OF STIFFENER FLANGE (mm) = 31.000  
 YIELD STRENGTH OF PARENT PLATE (N/mm2) = 313.600  
 YIELD STRENGTH OF STIFFENER (N/mm2) = 313.600  
 EQUIVALENT YIELD STRENGTH (N/mm2) = 313.600  
 ULTIMATE COMPRESSIVE STRENGTH (N/mm2) = 256.177  
 Relative Ultimate Strength (Sult/Sy) = .817

UPPER SIDE SHELLS n° 9:  
 LENGTH OF STIFFENER (mm) = 5100.000  
 LONGITUDINAL STIFFENER SPACING (mm) = 925.000  
 THICKNESS OF PARENT PLATE (mm) = 22.500  
 HEIGHT OF STIFFENER WEB (mm) = 549.000  
 THICKNESS OF STIFFENER WEB (mm) = 10.500  
 BREADTH OF STIFFENER FLANGE (mm) = 125.000  
 THICKNESS OF STIFFENER FLANGE (mm) = 20.000  
 YIELD STRENGTH OF PARENT PLATE (N/mm2) = 235.200  
 YIELD STRENGTH OF STIFFENER (N/mm2) = 235.200  
 EQUIVALENT YIELD STRENGTH (N/mm2) = 235.200  
 ULTIMATE COMPRESSIVE STRENGTH (N/mm2) = 196.964  
 Relative Ultimate Strength (Sult/Sy) = .837

LOWER SIDE SHELLS n° 18:  
 LENGTH OF STIFFENER (mm) = 5100.000  
 LONGITUDINAL STIFFENER SPACING (mm) = 925.000  
 THICKNESS OF PARENT PLATE (mm) = 22.500  
 HEIGHT OF STIFFENER WEB (mm) = 797.000  
 THICKNESS OF STIFFENER WEB (mm) = 13.000  
 BREADTH OF STIFFENER FLANGE (mm) = 180.000  
 THICKNESS OF STIFFENER FLANGE (mm) = 23.000  
 YIELD STRENGTH OF PARENT PLATE (N/mm2) = 235.200  
 YIELD STRENGTH OF STIFFENER (N/mm2) = 235.200  
 EQUIVALENT YIELD STRENGTH (N/mm2) = 235.200  
 ULTIMATE COMPRESSIVE STRENGTH (N/mm2) = 201.407  
 Relative Ultimate Strength (Sult/Sy) = .856

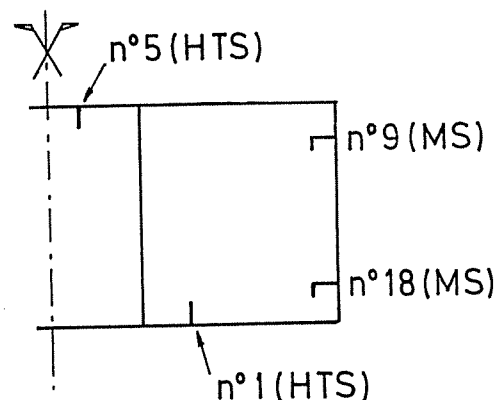


Figure IV.82 :  
 Eléments de référence

Tableau IV. 11 : Listing des résultats du modèle USHULL (1ère partie).

=====
   
U L T I M A T E   H U L L   S T R E N G T H :
   
=====

NEUTRAL AXIS OF HULL(from bott.) (mm) = 0.1281348E+05

FIRST YIELD BENDING MOMENT (kN.m):

- AT DECK = 0.1985913E+08
- AT BOTTOM = 0.1989483E+08

SECTION MODULUS, Z=I/v (m3):

- AT DECK = 0.6332630E+02
- AT BOTTOM = 0.6344016E+02

- Sagging:

(reference = bottom plate)

H = 1.7800E+04 mm

G = 9688. mm

- Hogging:

(reference = deck plate)

H = 1.9444E+04 mm

G = 1.0475E+04 mm

(H = HIGH of the LINEAR ZONE (mm) (of the vertical stress distribution)

ULTIMATE BENDING MOMENT (kN.m):

- FOR SAGGING:

Mult. = -0.1709923E+08

Mult./Mp = -0.83848

- FOR HOGGING:

Mult. = 0.1753708E+08

Mult./Mp = 0.85995

Tableau IV. 11 : Listing des résultats du modèle USHULL (suite).

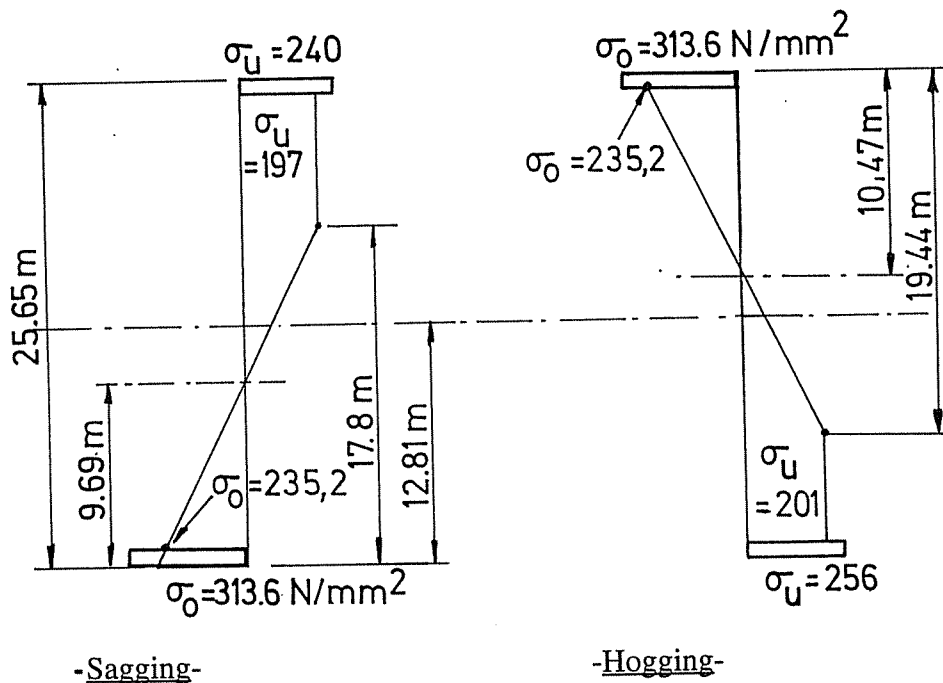
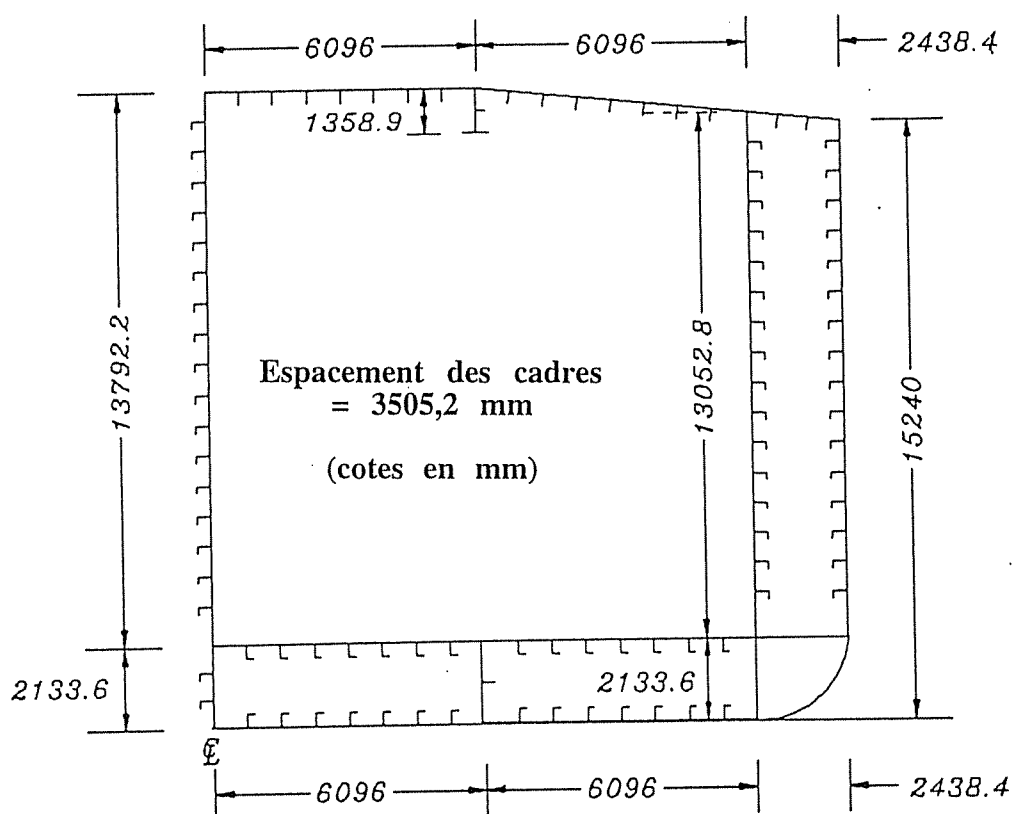


Figure IV.83: Distribution des contraintes à la ruine (modèle de Paik).

### XIV.9.7 Pétrolier à double coque de 34700 tonnes (deadweight)

La résistance de ce pétrolier (D/H Tanker : Double Hull Tanker) a été étudiée par Mansour [MA95]. On y constate la présence d'un double fond mais aussi de doubles parois formant des caissons latéraux destinés, en outre, à réduire le risque de pollution en cas d'accident par déchirure d'une muraille (Figure IV.84).

Les résultats relatifs à cette structure sont donnés aux tableaux IV.5, 6 et 7.



- \*  $\sigma_o$  (pont) = 313,2 N/mm<sup>2</sup>
- \*  $\sigma_o$  (fond, murailles) = 234,2 N/mm<sup>2</sup>
- \* E = 206.000 N/mm<sup>2</sup>

Figure IV.84 : Maître couple d'un pétrolier à double coque de 340 000 kN (34700t) [MA95].



# **PARTIE V**

## **LA FONCTION OBJECTIF**

( )

( )

## **PARTIE V**

### **LA FONCTION OBJECTIF**

#### **CHAPITRE XV : DEFINITION DE LA FONCTION OBJECTIF**

##### **XV.1 : INTRODUCTION**

Le problème d'optimisation tel qu'il a été défini au chapitre II (partie II) se compose:

- d'une fonction objectif,
- de variables de conception,
- d'un groupe de restrictions (inégalités et égalités).

L'objet de cette partie V est de définir la ou les fonctions objectifs qui peuvent être considérées par le module LBR-5.

Notre but est d'optimiser la structure sur base du coût de construction. C'est, pensons-nous, une fonction objectif "accessible" pour le concepteur et l'ingénieur du bureau d'études. Il eût été bien sûr souhaitable d'optimiser la structure sur base du coût global de la structure sur une période, par exemple, de 20 ans. C'est en effet ce que recherche l'armateur ou le gestionnaire des équipements d'une voie navigable ou d'un port (pour une structure hydraulique). Les coûts d'exploitation devraient dès lors s'exprimer quantitativement en fonction des variables de conception. Vu les variables de conception choisies, il n'est cependant pas réaliste de vouloir définir de telles relations. Par conséquent, la fonction objectif choisie pour cette étude sera la fonction coût de construction.

Avant de définir cette dernière, passons en revue quelques études qui traitent du sujet et expliquons pourquoi utiliser une fonction coût au lieu de la traditionnelle fonction poids.

##### **XV.2 LES RAISONS DU CHOIX D'UNE FONCTION OBJECTIF COUT**

Depuis maintenant 25 années, en Europe de l'Ouest, les activités industrielles liées à la construction navale sont peu florissantes. La concurrence internationale est intense, elle est d'abord venue du Japon puis de la Corée et à présent de la Chine.

En parallèle à cette conjoncture difficile, on assiste au développement de conceptions nouvelles, non standards, pour lesquelles des procédés de construction nouveaux sont parfois utilisés. Ces facteurs, récession, concurrence et évolutions technologiques, démontrent l'importance de réduire les coûts de fabrication des structures métalliques, navales et de génie civil.

Jusqu'il y a peu, les concepteurs et les ingénieurs chargés des appels d'offre pensaient systématiquement en terme de «poids». Ils évaluaient le coût de la structure sur base du célèbre rapport coût par tonne (FB/t). De plus, leurs essais d'optimisation des structures pour accroître leur compétitivité reposaient, eux aussi, uniquement sur le facteur poids. Réduire le poids signifiait, pensaient-ils, réduire le coût.



Aujourd'hui, ce concept n'est plus valable et le sera encore moins au 21ème siècle. Les coûts de la main-d'oeuvre ont, dans les pays occidentaux, largement pris le pas sur les coûts de la matière première (Figure V.1). Il subsiste néanmoins toujours une relation étroite entre le poids et le prix de certains équipements (exemple: les moteurs).

Il en résulte qu'une évaluation du coût de construction peut se baser sur le poids si :

- \* le facteur «coût par tonne» a été déterminé pour une structure identique à celle étudiée. La quantité d'acier, le degré de complexité et de préfabrication, le coût de la main-d'oeuvre et des matières premières et le niveau de productivité du constructeur ne peuvent pas avoir varié.

Cela signifie que si l'objectif est de reproduire une structure similaire à une unité existante (par exemple pour un "sistership"), une évaluation du prix sur base du ratio «FB/t» peut toujours se justifier.

Par contre, si le concepteur modifie sensiblement la structure de manière à la rendre plus performante, à réduire le coût réel de construction et/ou d'utilisation (exploitation), il est impératif de recourir à une estimation détaillée sur base des coûts unitaires de production que nous appellerons «évaluation analytique des coûts».

Le développement d'outils numériques d'optimisation des structures conduit inévitablement à modifier le ratio entre les coûts liés à la main-d'oeuvre et les coûts liés aux matériaux. Il semble donc logique d'affirmer qu'un outil d'optimisation structurelle, en phase de prédimensionnement et d'appel d'offre, doit reposer sur une fonction objectif coût intégrant les coûts unitaires correspondant aux sites et aux conditions de production et de fabrication.

Notons qu'en 1987, le DnV [SK87] se posa la question de savoir jusqu'où une réduction de poids peut être compatible avec la sécurité et l'économie à long terme. La figure V.2 montre l'évolution du poids observée pour les bateaux citernes (tankers). Le DnV démontre qu'une réduction excessive du poids n'est pas compatible avec longévité et fiabilité. En conséquence, il propose de concevoir et d'optimiser les structures, ni sur base du poids ni sur base du coût de construction minimal, mais en vue d'accroître le niveau de fiabilité et de minimiser le coût global pour la durée de vie de la structure (construction, exploitation et maintenance).

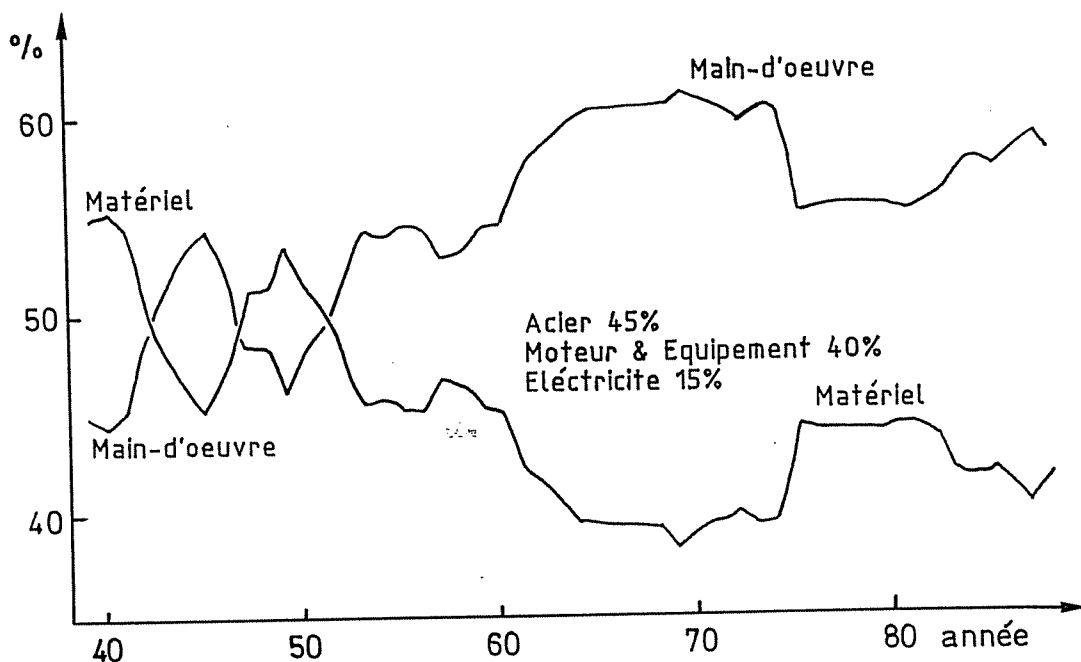


Figure V.1 : Evolution relative (%) des coûts des matériaux et des équipements par rapport au coût de la main-d'oeuvre pour une structure navale au USA [RA89]

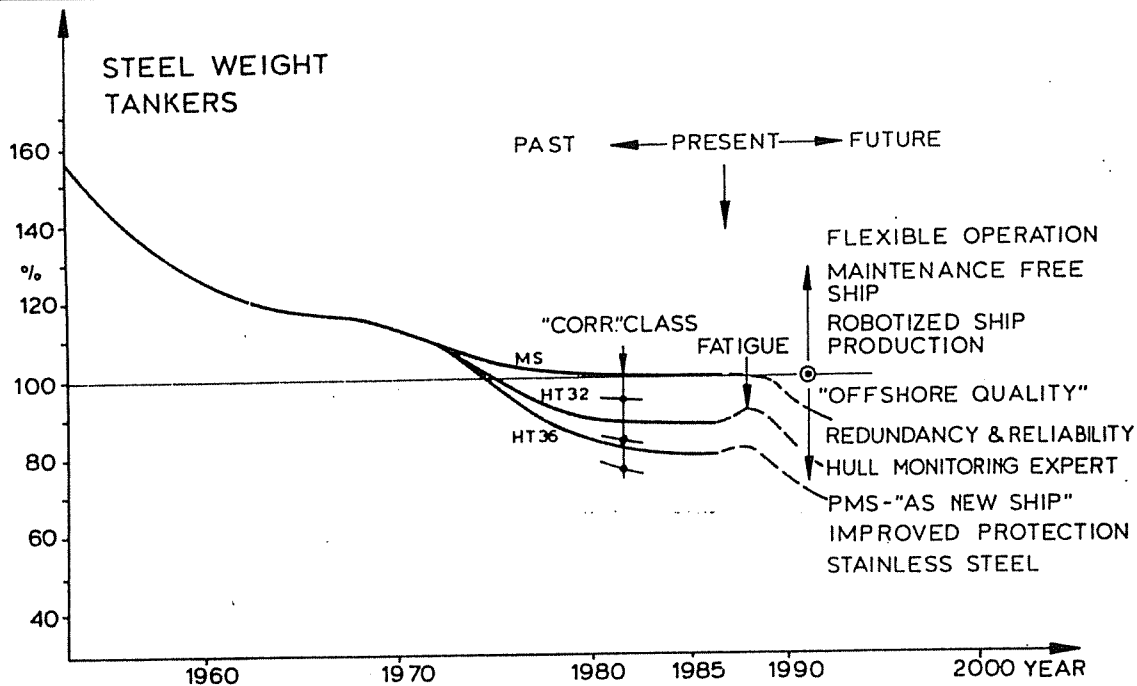


Figure V.2 : Evolution du poids des bateaux citernes (tankers) (DnV [SK87])

### XV.3 EVALUATION DES COÛTS DE CONSTRUCTION : ETAT DE LA QUESTION

En pratique, la plupart des structures navales ou de génie civil reposent, au départ, sur une offre de prix, qui une fois acceptée, ne peut plus être réajustée (sauf circonstances exceptionnelles). Pour cette raison, les prix globaux ou unitaires contenus dans les offres sont artificiels :

- Ils doivent être suffisamment hauts pour couvrir des coûts additionnels et suffisamment bas pour être compétitifs et attractifs pour le client.
- Les prix doivent normalement inclure une marge bénéficiaire et prendre en compte la solvabilité du client, les risques d'amendes (pénalités de retard), etc. Eventuellement, ils constituent une promotion en vue de travaux futurs plus lucratifs.

Il semble donc clair que ces prix ne peuvent pas, ou très partiellement, servir de base pour la recherche de l'optimum coût. Il faut donc une autre base d'évaluation qui se doit d'être exacte, objective et relater fidèlement les coûts de construction correspondant à la structure étudiée.

Le coût global peut se subdiviser en trois catégories :

- Coûts des matières premières (matériaux),
- Main-d'oeuvre,
- Frais généraux.

#### a) Coûts des matériaux

L'estimation du coût des matériaux consiste à quantifier ceux requis pour la construction et à obtenir les prix des fournisseurs ou des sous-traitants.

Cette tâche, a priori simple, est cependant liée à de nombreuses incertitudes et imprécisions :

- La précision des quantités est fonction du niveau d'avancement du projet. Notons qu'a posteriori, la précision est souvent jugée assez bonne.
- Toutes imprécisions au niveau du devis demandé aux fournisseurs entraînent de leur part une surestimation des coûts dont il résulte un accroissement la marge d'erreur de

l'estimation globale. Cela est surtout marquant pour les équipements et le système de propulsion.

- Les rebuts (parties de tôles non utilisées) constituent une inconnue importante, spécialement au début d'un projet. Une estimation classique est de 5 à 10% mais les écarts peuvent être plus importants selon la zone étudiée (zone avant, salle des machines,...) et selon les détails de conception retenus (renforts à bord tombé, profils T laminés ou reconstitués sur chantier,...).

Notons que l'évaluation de la quantité de matériaux bruts apporte à l'évaluateur une première estimation de l'ordre de grandeur de la charge de travail et donc du coût de la main-d'oeuvre. Pour cela, il faut disposer de tableaux donnant des ratios de productivité en heures-hommes/tonne (données généralement confidentielles).

### b) Coût de la main-d'oeuvre

Les clefs d'une évaluation correcte du coût de la main-d'oeuvre sont les suivantes:

- Décomposer la construction en étapes de fabrication et quantifier le travail à effectuer pour chacune d'entre elles (longueur des découpes à classer éventuellement en fonction des épaisseurs, longueur des cordons de soudure à classer en fonction du mode de soudage utilisé : manuel, semi-automatique, automatique,...). Il faut pour cela que l'estimateur connaisse parfaitement les habitudes et potentialités de l'unité de production. Il doit si possible en avoir discuté avec les responsables de la planification et les chefs d'atelier.
- Disposer pour chaque poste de travail d'une méthode d'évaluation de la charge de travail à effectuer. Cette charge sera quantifiée en «heures-hommes (man-hours)». Comme une évaluation précise de la charge de travail par poste est aussi requise pour la planification de la production, son estimation semble a priori chose évidente. L'expérience montre toutefois que c'est à ce niveau que les incertitudes sont les plus importantes.

Ainsi, on assiste parfois à une double évaluation, d'abord au niveau de l'estimateur afin d'effectuer l'offre de prix et ensuite, quelques mois plus tard, au niveau de la planification. Il n'y a parfois aucun lien entre les deux estimations. Si une recherche de l'optimum structurel doit avoir lieu, il est impératif que les estimations effectuées au stade du projet (ou avant-projet) reflètent la réalité du terrain.

Les méthodes d'estimation de la main-d'oeuvre sont généralement le fruit d'une expérience acquise durant plusieurs années lors de la construction de structures similaires ou standardisées. S'il est indéniable que ces méthodes permettent une évaluation rapide et approximative, elles sont par contre totalement inadaptées pour l'évaluation détaillée et systématique et particulièrement pour des structures non traditionnelles ou des conceptions nouvelles.

Ces méthodes utilisent des données recueillies lors des réalisations anciennes pour calibrer des formulations empiriques qui établissent des relations entre la charge de travail et les paramètres physiques de la structure tels que longueur, tonnage, creux,... Evans [EV73], Fisher [FI73], Summers [SU73] et Carreyette [CA78b] présentent dans des études approfondies des formulations empiriques basées, par exemple, sur la longueur (L), le coefficient de bloc ( $C_b$ ) et le poids (P). Ces formulations permettent de prendre en compte des variations de productivité (heures-hommes) en fonction du département, de l'atelier, de la portée de la structure, du tonnage, etc. Bien que ces formulations empiriques reflètent correctement la charge de travail (heures-hommes) de la réalisation de structures anciennes standardisées, elles présentent les inconvénients majeurs suivants :

- ◇ Les données du passé ne sont valables que pour un type particulier de structures construites avec les techniques de l'époque. Pour un nouveau bateau, d'un type différent, à construire avec les techniques modernes d'assemblage et de construction, ces formulations sont inutilisables. De 1900 à 1940, les

techniques de construction ont subi une évolution relativement lente. De ce fait, les données des années antérieures restaient significatives de la réalité du moment. En 1998, les données recueillies vingt années plus tôt ne sont plus significatives. Les techniques de conception, les structures des bateaux (double coque), les procédés de construction (chaîne de soudage automatique), les matériaux (acier à haute résistance), la réduction des délais de construction,... sont autant d'éléments qui démontrent du changement. Aujourd'hui, seule une évaluation analytique peut conduire à une évaluation réaliste et objective de la tâche de travail.

- ◇ Les données du passé sont basées sur des durées globales du temps presté. Elles prennent donc explicitement en compte les temps perdus dus à des erreurs de conception, de planification ou résultant de pannes ou de défections.  
Se baser sur de telles données, revient à considérer comme normales les pertes de productivité dues à ces erreurs, n'incite pas à les réduire et conduit à un conservatisme et à une surestimation de la charge de travail.
- ◇ Les données du passé et les formulations empiriques ne sont habituellement pas suffisamment détaillées pour quantifier l'impact sur la charge de travail d'une modification de l'échantillonnage, exemples: épaisseur de tôle, écartement des cadres,... Ces formulations ne peuvent donc pas être utilisées par un module d'optimisation dans le quel, épaisseurs, écartements,... sont les variables de conception.
- ◇ Les données historiques, basées sur des réalisations antérieures, n'intègrent pas une mesure de la productivité. Elles ne peuvent donc pas objectivement servir à quantifier la charge de travail (heures-hommes) pour des travaux futurs.

La solution alternative à ces formulations empiriques est l'évaluation analytique de la charge de travail. Une telle approche nécessite la connaissance de la durée de travail requise pour la tâche standard associée à chaque poste de travail ainsi que la subdivision en postes de l'ensemble du procédé de construction (toutes opérations comprises).

La détermination de la durée de travail pour une tâche standard (i) ( $T_i$  = durée standard en heures-hommes) peut s'obtenir par une mesure directe sur le site de production.

Pour NT postes de travail auxquels correspond à chacun une tâche standard à effectuer à  $M_i$  reprises afin de réaliser la structure complète; la charge de travail globale vaut :

$$CT = \sum_{i=1}^{NT} T_i \cdot M_i \quad (\text{heures - hommes}) \quad [V.1]$$

avec  $M_i$  = le nombre de fois que la tâche standard devra être effectuée.

Exemple:  $M_i = 500$  si la tâche standard est la réalisation d'un cordon de soudure de 1 mètre et que la charge de travail à ce poste est de 500 m pour toute la structure.

### c) Les frais généraux

Les frais généraux sont les frais qui ne peuvent pas être attachés à des postes du processus de construction mais qui sont cependant liés à cette construction. Il faut distinguer les frais variables et les frais fixes.

- Par frais variables, on comprend les frais qui varient avec la production, comme par exemple, les assurances, les fluides (eau, électricité, gaz, chauffage),...

- Les frais fixes sont les charges qui incombent au chantier mais qui sont indépendantes du niveau de production. Ils comprennent l'entretien du site de production, les loyers, le personnel de direction (comptabilité, secrétariat,...), etc.

Afin d'évaluer l'importance des frais généraux, il est classique de ramener ces frais de l'année (main-d'oeuvre et matériaux exclus) à la charge de travail sur la même période. En 1986, période de crise économique, Winkle estimait ce taux entre 70 et 120 % pour le Royaume-Uni.

### XV.3.1 Evaluation analytique du coût de fabrication

Le coût réel de construction d'une structure peut s'écrire :

$$\text{Prix total} = \text{Prix matériaux} + \text{coût main-d'oeuvre} + \text{frais généraux}$$

$$(PT) \quad (\text{Mat}) \quad (\text{MdO}) \quad (\text{FG})$$

c'est-à-dire

$$PT = \text{Mat} + \text{MdO} + \text{FG} \quad [\text{V.2}]$$

L'objectif de cette étude étant essentiellement de permettre une comparaison objective, sur base du coût, des conceptions successives résultant du processus d'optimisation, seuls les deux premiers termes sont significatifs. Les frais généraux (FG), bien que non négligeables, peuvent ne pas être considérés par le modèle d'évaluation analytique du coût. Il en résulte que le coût considéré dans cette étude sera :

$$PT = \text{Mat} + \text{MdO}$$

$$= \sum_{j=1}^K Q_j \cdot P_j + \sum_{i=1}^{NT} T_i \cdot M_i \cdot S_i \quad [\text{V.3}]$$

(nombre d'unités) (F/unité) (Heures/hommes par tâche) (nbre de x la tâche) (F/Heures-hommes)

$j$  = un matériau donné (1 tonne de tôle, 1 m de cornière 60x60x5,...),

$K$  = le nombre de matériaux différents,  $j=1, K$

$Q_j$  = la quantité requise du matériau  $j$ ,

$P_j$  = le prix unitaire du matériau  $j$ ,

$NT$  = le nombre de tâches standards différentes,

$i$  = l'indice de la tâche,  $i=1, NT$

$T_i$  = la charge de travail nécessaire pour effectuer la tâche standard  $i$  (heures-hommes),

$M_i$  = le nombre de fois que cette tâche  $T_i$  devra être effectuée,

$S_i$  = le coût horaire de la main-d'oeuvre (FB/heures-hommes) d'une personne effectuant la tâche standard  $i$ .

Bien que cette équation représente fidèlement le coût total de fabrication, elle masque la diversité et la multitude des matériaux mais surtout la multitude des tâches standards élémentaires qui sont incluses dans le processus de fabrication.

La difficulté ne réside donc pas dans le calcul des équations (Eq.V.3) mais dans le travail de subdivision des tâches standards en sous-tâches standards et enfin en tâches standards élémentaires. Une tâche standard élémentaire est définie comme étant une tâche qui ne peut plus se décomposer, à l'image des feuilles d'un arbre. Chaque feuille est une tâche standard élémentaire (exemple : sablage des tôles), un groupe de feuilles représente une sous-tâche (exemple : assemblage des lisses sur un panneau), l'ensemble des feuilles d'une branche constitue l'ensemble des tâches nécessaires à la construction d'un bloc (sous-ensemble structurel) et l'ensemble des branches formant l'arbre, reprend toutes les tâches associées à la construction de la structure.

L'équation [Eq.V.3] est donc la forme condensée d'une équation plus générale dans laquelle le détail des tâches, des sous-tâches et des tâches élémentaires apparaissent, c'est-à-dire :

$$MdO = \left( \sum_{i=1}^{NT1} M_{i1} \cdot \left[ \sum_{i2=1}^{NT2} M_{i2} \cdot \left[ \dots \left[ \sum_{ik=1}^{NTk} M_{ik} \cdot \left[ \dots \left[ \sum_{in=1}^{NTn} M_{in} \cdot T_{in} \cdot S_{in} \right] \right] \right] \right] \right] \right) \quad [\text{V.4}]$$

avec  $k$  = le niveau hiérarchique de la tâche  
 $k = 1$  le niveau supérieur (bloc)  
 $k = 2, 3, \dots$ , les niveaux intermédiaires (panneaux, ...)  
 $k = n$  le niveau élémentaire

ou encore

$$MdO = \left( \sum_{i1=1}^{NT1} M_{i1} \cdot \left[ \sum_{i2=1}^{NT2} M_{i2} \left[ \dots \left[ \sum_{ik=1}^{NTk} M_{ik} \left[ \dots \left( \sum_{in=1}^{NTn} M_{in} \cdot C_{in} \right) \right] \right] \right] \right] \right] \right) \quad [V.5]$$

avec  $C_{in}$  : le coût de la tâche standard «i» au niveau élémentaire ( $n$ ) =  $T_{in} \cdot S_{in}$ .

Si on se place à un niveau hiérarchique supérieur ( $k$ ), cette équation devient :

$$MdO = \left( \sum_{i1=1}^{NT1} M_{i1} \cdot \left[ \sum_{i2=1}^{NT2} M_{i2} \left[ \dots \left[ \sum_{ik=1}^{NTk} M_{ik} \cdot C_{ik} \right] \right] \right] \right) \quad [V.6]$$

avec  $C_{ik}$  : le coût de la tâche standard «i» au niveau  $k$ .

Notons que la tâche standard  $i$  au niveau  $n$  est différente de la tâche standard  $i$  au niveau  $k$ .

Et finalement, on obtient au niveau supérieur (niveau 1) :

$$MdO = \sum_{i1=1}^{NT1} M_{i1} \cdot C_{i1} \quad [V.7]$$

Les étapes de l'estimation du coût nécessitent donc :

- de diviser l'ensemble du processus de construction en  $NT1$  tâches standards de niveau 1. C'est par exemple la division en blocs de la structure. Plusieurs blocs peuvent être identiques ( $M_{i1} = 1, 2, 3, \dots$ );
- de subdiviser chacune de ces  $NT1$  tâches standards en  $NT2$  sous tâches standards;
- de répéter ce processus jusqu'à parvenir à un ensemble de tâches standards élémentaires (qui ne peuvent plus se subdiviser ou que l'on ne souhaite plus scinder);
- de définir le coût unitaire ( $S_i$ ) de chaque tâche élémentaire  $i$ , ( $i = 1$  à  $NTn$ ).

En principe, il serait nécessaire de pousser le principe de la subdivision des tâches jusqu'à son extrême, c'est-à-dire jusqu'aux tâches standards élémentaires. Prenons l'exemple du soudage et faisons l'hypothèse que toutes les tâches sont effectuées par des personnes de même qualification. Cela permet de mettre le facteur  $S_{in}$  (coût horaire de la main-d'oeuvre) en évidence. On obtient pour la tâche standard qu'est la soudure d'un cordon d'un mètre :

$$C_{soudure} = S \cdot T_{(1 \text{ m de soudure})} = S \cdot T_S \quad [V.8.a]$$

$$\text{avec } T_S = \sum_{i=1}^{NT} M_i \cdot T_i \quad [V.8.b]$$

Le temps  $T_S$  correspondant à l'action de placer un cordon de soudure de 1 m intègre deux facteurs; la définition de la tâche  $i$  et la vitesse d'exécution ( $T_i$ ). La définition de la tâche doit comprendre le temps pour recevoir les instructions, le nettoyage de la zone de travail, le déplacement des pièces et appareillages, l'installation du matériel, la préparation du joint, la soudure elle-même, son nettoyage (brossage ou ébavurage), son inspection ainsi que les changements de baguette (soudage manuel).

Bien que la définition de cette tâche reste identique, le temps d'exécution ( $T_i$ ) varie en fonction du mode de soudage (manuel, semi-automatique ou automatique), du type de cordon à réaliser, de l'accessibilité et de la position du joint. Il faut donc définir autant de tâches standards qu'il y a de vitesses d'exécution ou de configurations de soudage.

Si l'estimateur a regroupé les modes de soudage en 10 catégories associées à des vitesses différentes, l'équation Eq.V.8.b devient :

$$T_s = M_1 \cdot T_1 + M_2 \cdot T_2 + \dots + M_i T_i + \dots + M_{10} T_{10}$$

avec  $M_i = 0$  pour  $i=1$  à 10 (sauf  $M_k$ )  
 $M_k = 1$  si  $k$  est la catégorie retenue

[V.9]

### XV.3.2 Exemple d'un calcul analytique du coût

Nous présentons aux tableaux V.1, 2 et 3 le résultat d'une évaluation analytique des coûts de construction effectuée par Baird qui repose sur la banque de données dite «Govan Data Bank» établie par le «Industrial Engg. Dpt.» des chantiers Govan [WI86].

Les trois tableaux concernent la construction d'un sous-ensemble, à savoir, un panneau raidi de fond comportant la tôle de fond, des longitudinaux (carlingues et lisses) et/ou des renforts transversaux (cadres). Le tableau V.1 est relatif à l'assemblage des tôles de fond par un procédé automatisé de soudage («mini-deck Welder»), le tableau V.2 à la préfabrication des renforts et le tableau V.3 à l'assemblage des renforts sur le panneau.

JOB DESCRIPTION: Flat Panel Sub-Assembly

SEQUENCE	ACTIVITY	OBJECT	MANHOURS	APPLIED PER	RECORD
1	Clear	Shop Floor	1-000	Job	191
2	Transport by Pallet	Plates	0-292	Job	171
3	Layout	Plates	0-180	Plate	176
4	Align	Flat Plates	0-120	Plate	177
5	Attach	Fairing Wire	0-022	Plate Seam Length	178
6a	Fair-downhand, Option 1	Flat Plates <12-0mm	FPLATE=0-126	Plate Seam Length	84
6b	Fair-downhand, Option 2	Flat Plates <25-4mm	FPLATE=0-198	Plate Seam Length	85
7	Attach and Remove	Mini-deck Welder	0-070	Job	215
8	Position	Mini-deck Welder	0-019	Seam	218
9	Butt Weld, J Prep (dh)	Plate Seams (unrestricted)	$f_1$ (PT)	Plate Seam Length	111011
10	Turn	Panel	0-500	Job	224
11	Butt Weld, J Prep (dh)	Plate Seams (unrestricted)	$f_2$ (PT)	Plate Seam Length	111012
12	Chip Fairing Scars	Shell Seam Fairing	0-053	Plate Seam Length	230
13	Draw Down	Shell Perimeter	3-000	Job	190
14	Mark Off	Shell Panel	15-600	Job	192
15	Erect	Section Supports	0-075	Section	156
16	Position	Section >2-5m	0-279	Section	157
17a	Fair-downhand, Option 1	Section <0-3m	FSECT=0-192	Section Length	74
17b	Fair-downhand, Option 2	Section >0-3m	FSECT=0-285	Section Length	75
18	Set Up	2 Gravimax Welders	0-293	Job	222
19	Fillet Weld	2 Gravimax Welders	0-069	Section Length	223
20	Chip Fairing Scars	Longl. to Shell Fairing	0-048	Section Length	231

DERIVATION OF MANHOURLY COEFFICIENTS:

per JOB	= 1-000 + 0-292 + 0-070 + 0-500 + 3-000 + 15-600 + 0-293	= 20-755
per PLATE	= 0-180 + 0-120	= 0-300
per SEAM	= 0-019 × 2 (for each side)	= 0-038
per metre PLATE SEAM	= 0-022 + 0-053 + FPLATE + $f_1$ (PT) + $f_2$ (PT)	= 0-075 + FPLATE + $\Sigma f_n$ (PT)
per SECTION	= 0-075 + 0-279	= 0-354
per metre SECTION	= FSECT + 0-069 × 2 (for double fillet) + 0-048	= FSECT + 0-186
TOTAL MANHOURS FOR JOB	= 20-755 + 0-300[NP] + 0-038[NS] + [0-075 + FPLATE + $f_1$ (PT) + $f_2$ (PT)]. [NS.SL] + 0-354[NF] + [FSECT + 0-186]. [NF.FL]	

SUMMARY OF VARIABLE NAMES USED IN ALGORITHMS:

Panels	Transverses & Girders
NP — number of plates	NT — number of transverses/girders
NS — number of seams (usually NP - 1)	TD — transverse/girder depth (m)
SL — seam length (m)	TL — transverse/girder length (m)
NF — number of frames	NSTIFF — number of web stiffeners
FL — frame length (m)	FWRD1 — downhand fillet weld rate—stiff/web
FD — frame depth (m)	FWRD2 — downhand fillet weld rate—web/flange
PT — plate thickness (m)	FWRD3 — downhand fillet weld rate—web/panel
FPLATE; FSECT — conditional fairing rates for plates/sections	NWP — number of web penetrations

Tableau V.1 : Description des tâches et charges de travail relatives à l'assemblage bout à bout des plaques formant la tôle de fond [WI86].

Ces tableaux, présentés dans leur version originale, illustrent parfaitement la méthodologie de l'évaluation analytique des coûts de fabrication. Leurs auteurs ont malheureusement rendu inexploitable ces tableaux en n'explicitant pas certaines charges de travail standards, exemples : f1 et f2 relatif à la vitesse de soudage (Tableau V.1).

## JOB DESCRIPTION: Transverse or Girder Tee Sub-Assembly

SEQUENCE	ACTIVITY	OBJECT	MANHOURS	APPLIED PER	RECORD
1	Transport by Pallet	Plate (Web)	0.292	Job	171
2	Layout	Plate (Web)	0.180	Plate	176
3	Mark Off	Girder	5.700	Job	193
4	Fit	Stiffener	0.249	Stiffener	241
5a	Fillet Weld MMA Option	Stiffener (unrestricted/dh)	FWRD1	Stiffener Length	100110
5b	Fillet Weld CO <sub>2</sub> Option	Stiffener (unrestricted/dh)	FWRD1	Stiffener Length	200510
6	Fit	Lifting Lugs	0.200	Job	240
7	Collect	Plate Lifting Gear	0.252	Job	170
8	Position T-fashion	Plate >2.5m Long	0.236	Plate	173
9	Align T-fashion	Plate >2.5m Long	0.130	Plate	175
10	Fair-downhand	T-fashion Plate <19.5mm	0.371	Flange Length	81
11a	Fillet Weld MMA Option	Flange to Web (unrestr./dh)	FWRD2	Flange Length	100110
11b	Fillet Weld CO <sub>2</sub> Option	Flange to Web (unrestr./dh)	FWRD2	Flange Length	200510
12	Chip Fairing Scars	Fairing Downhand	0.103	Flange Length	227

## DERIVATION OF MANHOUR COEFFICIENTS:

per JOB	= 0.292 + 5.700 + 0.200 + 0.252	= 6.444
per PLATE	= 0.180 + 0.236 + 0.130	= 0.546
per STIFFENER		= 0.249
per metre STIFFENER LENGTH	= FWRD1 × 2 (double fillet)	= 2 × FWRD1
per metre FLANGE LENGTH	= 0.371 + FWRD2 × 2 (double fillet) + 0.103	= 0.474 + 2 × FWRD2

If 5mm fillet welds are assumed throughout:

for MMA option: FWRD1 = FWRD2 = 0.0896 manhour/m

for CO<sub>2</sub> option: FWRD1 = FWRD2 = 0.0345 manhour/m

TOTAL MANHOURS FOR JOB = 6.444 + 0.546[NT] + [0.249 + 2(TD - FD)FWRD1]. [NSTIFF] + [0.474 + 2 × FWRD2]. [TL. NT]

Tableau V.2 : Description des tâches et charges de travail relatives à la construction des renforts (longitudinaux ou transversaux) [WI86]

## JOB DESCRIPTION: Fit Transverse or Girder to Panel

SEQUENCE	ACTIVITY	OBJECT	MANHOURS	APPLIED PER	RECORD
1	Berth & Set	Transverse with neat Notches	1.795	Transverse	100
2	Fair-downhand	Transverse	0.483	Transverse Length	19
3	Fair	Trans. Stiffeners to Frames	0.120	Stiffener	49
4a	Fillet Weld MMA Option	Transverse to Panel	FWRD3	Transverse Length	100110
4b	Fillet Weld CO <sub>2</sub> Option	Transverse to Panel	FWRD3	Transverse Length	200510
5	Fit	Lugs	0.270	Penetration	242
6	Chip Fairing Scars	Downhand Transverse Fairing	0.103	Transverse Length	227

## DERIVATION OF MANHOUR COEFFICIENTS:

per TRANSVERSE	= 1.795
per metre TRANSVERSE LENGTH	= 0.483 + FWRD3 × 2 (double fillet) + 0.103 = 0.586 + 2 × FWRD3
per TRANSVERSE STIFFENER	= 0.120
per PENETRATION	= 0.279

If 5mm fillet welds are assumed throughout:

for MMA Option: FWRD3 = FWRD2 = FWRD1 = 0.0896 manhours/m

for CO<sub>2</sub> Option: FWRD3 = FWRD2 = FWRD1 = 0.0345 manhours/m

TOTAL MANHOURS FOR JOB = 1.795[NT] + [0.586 + 2 × FWRD3]. [NT. TL] + 0.120[NSTIFF] + 0.279[NWP]

Tableau V.3 : Description des tâches et charges de travail relatives à l'assemblage du panneau et des renforts [WI86]

### XV.3.3 Normalisation du coût

Moe et Bund [MO68] ont introduit le CERW («Cost Equivalent Relative Weight») que nous appellerons «Equivalent Poids (EQP)» et qui se base sur les équations suivantes :



$$\begin{aligned} \text{Prix total}_{(FB)} &= (\text{Prix unitaire mat.})_{(FB/t)} (\text{Poids mat.})_{(t)} + (\text{Prix unitaire MdO})_{(F/\text{heures-hommes})} (\text{Volume MdO})_{(\text{heures-hommes})} \\ PT &= Q \cdot P + S \cdot T \cdot M \\ EQP &= \frac{PT}{Q} = \frac{P}{(t)} + \frac{k}{(1/h-h)} \cdot \frac{T \cdot M}{(h-h)} \quad (\text{tonne}) \end{aligned} \quad [V.10]$$

$$\text{avec } k = \frac{S}{Q} = \frac{\text{Prix unitaire MdO (FB/h-h)}}{\text{Prix unitaire Mat (FB/t)}} \quad (\text{tonne/heures-hommes}) \quad [V.11]$$

Cet équivalent poids permet une évaluation aisée du coût total pour une gamme de prix unitaires des matériaux (Q) et de la main-d'oeuvre (S). Il permet ainsi une comparaison entre des pays différents pour lesquels le coefficient k varie. Pour nos pays occidentaux, le coefficient k varie entre 0,03 et 0,10 t/heures-hommes.

Malgré les unités du coefficient k qui pourraient le faire croire (t/h-h), le coefficient k n'est absolument pas lié à la productivité mais uniquement au coût de la vie.

Pour cette raison, ainsi que Mac Callum et Mac Gregor [WI86] le suggèrent, il est judicieux d'introduire un coefficient  $\eta$  qui permet de prendre en compte la productivité du site de production. L'expression de l'équivalent poids devient :

$$\begin{aligned} \text{Prix total} &= [\text{Prix unit. Mat.}] \cdot [EQP] \quad (FB) \\ \text{avec} & \\ EQP &= \text{Poids Mat.} + \eta \cdot k \cdot \text{volume de MdO} \quad (\text{tonnes}) \end{aligned} \quad [V.12]$$

Avec  $\eta$  = un paramètre d'efficacité du site de production  
( $\eta = 1$  pour le site de référence)

## XV.4 EVOLUTION DES MODELES DE COUTS

### XV.4.1 Formulations empiriques

Evans [EV63, 70 et 75] fut un pionnier en la matière. Il développa de nombreux diagrammes permettant l'estimation du coût sur base du calcul du poids en fonction de quelques paramètres (type de raidissage, type de bateau, limite élastique,...).

Fisher [FI74] propose une méthode basée sur un calcul des sensibilités pour étendre les formulations empiriques d'estimation du poids et du coût à des structures plus importantes que celles qui ont servi de base à l'établissement des formulations.

Southern [SO80] s'attacha à mettre au point une technique d'évaluation de la charge de travail à partir d'une banque de données relatives aux principaux éléments de charpente de la structure.

En 1977, Carreyette [CA65b et 78b] présente une approche empirique destinée à évaluer le coût de construction au stade de l'avant-projet. Il s'agit d'une analyse remarquable car fort complète et abondant les différents aspects du coût (matériel, main-d'oeuvre, système de propulsion et même la finition). Carreyette y donne des formulations simples qui permettent de tenir compte de l'influence de plusieurs paramètres principaux sur le coût; ainsi :  $L$ ,  $C_b$ , le poids d'acier, la vitesse et le chargement (deadweight). Ces formulations ne sont malheureusement plus d'actualité.

Parmi les formulations empiriques, citons aussi celles reprises en 1976 par Buxton [BU76]. Pour le gros oeuvre de la structure métallique (charpente), la formulation suivante est proposée :

$$\text{Charge de travail (gros oeuvre)} = k (P)^{0.7} \quad (\text{heures-hommes}) \quad [V.13]$$

avec  $P$  = le poids d'acier (en tonnes),  
 $k$  = 800 à 1000 pour des pétroliers et vraquiers,  
 $k$  = 1400 à 2000 pour des bateaux de pêche ou à passagers.

En ce qui concerne l'évaluation du poids ( $P$ ), Buxton propose également des formulations paramétriques [BU66]. Via une autre formulation, il estime la charge de travail relative aux travaux d'aménagement (outfitting) qui serait valable, selon lui, pour tous les types de bateaux :

$$\text{Charge de travail (aménagement)} = k \cdot L \cdot \sqrt{B} \quad (\text{heures-hommes}) \quad [\text{V.14}]$$

avec  $L$  = longueur du bateau entre perpendiculaires (m),  
 $B$  = largeur du bateau au maître couple (m),  
 $k$  = 200 à 300.

Harvald et Jensen [HA92] ont également présenté en 1992 une formulation empirique basée sur de nombreux bateaux modernes construits au Danemark. Le déplacement, le port en lourd (deadweight) et le coefficient de bloc ( $C_b$ ) sont les variables de cette formulation.

Brown [BR87] présente une méthodologie pour l'estimation du coût de construction des parties métalliques des bateaux citernes, vraquiers, portes-conteneurs et ferry. Sur base des données provenant d'environ 200 bateaux, il présente des courbes empiriques définissant les relations entre le port en lourd, la longueur de joints et la charge de travail (heures-hommes).

Les postes pris en compte sont :

- la gestion du stock,
- la manutention par grues et portiques,
- le marquage et la découpe,
- le formage,
- les traitements thermiques et mécaniques (planéité),
- la préparation des bords à souder,
- le soudage en atelier ou sur le site de montage,
- le montage, l'ajustage et l'assemblage,
- la surveillance et le contrôle.

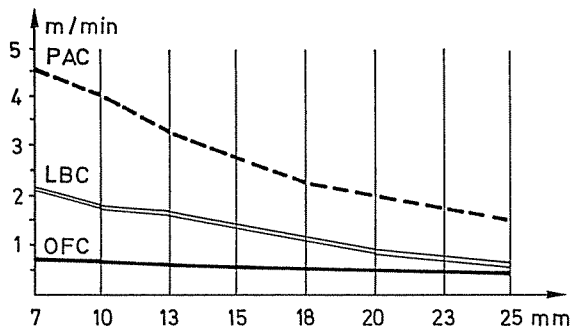
#### **XV.4.2 L'évaluation analytique des coûts de construction**

A l'opposé des auteurs de son époque qui développaient des formulations empiriques, Moe [MO68] proposait déjà en 1968 un calcul analytique du coût de construction pour la fonction objectif de son module d'optimisation. Sa formulation prenait en compte les éléments suivants :

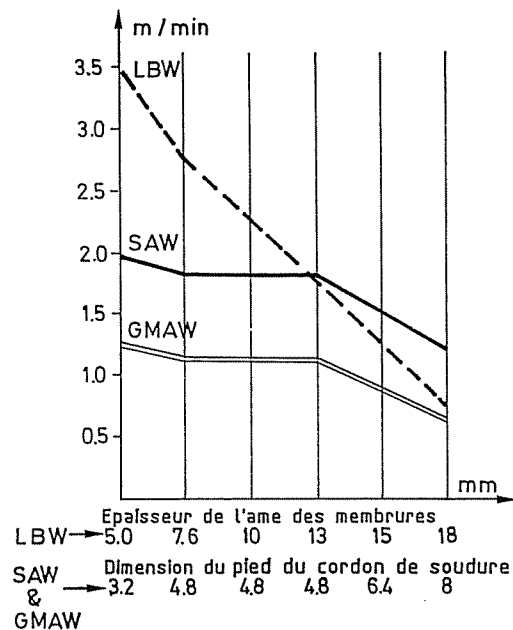
- Matériaux
  - \* plaque (acier normal ou acier haute résistance)
  - \* renforts longitudinaux et cloisons longitudinales (acier normal)
  - \* renforts longitudinaux (acier haute résistance)
- Main-d'oeuvre
  - \* Montage et soudure des renforts longitudinaux du pont,
  - \* Montage et soudure des renforts longitudinaux du fond,
  - \* Montage et soudure des renforts longitudinaux des parois latérales et des cloisons longitudinales,
  - \* Connexion entre les renforts longitudinaux et les cadres transversaux,
  - \* Intersection des renforts longitudinaux avec des cloisons transversales étanches,
  - \* Coûts liés aux renforts longitudinaux du pont et du fond (goussets, joints,...),
  - \* Coûts liés aux renforts longitudinaux des murailles et des cloisons longitudinales.

On constate qu'il s'agit d'un modèle coût bien détaillé mais qui n'intègre que les éléments longitudinaux. Les éléments transversaux ne sont pas considérés dans la fonction coût car ne font pas partie des éléments liés aux variables de conception.

Blomquist [BL95] présente une analyse économique détaillée de la fabrication des renforts en T destinés à des panneaux raidis. Il s'agit d'une étude très poussée qui prend en compte l'importance des déchets, du mode de fabrication et du procédé d'assemblage (soudure). Il utilise les figures V.3a et b, présentant respectivement, la vitesse de découpe des tôles (m/min) et la vitesse de soudage (m/min) en fonction de l'épaisseur de la tôle ou du pied du cordon de soudure. Le tableau V.4 [KU97] reprend également ces mêmes techniques de découpe ainsi que leurs propriétés. Mentionnons aussi une revue des systèmes automatisés de soudure en construction navale (Roman [RO90c]).



LBC Découpe au laser (coût élevé)  
 PAC Découpe au plasma (coût moyen)  
 OFC Oxy-coupage (faible coût)



LBW Soudure au laser  
 SAW Soudure à l'arc (submergé au laitier)  
 GMAW Soudure à l'arc avec protection gazeuse (Gas metal arch welding)

Figure V.3a : Vitesse de découpage [BL95]

Figure V.3b : Vitesse de soudage [BL95]

	PLASMA CUTTING	LASER CUTTING	GAS CUTTING
CUTTING SPEED	4-5m/min (6-8mm) 3m/min (>10mm)	3 m/min (5mm) 1.5m/min (10mm) 1 m/min (20mm)	0.35-0.42m/min
CUTTING PLATE THICKNESS	up to 40mm(400A)	up to 20mm	more than 80mm
EDGE PREPARATION	V-shape(+30to-30) only	possible with limits	possible
HEAT INPUT	large(400A)	very small	small
DEFORMATION	larger	small	largest
RUNNING COST	large	small	small
INITIAL COST	large	large	small
MERIT	speedy cutting	precise cutting	easy preparation

Tableau V.4 : Comparaison des techniques de découpage [KU97]

En 1982, Kim [KI82] développa un modèle d'optimisation du coût de fabrication basé sur un calcul détaillé des coûts de soudage (incluant matériaux et main-d'oeuvre).

Hills et Buxton [HI89 et 90] partagent avec Kuo [KU84b] et Winkle [WI86] l'idée que l'évaluation des coûts de production, basée sur une estimation de la charge de travail, est une méthode beaucoup plus rationnelle que les méthodes paramétriques et empiriques [CA78b, FI74, SO80]. L'originalité de l'approche présentée par Hills et Buxton [HI89] était de permettre cette évaluation analytique, non plus pour un panneau raidi ou une sous-structure d'un bateau (bloc), mais bien pour l'ensemble de la structure. Cela permet de comparer des modes de fabrication, des aménagements internes du bateau (positions, cloisons) et même les formes de la carène. Cet outil, IKBS, est présenté à la figure V.4. Il intègre des modules d'évaluation des hydrostatiques, de la stabilité, de la résistance structurelle, de la tenue à la mer, de la résistance à l'avancement et de propulsion.

Le module de résistance structurelle de IKBS est basé sur un échantillonnage classique via les règlements d'une société de classification. Des vérifications locales par éléments finis sont cependant possibles. Nous pensons qu'un tel module est perfectible en lui intégrant un échantillonnage sur une base rationnelle et un processus d'optimisation automatique. C'est en fait ce module manquant qui a été développé dans le cadre de cette étude (module LBR-5).

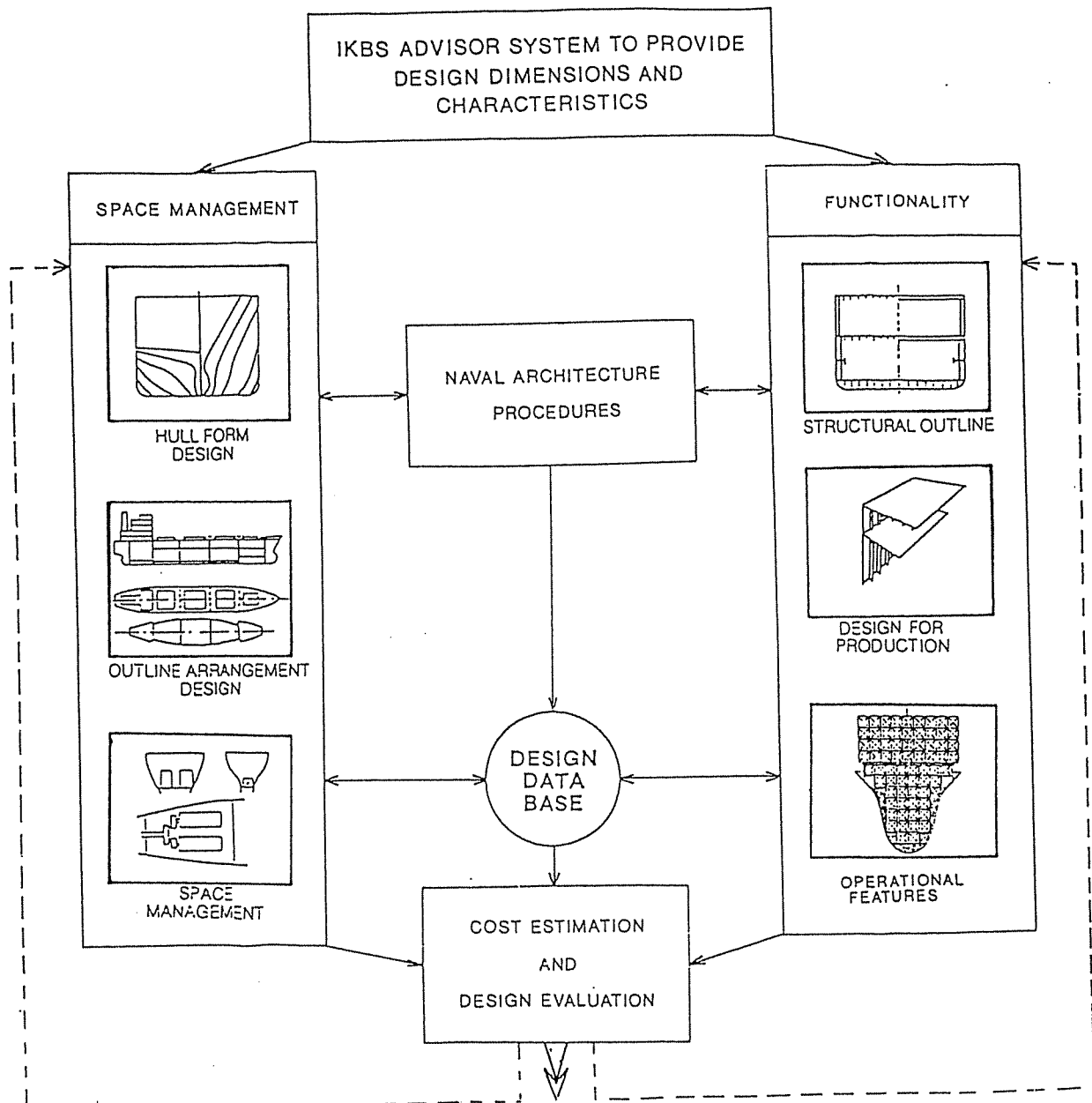


Figure V.4 : Description schématique du modèle IKBS (Hills et Buxton [HI89])

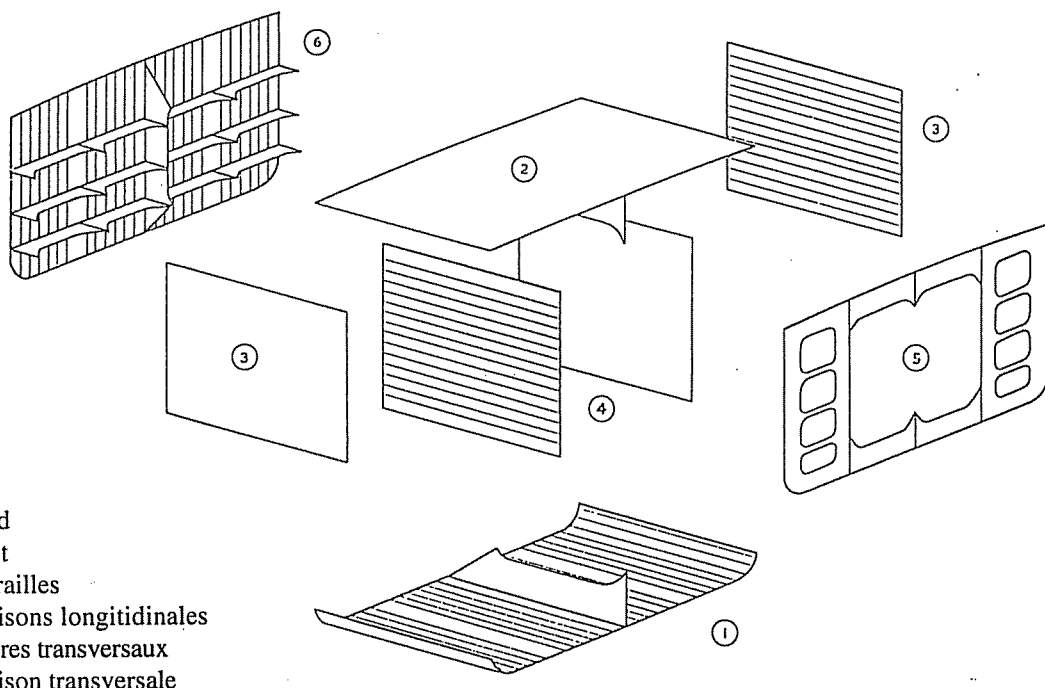
Hills et Buxton recommandent de scinder l'évaluation des coûts en fonction de la zone de travail car les techniques de fabrication et les rendements varient fortement entre ces zones. En relation avec le changement progressif de la zone de travail correspondant à l'évolution du processus de fabrication, les «paramètres» d'évaluation de la charge de travail sont donnés ci-dessous :

- Les travaux en atelier (préparation, sablage,..., traçage,..., découpe,..., cintrage,...)  
Paramètres d'évaluation : Nombre, surface, périmètre, forme (plane ou courbe);
- Les travaux de fabrication des sous-éléments (panneaux, renforts) et les travaux d'assemblage des éléments (blocs) (figure V.5a)  
Paramètres d'évaluation : Nombre, type d'éléments, 2D ou 3D, longueur des joints, type de connexion,...;
- Les travaux d'assemblage d'ensemble en cale sèche : transport, levage, ajustement et soudage,...  
Paramètres d'évaluation : Nombre, poids, 2D ou 3D, plat ou courbe, longueur des joints, position et accès, étançonnage,....

Le modèle coût retenu par Hills et Buxton est présenté à la figure V.5.b. Le paramètre principal pour la fabrication de la charpente métallique des bateaux est la charge de travail par mètre de joint (heures-hommes). Le type de joint, le stade de fabrication, les caractéristiques structurales et l'épaisseur des plaques sont directement liés à ce paramètre.

La philosophie présentée à la figure V.5b est la suivante :

- Décomposer la structure en des sous-ensembles; d'abord des blocs puis des éléments et enfin des sous-éléments (panneaux,...);
- Pour chaque zone de travail et pour chaque élément, sur base de paramètres d'évaluation (joints, poids, accès,...), la charge standard de travail est calculée sur base des durées standards;
- Les charges de travail doivent être pondérées pour tenir compte du niveau de productivité des sites de production;
- Enfin, le coût final est obtenu par sommation des coûts correspondant aux charges de travail définies pour chaque opération. Pour ce faire, les coûts unitaires de la main-d'oeuvre et des matériaux sont fournis via une banque de données.



1. Fond
2. Pont
3. Murailles
4. Cloisons longitudinales
5. Cadres transversaux
6. Cloison transversale

Figure V.5a : Décomposition d'un bloc en éléments [BU66]

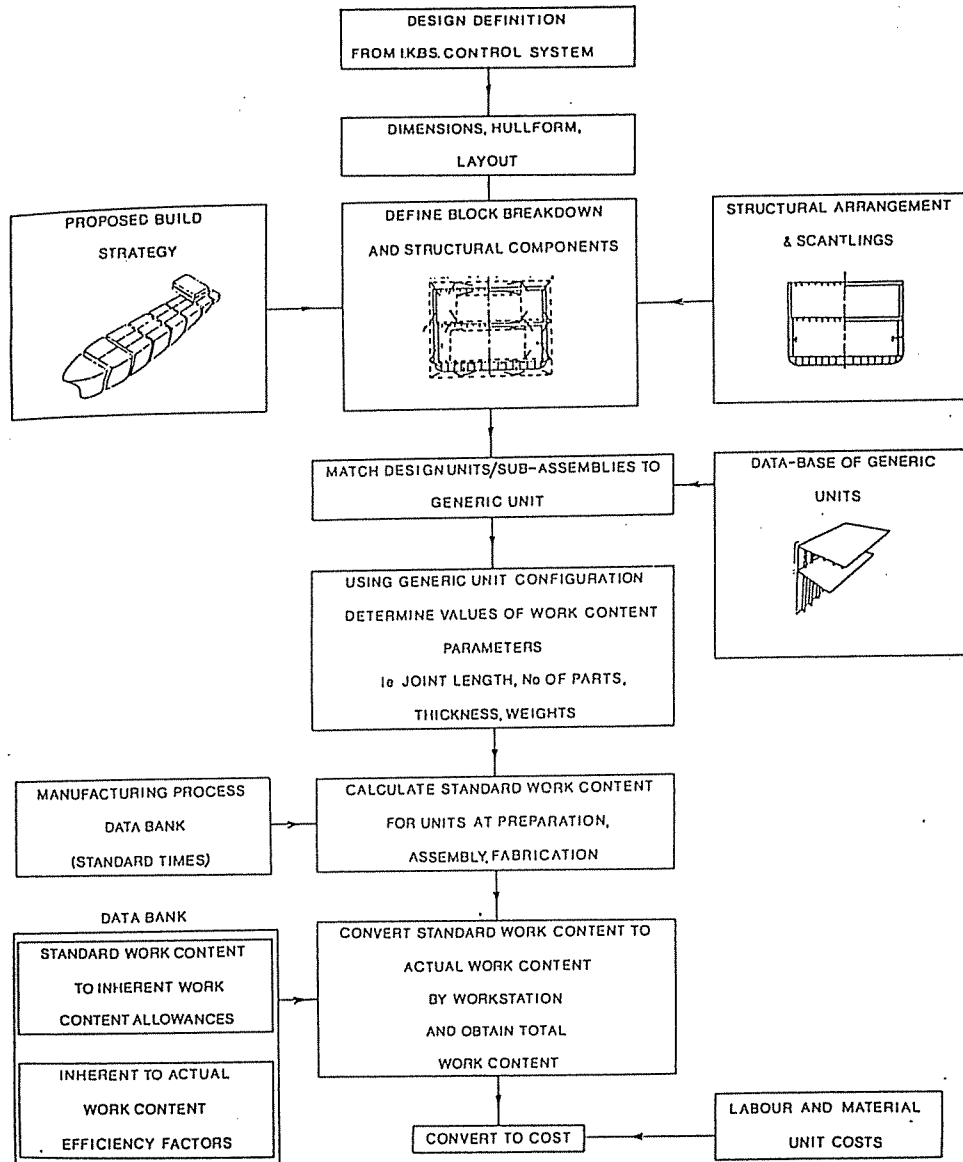


Figure V.5b : Modèle d'estimation des coûts de production (Hills et Buxton [HI89])

Un autre modèle du calcul des coûts de production est présenté à la figure V.6 (Hills et Caldwell [MO91]). On y distingue les étapes de fabrication (préparation, fabrication des éléments, assemblage et montage). Ce modèle a la particularité d'effectuer un calcul analytique explicite des coûts (matériel, énergie,...) liés au découpage, à la soudure, à l'assemblage des panneaux et des blocs, etc. («overhead cost»).

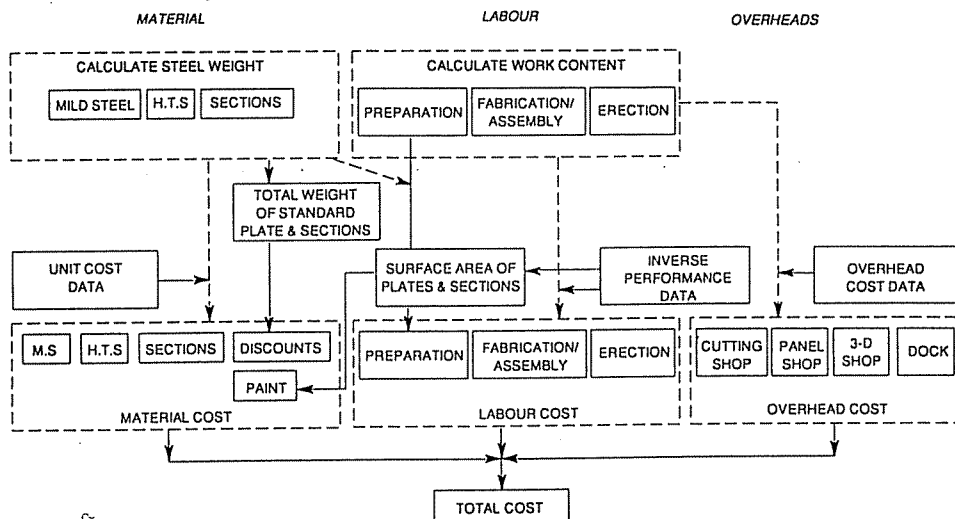


Figure V.6 : Modèle d'évaluation des coûts de production [MO91]

C'est le type d'approche analytique présentée aux tableaux V.1, 2 et 3 ainsi qu'aux figures V.5b et V.6 qu'il convient d'utiliser pour calculer la fonction objectif coût du module d'optimisation LBR-5. Notons toutefois que le coût calculé de cette manière est un coût théorique, correspondant à une construction où la productivité est définie par les durées standards de travail.

En réalité, dans un site de construction, plusieurs facteurs empêchent de respecter ces durées standards de travail. Ces facteurs sont :

- les conditions climatiques,
- la disposition des unités de construction sur le chantier (manutention = perte de temps),
- l'efficacité du contrôle du travail et la gestion des matières premières,
- le taux de rebut (pièces à recommencer),
- ...

Ces facteurs se traduisent par un allongement des durées de travail requises qui, selon Buxton, peut être compris entre 1,5 et 6 fois la durée théorique. Nous appellerons ces facteurs les «facteurs de productivité du site».

En plus de ces facteurs, il faut ajouter une seconde correction qui affecte le rendement global du chantier. Cette correction prend en compte :

- la durée réelle prestée par jour qui est affectée par les arrivées tardives, pauses prolongées,...;
- l'efficacité de l'organisation générale et la planification du travail (une mauvaise coordination entre les ateliers peut entraîner des arrêts de travail).

Une activité réduite du chantier à cause d'un manque de commande conduit aussi à une productivité peu performante.

Cette seconde correction, exprimée sous forme d'un rendement, peut varier entre 20 % et 70 %.

En ce qui concerne LBR-5, l'objectif étant l'optimisation de la structure et non pas l'organisation rationnelle du travail et du chantier, la connaissance de ces facteurs correctifs n'est pas impérative. Il s'agit toutefois de les prendre en considération au niveau de l'appel d'offre.

#### Quelques chiffres :

Bunch [BU89] évalue, sur base d'un cas réel, les écarts de productivité (heures-hommes) entre les estimations standards et la réalité. Dans l'exemple considéré, la charge de travail avait été estimée à 2 174 000 heures-hommes à répartir sur 22 300 tâches unitaires. En pratique, il fallut 2 850 000 heures-hommes, soit, 31 % de plus que prévu. Bunch mit en évidence les 10 postes pour lesquels les écarts sont les plus importants (top 10). Ces 10 postes correspondent en fait à 62 % de l'écart absolu enregistré et leur écart moyen est de 38 %. C'est donc surtout pour ces 10 postes qu'une amélioration des évaluations de départ doit avoir lieu. Parmi ces 10 postes, la majorité concerne le parachèvement et ne sont donc pas directement liés à l'évaluation économique qui nous concerne. Néanmoins, le poste «soudure-structure/production» fait partie de ces 10 postes et l'écart enregistré est de 55 % (sous-estimation de la charge de travail). La liste des causes de ces écarts a été mise en évidence par Bunch. On y retiendra des erreurs, le manque de clarté dans les descriptions des tâches unitaires et l'utilisation de banque de données incomplètes (toutes les tâches n'y étant pas incluses).

Pour les bateaux de guerre, le coût de la structure représente environ 10 % du total [CH86]; par contre, il est de l'ordre de 50 % pour les bateaux de charges commerciaux.

L'optimisation de la structure et du procédé de fabrication a permis au chantier (MHI, Japon) en 1984 de réduire de 25 % les coûts associés à la main-d'oeuvre [CH86].

Selon Chalmers [CH86], le rapport heures-hommes/tonne était, en 1986, le suivant :

- bateaux de guerre sophistiqués (frégates - destroyers) :  
750 à 900 heures-hommes/t (selon la taille)
- bateaux de guerre de grande taille et peu complexes (bateaux d'assaut) :

- 300 heures-hommes/t
- bateaux commerciaux complexes (car-ferry) :  
150 à 200 heures-hommes/t
- bateaux marchands (bateaux cargos) :  
75 à 150 heures-hommes/t

A titre comparatif, en 1992 au Japon, la productivité du chantier naval MHI de Kobe pour la construction d'un porte-conteneurs de 20.000t (DWT) était de 15 à 20 heures-hommes/tonne et la répartition des coûts était la suivante:

- \* Matériaux (acier, propulsion, équipements) : 50 à 60 %
- \* Main-d'oeuvre : 20 %
- \* Conception et frais généraux 20 à 30 %

Chalmers discute aussi du coût des connexions en fonction de leur conception. Il affirme que, généralement, l'assemblage le plus simple n'est ni le meilleur ni le moins coûteux. Pour lui, la connexion avec un simple gousset (Figure V.7.a) rapporté sur les âmes est coûteuse par la construction du gousset et de plus incertaine structurellement (problème d'alignement et de transmission des efforts). Chalmers préconise comme solution économique celle présentée à la figure V.7.b . Nous ne partageons pas son point de vue et nous pensons que c'est un calcul analytique des coûts qui doit conduire à la sélection de l'assemblage optimal (à résistance égale).

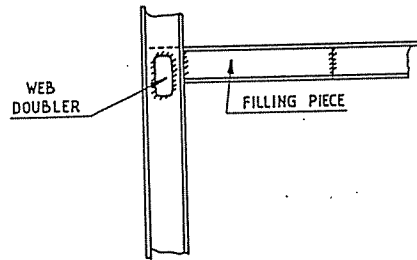
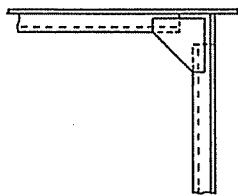
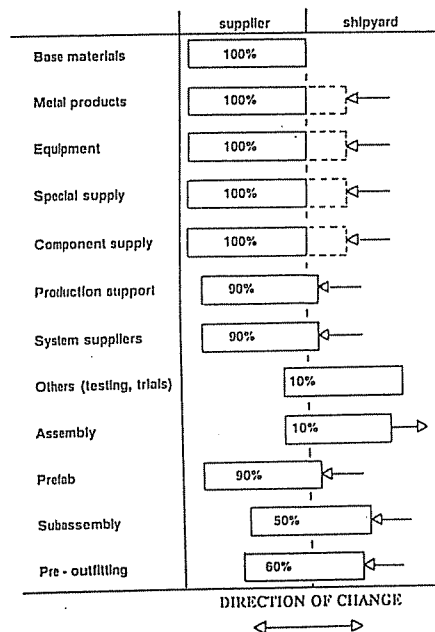


Figure V.7a :  
Connexion avec un simple gousset

Figure V.7b:  
Connexion autorisant une erreur d'alignement

* <b>MATERIALS</b> (increasing)		
- base materials	7%	
- metal products	6%	
- equipment	24%	
- special supply	3%	
- system suppliers	15%	
- component suppliers	3%	
- others	2%	
		60%
* <b>LABOR</b> (decreasing)		30%
* <b>CAPITAL CHARGES, SERVICES</b> (increasing)		10%
<b>TOTAL</b>		<b>100%</b>

Evolution de la structure des coûts pour des bateaux cargos (1996)



Evolution de la structure du travail avec l'accroissement du travail en sous-traitance (% du travail en sous-traitance)

Figure V.8 : Répartition des coûts [HE96]



Parmi les études traitant du lien entre la compétitivité des chantiers et les coûts de production, citons l'étude de Hengst et Koppies [HE96]. On y présente la répartition des coûts pour un bateau cargo construit en 1996 (Figure V.8). On y montre l'importance croissante que prend la sous-traitance et les auteurs donnent une idée de la tendance en matière de productivité (heures-hommes/tonne) (Figure V.9).

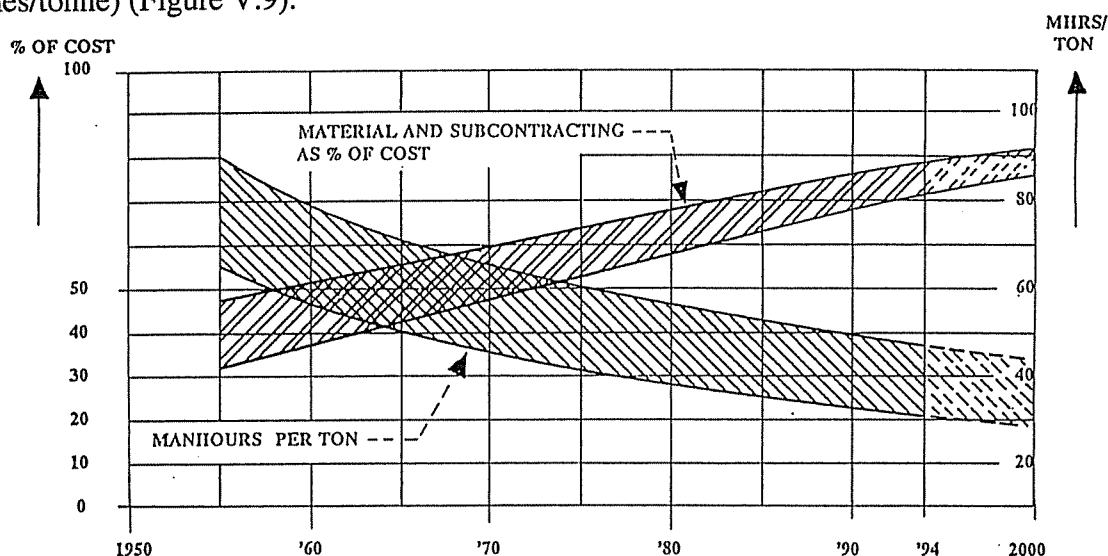


Figure V.9 : Evolution de la valeur ajoutée par rapport aux coûts des matériaux et de la sous-traitance . - Evolution de la productivité - [HE96]

Notons encore quelques travaux traitant des coûts de construction :

- L'impact des niveaux de tolérance structurelle (précision) sur les coûts de production est abordé par Rajasekera [RA95b].
- L'utilisation d'acier à haute résistance AE355 est devenue chose courante en construction navale ainsi que dans certaines structures terrestres (ports, bâtiments,...). Elle l'est moins en construction hydraulique mais cela devrait aussi changer.

Le recours à l'acier haute résistance permet de réaliser des économies de construction mais entraîne aussi des coûts d'entretien plus importants. Loseth et al. [LO92] ont réalisé une analyse coût/bénéfice pour une durée de vie de 20 ans, de bateau construit, en partie ou en totalité, avec de l'acier haute résistance.

- Jang et Soe [JA95a] présentent un modèle de calcul du coût de l'assemblage des renforts par soudure. Leur modèle prend en compte les coûts des matières premières destinées au soudage, la main-d'oeuvre, l'énergie électrique utilisée et le traitement thermique (pour limiter les imperfections initiales).
- En 1983, Kuo, Mac Callum et Shenoï [KU84b] présentent une méthodologie d'évaluation des coûts destinée à promouvoir l'intégration des paramètres liés à la production dès la conception et le dimensionnement. Ce modèle permet bien sûr d'évaluer les coûts de production mais s'applique particulièrement à la comparaison de conceptions différentes conçues par des techniques ou procédés de fabrication différents. On y note aussi l'intérêt d'inclure au sein de la fonction objectif les coûts d'exploitation et de maintenance.

Afin d'optimiser sur base du coût et du poids, Kuo propose une fonction objectif généralisée de la forme :

$$F = \alpha P/P_0 + (1-\alpha) C/C_0 \quad [V.15]$$

avec: F la fonction objectif généralisée

$\alpha$  une fonction de pondération ( $0 \leq \alpha \leq 1$ )

$\alpha = 1$  F correspond à la fonction poids

$\alpha = 0$  F correspond à la fonction coût

- C la fonction objectif coût
- $C_0$  la valeur initiale de la fonction objectif coût (C)
- P la fonction objectif poids
- $P_0$  la valeur initiale de la fonction objectif poids (P)

– Parmi les ouvrages traitant spécifiquement du problème du coût, citons encore : Staffurth [ST80] et Jelen [JE70]; ce dernier traitant du coût et de son optimisation.

### XV.4.3 La production

Il n'entre pas dans le cadre de cette étude de faire l'inventaire des techniques de management et de gestion des chantiers de construction métallique (chantiers navals ou autres). Néanmoins, il n'existe pas une frontière nette entre l'analyse des coûts de production utilisée pour la gestion globale d'un chantier et l'évaluation du coût requise pour optimiser la structure, sa conception et son mode de fabrication. Il est donc opportun de mentionner quelques travaux récents et intéressants visant à améliorer la gestion et la production dans les chantiers.

Okuwato et Matsuzaki [OK97] présentent une intéressante comparaison des techniques d'assemblage des panneaux raidis. La figure V.10 présente 4 modes conventionnels d'assemblage et la figure V.11 présente celui retenu par le chantier (MHI, Japon). Celui-ci a été retenu suite à une étude sur l'impact de la précision dans le mode de fabrication sur la production. En effet, les dirigeants de MHI avaient constaté que les travaux d'ajustement et de correction des erreurs survenues aux étapes antérieures occupaient une partie trop importante de la charge de travail. Ils avaient estimé entre 40 et 50 % le travail d'ajustement et de correction lors de l'assemblage final en cale sèche.

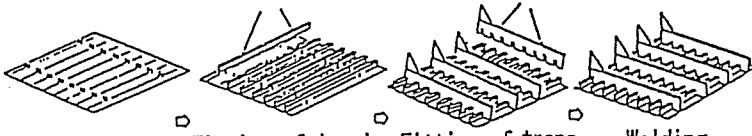
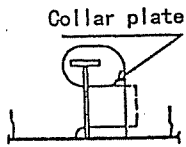
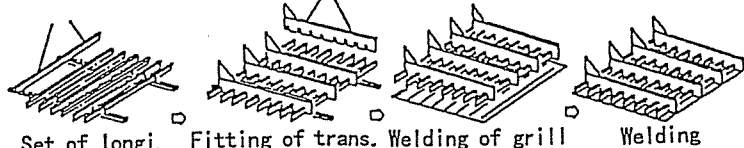
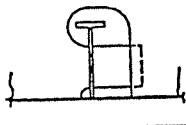
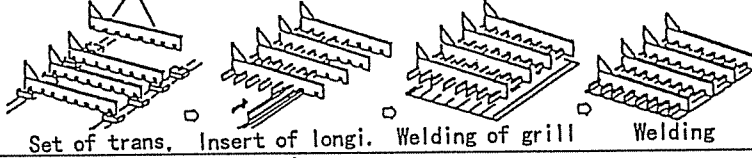
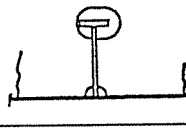
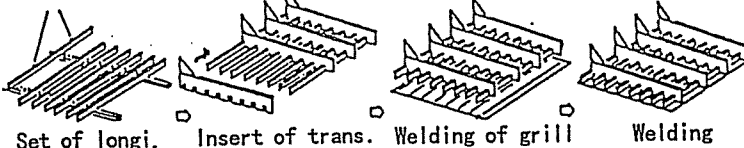
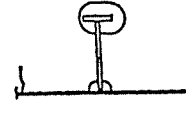
	Assembly method	Slot type
Panel assembling method	 <p>Preparation    Fitting of longi.    Fitting of trans.    Welding</p>	 <p>Collar plate</p>
Grill assembling method	 <p>Set of longi.    Fitting of trans.    Welding of grill    Welding</p>	
Longitudinals insert method	 <p>Set of trans.    Insert of longi.    Welding of grill    Welding</p>	
Transverses insert method	 <p>Set of longi.    Insert of trans.    Welding of grill    Welding</p>	

Figure V.10 : Procédures conventionnelles d'assemblage de panneaux raidis [OK97]

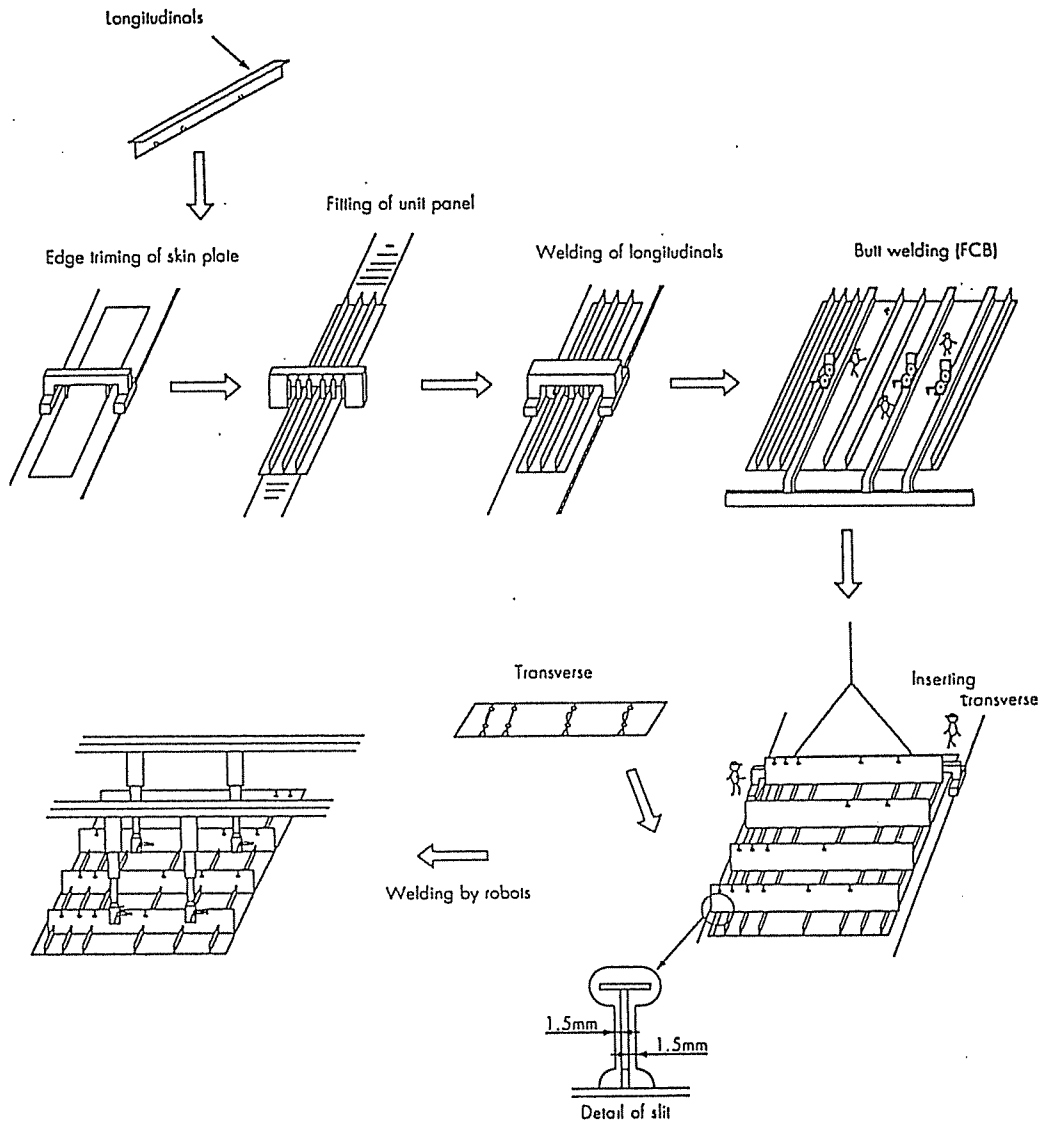


Figure V.11 :Nouvelle procédure d'assemblage - MHI «Slit Process» [OK97]

Robson [RO92] compare également sur base du coût quatre techniques de fabrication de panneaux raidis. Une description détaillée des modèles de simulation y est présentée.

De 1994 à 1997, la NAVY et un groupe de 5 chantiers américains ont développé en commun un modèle de coût appelé PODAC (Product-Oriented Design and Construction Cost Model) [EN98].

Les Américains comme les Japonais se sont rendus compte qu'un modèle performant de coût destiné à l'évaluation du coût de construction devait reposer sur une base de données aussi large que possible. Les données d'un seul chantier ne suffisent pas: il faut regrouper les données communes. Ainsi, les Japonais se sont accordés sur une année de référence à laquelle ils rapportent les coûts unitaires. Ils ont de cette manière défini un index de la construction navale.

Les objectifs du modèle PODAC sont :

- de permettre la prise en compte de changements dans les procédés de construction et dans les installations, et de ce fait, promouvoir l'apparition de techniques avancées de production;
- de permettre la circulation de données exactes et significatives provenant de l'analyse des coûts vers le concepteur, de la production vers la conception et vice versa (feedback);
- d'intégrer la subdivision des phases de construction dans le coût (breakdown).

La finalité de PODAC est d'abord de développer un outil de décision et d'optimisation de la planification de la construction sur base des coûts plutôt qu'un outil d'évaluation des coûts pouvant servir à un modèle d'optimisation structurelle.

Les travaux de Keane [KE93a] et de Wade et al. [WA97] s'inscrivent également dans le cadre du développement de PODAC.

En 1993, Gessis [GE93] présente un état de la question concernant le «Cost/Schedule Control» (C/CSC) dans la construction navale. L'objectif du C/CSC est le contrôle, lors de la construction, des coûts de production et de l'avancement des travaux pour s'assurer que les coûts estimés antérieurement (prévisions budgétaires) et la planification prévue sont respectés afin de pouvoir réagir et rectifier avant la fin de la construction.

La finalité du C/CSC n'est donc pas de prédire le coût mais de le contrôler et d'éviter les dérives. Néanmoins, prédire et contrôler ont de nombreux points communs qui sont :

- les coûts unitaires de production doivent être collectés et classés,
- une décomposition hiérarchique des travaux doit être exécutée,
- cette décomposition doit se faire jusqu'aux tâches unitaires élémentaires,
- ...

Notons aussi comme source d'informations de grande qualité, les travaux du comité V-8 de l'ISSC'97 qui traitent de la technologie de fabrication et de l'évolution des niveaux de production en fonction notamment du procédé de soudage utilisé [KU97].

Des études traitent également des coûts de production mais avec comme arrière-plan la gestion d'un chantier naval ou des études de marché pour l'industrie navale [ST95, RA89, GO65, ST00]. Ces études sont uniquement mentionnées à titre d'information car leur finalité n'est pas liée à la structure et à sa conception/dimensionnement.

Sladoljev [SL96a et b] présente un modèle de gestion moderne d'un site de production et une étude coréenne [LE96] propose un algorithme d'optimisation et de planification pour des grands chantiers.

Stott [ST95 et 97] étudie la compétitivité des chantiers et la stratégie commerciale des constructeurs. Birmingham et al [BI97] évaluent l'effet de stratégies différentes en matière d'évolution des technologies sur la productivité d'un chantier.

Bruce et Clark [BR92] discutent également des systèmes de mesure et d'évaluation de la productivité avec comme objectif l'amélioration des performances du site de production.

#### Quelques prix (1995) :

En 1995, 90 % du soudage est réalisé de manière automatique ou semi-automatique dans les grands chantiers au Japon (exemples : MHI à Nagasaki et Hitashi - Zosen à Ariaké). Les 10 % restant concernent principalement les parties avant et arrière ainsi que les travaux de parachèvement.

Le coût du design est de l'ordre de 15 % du coût du premier bateau. Ce coût peut bien sûr être étalé sur plusieurs bateaux en cas de commandes de plusieurs unités («sistership»).

- Coût du kg d'acier brut au Japon et en Corée :  
en 1995 : 55 Yen/kg ( $\pm$  17 FB/kg)
- Coût relatif de la main-d'oeuvre en 1995 :  
MdO Japon = 10 fois MdO Chine  
MdO Japon = 2 à 3 fois MdO Corée  
MdO Japon = 1,5 fois MdO Europe

- Coût d'une coque finie (gros oeuvre) (MHI - Nagasaki, Japon, 1995)

en 1985 : 200 Yen/kg ( $\pm 60$  FB/kg)

en 1995 : 250 Yen/kg ( $\pm 75$  FB/kg)

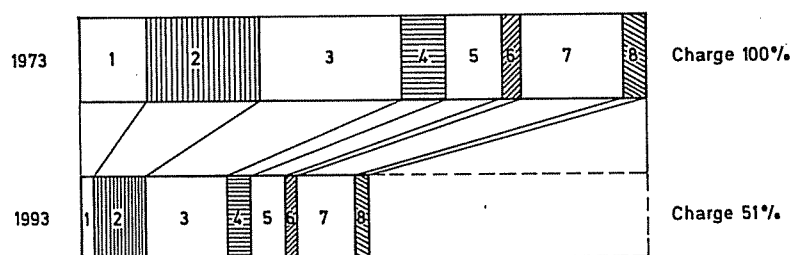
En 1992, en Indonésie, au chantier naval DP BAHIRI de Palembang, lors de la construction d'un ferry de 500 t (Gross tonnage) de 41 m de long sur 12 m de large :

- la main-d'oeuvre : 23 F/kg

- l'acier :  $\frac{10}{33}$  F/kg

#### Evolution de la productivité (entre 1973 et 1993)

Sur base d'une comparaison effectuée en 1973 et 1993, pour la construction d'un VLCC de 290 m dans le chantier d'Ariaké (Hitashi Zosen, Japon), la distribution et l'évolution de la charge de travail (heures-hommes) se présente comme suit (Tableau V.5):



	Activités	1973	1993	1993 ramené à 1973	Rapport 1973/1993	Gain
1	Découpe et formage	8,9	4,7	2,4 %	0,27	++
2	Assemblage	19,9	17,6	8,9 %	0,45	+
3	Soudage	29,3	28,1	14,2 %	0,48	+
4	Tuyauteries	6,8	8 %	4,1 %	0,60	-
5	Finition	10 %	11,8 %	6 %	0,60	-
6	Transport et échafaudages	3,6	3,7	1,9 %	0,53	~
7	Peinture	17,2	21,6	10,9 %	0,63	-
8	Autres	4,3	4,5	2,3 %	0,53	~
		<b>100 %</b>	<b>100 %</b>	<b>51 %</b>	<b>0,51</b>	

Tableau V.5 : Evolution de la répartition de la charge de travail.

On constate donc qu'en 20 ans la productivité a doublé, pour une charge de travail de 100 heures-hommes en 1973, elle n'était plus que de 51 heures-hommes en 1993.

Le gain de productivité n'est pas identique pour chaque activité. Le gain a surtout été sensible pour la découpe, le formage, le soudage et l'assemblage grâce à une forte automatisation. Par contre, là où les tâches manuelles restent plus importantes, le gain de productivité est moindre : tuyauteries, finition et peinture.

#### **XV.4.4 Les coûts d'exploitation**

Van Frachen [VA85] a établi une fonction objectif coût qui intègre les coûts des constructions mais aussi les coûts d'exploitation. Une telle fonction permet de prendre en compte la perte d'exploitation engendrée par la conception d'une structure trop lourde (poids propre). Elle prend également en compte les réparations imposées par la corrosion tout au long de sa vie économique. Par exemple, le modèle permet de déterminer s'il est préférable d'avoir des sur-épaisseurs initiales importantes et ainsi éviter les travaux de réparation ou s'il est plus judicieux d'alléger la structure pour accroître au maximum la charge utile. Ce modèle est intéressant car il ouvre la voie vers une optimisation structurelle sur base de la rentabilité globale du bateau et pas uniquement sur les coûts de fabrication.

## XV.5 MODELISATION DES FONCTIONS OBJECTIFS UTILISEES PAR LE MODELE LBR-5.

Présentons ici les deux fonctions objectifs de base retenues pour le modèle LBR-5 :

- une fonction objectif poids (§ XV.5.1),
- une fonction objectif coût (§ XV.5.2).

### XV.5.1 Fonction objectif Poids

La fonction objectif poids se définit aisément en fonction des variables de conception (épaisseur du bordé ( $\delta$ ), entredistances ( $\Delta$ ) et sections des renforts longitudinaux et transversaux ( $h,d,w,t$ ). Ainsi,  $F_p$ , la fonction objectif poids peut s'écrire, pour un panneau orthotrope, sous la forme :

$$F_p = \gamma \cdot L \cdot B \cdot \left[ \delta + \frac{(h.d + w.t)_x}{\Delta_x} + \frac{(h.d + w.t)_y}{\Delta_y} \right] \quad [V.16]$$

avec	L	= la longueur du panneau selon X (m),
	B	= la largeur du panneau selon Y (m),
	$\delta$	= l'épaisseur du bordé (m),
	$\gamma$	= le poids spécifique ( $N/m^3$ ),
	$(h,d,w,t)_x$	= les dimensions des âmes et des semelles des renforts selon X,
	$(h,d,w,t)_y$	= les dimensions des âmes et des semelles des renforts selon Y,
	$\Delta_x$	= l'entredistance entre deux renforts selon X,
	$\Delta_y$	= l'entredistance entre deux renforts selon Y,

Le calcul des sensibilités  $\frac{\partial F_p}{\partial X_i}$  peut aisément s'effectuer analytiquement à partir de l'équation V.16.

L'utilisation de la fonction objectif poids est particulièrement simple et aisée car elle ne nécessite pas la définition de paramètres complémentaires. Elle est donc particulièrement adaptée aux analyses comparatives. Pour des applications industrielles, il est par contre souhaitable de la remplacer par une fonction objectif coût.

### XV.5.2 Fonction objectif Coût - «MODULE COÛT»

Il a été expliqué au § XV.3.1 comment il convient d'établir le modèle coût associé à un site de production. Il ne semble toutefois pas possible de définir un modèle général, valable dans toutes les situations. C'est pourquoi, nous avons développé un modèle plus global, non spécifique à une unité de production, qui permet néanmoins de définir des tendances générales de l'optimum coût.

Notons qu'une recherche destinée à définir un modèle coût plus complet et compatible avec le modèle LBR-5 est en préparation au sein du département ANAST. Il n'a malheureusement pas été possible, au stade actuel, de l'inclure dans le modèle LBR-5 présenté ici.

Le modèle de coût (MODULE COÛT, cfr. § III.10.2), utilisé actuellement au sein du modèle LBR-5, comprend trois composants (Eq. V.17):

- $F_{MAT}$  : le coût des matériaux (tôles et profilés);
- $F_{CONS}$  : le coût des consommables nécessaires à l'assemblage (énergie, matériel de soudage,...);
- $F_{MDO}$  : le coût de la main-d'oeuvre utilisée pour la construction de la structure.

$$F_C = \text{fonction coût (en FB)}$$

$$F_C = F_{MAT} + F_{CONS} + F_{MDO} \quad [V.17]$$

### XV.5.2.1 Coût des matériaux : $F_{MAT}$

Le coût des matériaux s'obtient directement à partir de la fonction poids (Eq. V.16). Il suffit de multiplier chaque terme par le coût unitaire du matériau (tôle, profilé,...). Ainsi, à partir de l'équation V.16, on obtient :

$$F_{MAT} = \gamma \cdot L \cdot B \cdot \left[ \begin{array}{l} C_1 \cdot \delta \\ + C_2 \cdot \frac{(h.d + w.t)_X}{\Delta_X} \\ + C_3 \cdot \frac{(h.d + w.t)_Y}{\Delta_Y} \end{array} \right] \quad (\text{FB}) \quad [\text{V.18}]$$

avec  $C_1$  = coût au kg d'une tôle de  $\delta$  (mm),  
 $C_2$  = coût au kg des renforts longitudinaux,  
 $C_3$  = coût au kg des renforts transversaux.

Afin de prendre en compte une éventuelle variation du prix au kg des tôles en fonction de leur épaisseur, nous définissons le paramètre  $C_1$  comme suit :

$$C_1 = C_1^o \left[ 1 + \Delta C_1 (\delta - E_0) 10^3 \right] (\text{F/kg}) \quad [\text{V.19}]$$

avec  $C_1^o$  = coût au kg d'une tôle dont l'épaisseur est  $\delta = E_0$ ,  
 $E_0$  = l'épaisseur de référence à définir par l'utilisateur (en mm),  
 $\Delta C_1$  = variation en % du coût au kg ( $C_1^o$ ) entre une tôle d'épaisseur  $E_0$  et  $E_0+1$  mm.

Afin de prendre en compte la différence entre le prix des tôles et le prix des profilés standards [IPE, HEA,...], nous définissons les coefficients  $C_2$  et  $C_3$  de la manière suivante :

$$C_2 = C_1^o \left[ 1 + \alpha_X \cdot \Delta C_2 \right] (\text{FB/kg}) \text{ pour les lisses, carlingues et raidisseurs} \quad [\text{V.20}]$$

$$C_3 = C_1^o \left[ 1 + \alpha_Y \cdot \Delta C_3 \right] (\text{FB/kg}) \text{ pour les cadres, transversaux et aiguilles}$$

avec  $\alpha_X, \alpha_Y = 0$ , s'il s'agit de profilés reconstitués sur chantier. Dans ce cas, le coût du soudage pour fabriquer les renforts est considéré séparément (voir ci-après :  $P_4$  et  $P_5$ );

$\alpha_X, \alpha_Y = 1$ , s'il s'agit de profilés commerciaux standards;

$\Delta C_2, \Delta C_3$  = variation en % du coût au kg des renforts longitudinaux et transversaux par rapport au coût au kg de la tôle de référence ( $C_1^o$ ), ( $\Delta C_2, \Delta C_3 > 0$  ou  $< 0$ ).

En première approximation, on peut prendre pour  $\delta = E_0 = 10$  mm [VA85] :

$$C_1^o = 23 \text{ F/kg}$$

$$\Delta C_1 = -0,6 \%$$

$$\Delta C_2 = \Delta C_3 = -10 \% \text{ à } +10 \%$$

### XV.5.2.2 Coût des consommables : $F_{CONS}$

Le coût au mètre du soudage (énergie, gaz, électrodes, amortissement de l'équipement,...), main-d'oeuvre non comprise, est évalué par la formule suivante:

$$C_8 = C_8^o (1 + \Delta C_8) \quad (\text{FB/m}) \quad [\text{V.21}]$$

avec  $C_8^0$  = le coût au mètre des consommables pour le soudage d'une tôle d'épaisseur  $E_0$  (= épaisseur de référence) sur une tôle plus épaisse (exemple : soudage de l'âme et de la semelle d'un renfort). On suppose une soudure continue, des deux côtés du renfort (double cordon). En première approximation, l'épaisseur du cordon (gorge) est fixée 50 % de l'épaisseur de la tôle la plus mince.

$\Delta C_8$  = la variation en % du coût  $C_8^0$  entre une tôle  $E_0$  (mm) et  $E_0 + 1$  mm

On aura donc :

$$F_{CONS} = L \cdot B \cdot \left( \frac{2 - \alpha_X}{\Delta_X} + \frac{2 - \alpha_Y}{\Delta_Y} \right) \cdot C_8 \quad (\text{FB}) \quad [\text{V.22}]$$

Les coefficients  $C_8^0$  et  $\Delta C_8$  ont été définis avec le programme WELDCOST de calcul du prix de revient de la soudure (E.S.A.B. S.A.) du «Centre d'Etudes Wallon d'Assemblage et de Contrôle des matériaux» (CEWAC). Nous avons fait des simulations pour un soudage semi-automatique (GMAW) et pour un soudage manuel dit «à la baguette» (électrode enrobée). Dans l'absolu, le coût des consommables pour la fabrication des renforts est faible (Figure V.12) vis-à-vis du coût de la main-d'oeuvre (productivité en min/m) (Figure V.13).

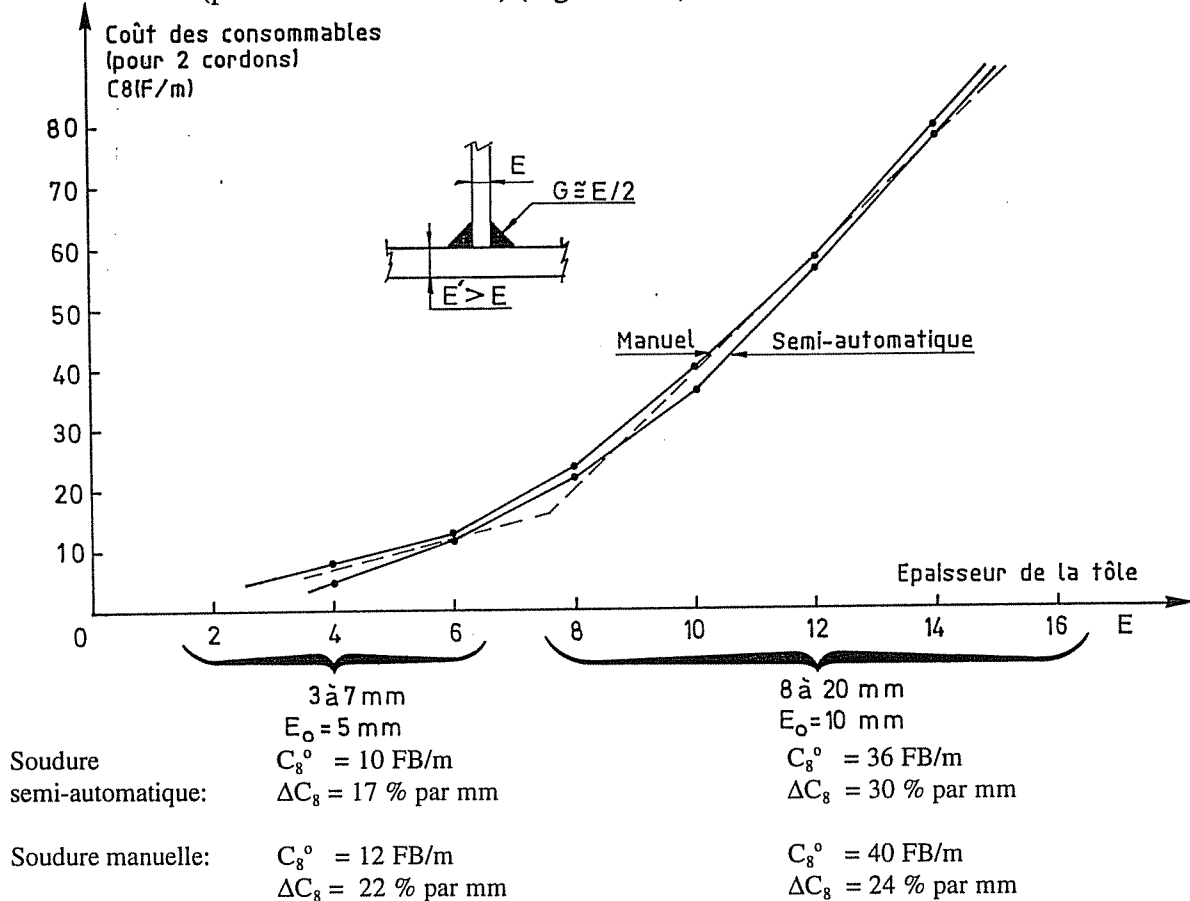


Figure V.12 : Coût des consommables pour le soudage d'un mètre de renforts (deux cordons).

En conséquence, nous proposons pour un double cordon (en première approximation) :

- pour des tôles de 3 à 7 mm :
  - $E_0$  = 5 mm comme épaisseur de référence,
  - $C_8^0$  = 11 F/m
  - $\Delta C_8$  = 20 % par mm
- pour des tôles de 8 à 20 mm :
  - $E_0$  = 10 mm comme épaisseur de référence,
  - $C_8^0$  = 38 F/m
  - $\Delta C_8$  = 25 % par mm



### XV.5.2.3 Coût de la main-d'oeuvre : $F_{MdO}$

C'est évidemment à ce niveau que l'incertitude est la plus grande, d'abord au niveau de l'estimation de la charge de travail (h-h) et ensuite du coût horaire (FB/h-h).

Ce coût horaire est défini dans le modèle LBR-5 par le rapport  $k$  (Eq. V.11) entre le prix unitaire de la main-d'oeuvre (F/h-h) et le prix unitaire des matériaux (F/t). Ce rapport varie de  $\pm 0,01$  à  $\pm 0,1$  lorsque le coût de la main-d'oeuvre varie de 250 F/h-h à 2500 F/h-h.

Un paramètre ( $\eta$ ) d'efficacité du site de production (Eq. V.12) peut aussi être précisé ( $0 < \eta \leq 1$ ). On obtient ainsi :

$$F_{MdO} = \eta \cdot k \cdot C_1^o \cdot MdO \quad [V.23]$$

avec  $MdO$  = la charge de travail (heures-hommes) (Eq. V.24).

$$MdO = L \cdot B \left[ \begin{array}{l} \frac{1}{\Delta_X} \cdot P_4 + \frac{1}{\Delta_Y} \cdot P_5 \\ + \frac{1}{\Delta_X \cdot \Delta_Y} (P_6 + \beta_X \cdot \beta_Y \cdot P_7) \\ + \frac{1 - \alpha_X}{\Delta_X} \cdot P_9(X) + \frac{1 - \alpha_Y}{\Delta_Y} \cdot P_9(Y) \\ + P_{10} \end{array} \right] \quad [V.24]$$

- avec  $P_4$  = la charge de travail par mètre de renforts longitudinaux soudés sur le bordé (h-h/m) = 0,6 à 1,2 h-h/m;
- $P_5$  = la charge de travail par mètre de renforts transversaux soudés sur le bordé (h-h/m) = 0,6 à 1,2 h-h/m;
- $P_6$  = la charge de travail pour effectuer les découpes et les travaux de liaison dus au croisement de deux renforts (h-h/intersection) = 0,2 à 0,6 h-h/pièce;
- $P_7$  = la charge de travail pour le placement d'un gousset au croisement de deux renforts (h-h/intersection) = 0,3 à 1,2 h-h/pièce;
- $\beta_X, \beta_Y$  = la proportion en % de renforts longitudinaux ( $\beta_X$ ) et transversaux ( $\beta_Y$ ) qui nécessitent la pose d'un gousset (exemple : 1 gousset, une lisse sur trois et sur chaque cadre :  $\beta_X = 0,33$ ;  $\beta_Y = 1,0$ );
- $P_9$  = la charge de travail par mètre de renforts reconstitués, fabriqués dans le site de production (h-h/m). N.B: Si  $\alpha_X$  et  $\alpha_Y = 1$  (Eq. V.20),  $P_9$  ne doit pas être défini;
- $P_{10}$  = la charge de travail par  $m^2$  pour constituer le bordé (h-h/m<sup>2</sup>). Il est classique de calculer cette charge de travail en fonction de l'épaisseur du bordé et du rapport du demi-périmètre d'une tôle constitutive du bordé ( $a \times b$ ) sur sa surface  $[(a+b)/(a-b)]$ . = 0,3 à 1,5 (h-h/m<sup>2</sup>).

Ces charges de travail se définissent comme suit :

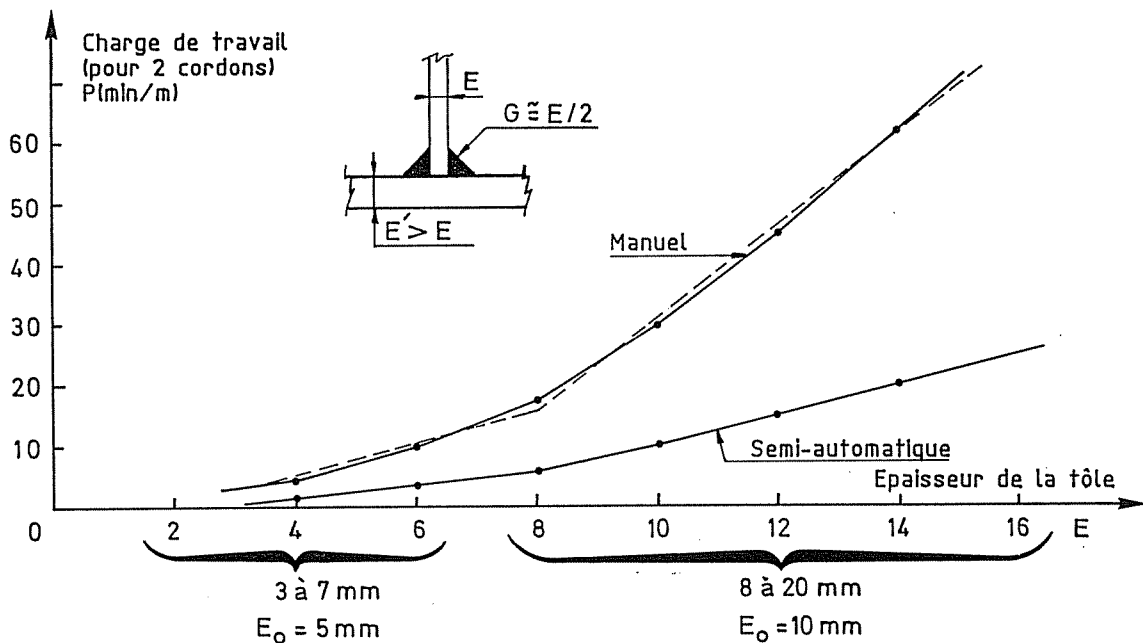
$$\begin{aligned} P_4 &= P_4^o \left[ 1 + (d_X - E_o) \cdot 10^3 \cdot \Delta P_4 \right] \\ P_5 &= P_5^o \left[ 1 + (d_Y - E_o) \cdot 10^3 \cdot \Delta P_5 \right] \\ P_9(X) &= P_9^o \left[ 1 + (d_X - E_o) \cdot 10^3 \cdot \Delta P_9 \right] \\ P_9(Y) &= P_9^o \left[ 1 + (d_Y - E_o) \cdot 10^3 \cdot \Delta P_9 \right] \end{aligned} \quad [V.25]$$

- avec  $d_X, d_Y$  = l'épaisseur des âmes, selon X et Y;
- $P_4^o, P_5^o$  et  $P_9^o$  = la charge de travail  $P_4, P_5, P_9$  correspondant à l'épaisseur de référence ( $E_o$ ) (h-h/m) = 0,6 à 1,2 h-h/m;
- $\Delta P_4, \Delta P_5, \Delta P_9$  = la variation en %, par mm de  $d$ , de la charge de travail  $P_4^o, P_5^o$  et  $P_9^o$ .

$$P_{10} = P_{10}^{\circ} [1 + (\delta - E_0) \cdot 10^3 \cdot \Delta P_{10}] \quad [V.26]$$

- avec  $\delta$  = l'épaisseur du bordé;  
 $P_{10}^{\circ}$  = la charge de travail par m<sup>2</sup> pour assembler un bordé dont l'épaisseur est  $\delta = E_0$  (h-h/m<sup>2</sup>).  
 $\cong 0,2$  à  $0,5$  h-h/m<sup>2</sup> [WI86]  
 $\cong 1$  h-h/m<sup>2</sup> (tôles de  $6 \times 3$  m [VA84]);  
 $\Delta P_{10}$  = la variation en %, par mm de  $\delta$ , de la charge de travail de  $P_{10}^{\circ}$ .  
 $\cong 7\%$  [VA84].

Les définitions précédentes des charges de travail ( $P_4^{\circ}$ ,  $P_5^{\circ}$ ,  $P_6^{\circ}$ ,  $P_7^{\circ}$ ,  $P_9^{\circ}$  et  $P_{10}^{\circ}$ ) sont accompagnées de valeurs moyennes mentionnées dans la littérature [WI86, RA91a]. Par contre, la détermination de leur variation (sensibilité) en fonction de l'épaisseur des tôles ( $\Delta P_4$ ,  $\Delta P_5$ ,  $\Delta P_9$  et  $\Delta P_{10}$ ) est beaucoup plus difficile à établir avec fiabilité. Néanmoins, avec le programme WELDCOST (§XV.5.2.2), il a été possible de quantifier l'ordre de grandeur de ces paramètres en évaluant avec précision la charge de travail relative au soudage (Figure V.13).



Soudure semi-automatique :	P = 2 min/m	P = 10 min/m
	ΔP = 32 % par mm	ΔP = 25 % par mm
Soudure manuelle:	P = 8 min/m	P = 31 min/m
	ΔP = 29 % par mm	ΔP = 20 % par mm

Figure V.13 : Variation de la main-d'oeuvre en fonction des tôles à assembler (deux cordons).

A titre comparatif, les figures V.14a et b présentent les charges de travail utilisées par Van Frachen [VA85] pour définir une formulation analytique des coûts de construction. Ces données proviennent d'un chantier de grande taille (1985).

La comparaison entre la figure V.13 et la figure V.14b montre combien sont grandes les fluctuations de productivité en fonction de leur source: ainsi, la charge de travail pour le soudage manuel d'un renfort de 15 mm d'âme varie de 20 min à 60 min selon la source. La différence n'est sans doute pas à trouver dans le rendement du soudeur mais dans la définition de la charge de travail considérée. Dans le temps de soudage, il faut y inclure les changements d'électrode, l'amorçage, ..., et pas uniquement le soudage effectif. Notons que les calculs effectués avec le programme WELDCOST ont été établis sur base d'un temps de soudage effectif de 30 % en semi-automatique et de 25 % en manuel.

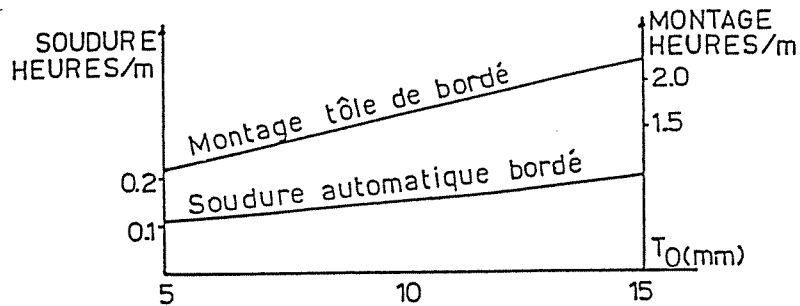


Figure V.14a : Nombre d'heures, par mètre de liaison, exigées par le montage et la soudure de la tôle de bordé [VA85].

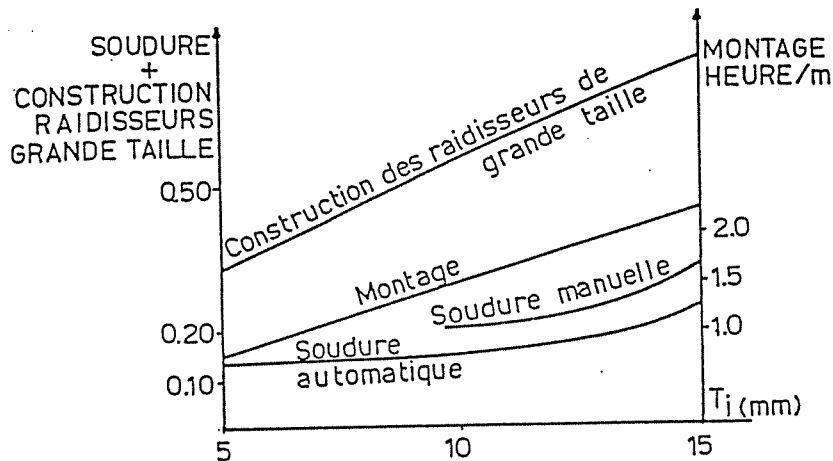


Figure V.14b : Nombre d'heures, par mètre de liaison, exigées par le montage et la soudure des raidisseurs et la construction des raidisseurs de grande hauteur d'âme [VA85].

#### XV.5.2.4 Sensibilités de la fonction objectif coût

La fonction objectif coût (Eq. V.17) étant une fonction analytique des variables de conception, le calcul des sensibilités a donc également été réalisé analytiquement et introduit au sein du module coût afin de fournir les sensibilités requises  $\left(\frac{\delta F(XI)}{\delta XI}\right)$  au module d'optimisation CONLIN.

## XV.6 CONCLUSIONS

L'idée d'optimiser sur base du coût n'est bien sûr pas une idée nouvelle. De multiples études, surtout concernant les structures maritimes et navales, ont été publiées sur le sujet.

Nous avons présenté un état de la question et une analyse de la littérature qui montrent le manque chronique d'évaluations objectives des coûts structuraux de construction. La mesure et l'estimation des temps et des coûts de fabrication restent donc un domaine insuffisamment couvert par la littérature scientifique. Afin d'intégrer ce concept et surtout les coûts unitaires recueillis sur le terrain, il faut développer des modèles de calcul des temps et des coûts de construction en y intégrant des estimations objectives des différentes phases et tâches de construction.

# **PARTIE VI**

## **LES APPLICATIONS**

( )

( )

**PARTIE VI****LES APPLICATIONS**

L'objectif de cette partie est de mettre en application les modèles développés dans le cadre de cette étude et présentés aux parties précédentes II, III, IV et V.

- Le chapitre XVI est consacré à la validation du module LBR-4 destiné à l'analyse élastique des structures prismatiques raidies.
- Le chapitre XVII démontre la qualité du calcul des sensibilités nécessaires au module d'optimisation CONLIN. Sur base de quelques exemples, les valeurs obtenues par le calcul analytique direct des sensibilités (§ IX) est comparé à un calcul par différences finies. L'objectif de cette comparaison est de valider les développements réalisés.
- Le chapitre XVIII traite de la validation du logiciel LBR-5 qui intègre le module d'analyse (LBR-4) et l'algorithme mathématique d'optimisation (CONLIN). Le but de ce chapitre est de montrer le bon fonctionnement du programme, soit par l'analyse de quelques cas simples, soit par comparaison avec d'autres études.
- Le chapitre XIX présente des exemples d'optimisation réalisée avec le logiciel LBR-5 qui intègrent les fonctions objectifs poids et coût, à savoir : une porte d'écluse flottante et une barge offshore FSO.

( )

( )

## **CHAPITRE XVI : VALIDATION DU MODULE LBR-4**

Le bon fonctionnement du module LBR-4 a été démontré antérieurement [RI89a]. Il a aussi été utilisé à de nombreuses reprises pour le dimensionnement de structures hydrauliques (vannes de barrages mobiles, portes d'écluses, pont-canal, barrières marées tempêtes,... [RI89c, d et e, 90a et b, 92a]) ainsi que pour l'étude de structures navales (ponton flottant, catamaran, barge,... [RI89b, 92b]).

L'objet principal de cette étude n'étant pas le développement du module LBR-4 mais plutôt son intégration dans un modèle d'optimisation, nous nous limiterons ici à la présentation d'un seul test de validation. Il s'agit d'une analyse comparée qui montre clairement que, dans son domaine d'applications, le module LBR-4 est aussi fiable que la majorité des programmes d'éléments finis. En ce qui concerne l'exemple traité, la facilité et la rapidité d'utilisation sont une nouvelle fois mises en évidence.

Le nombre de degrés de liberté requis par les dix analyses (FEM) varie entre 819 et 30816 et est, en moyenne, de +/- 4000 ddl. Par comparaison, seuls 6 panneaux et l'équivalent de 48 ddl sont nécessaires avec le module LBR-4. Le rapport entre LBR-4 et les FEA est de 1 à 100.

Cette analyse comparée a été réalisée par onze scientifiques d'instituts différents (Italie, Angleterre, Finlande, Norvège, Canada, Croatie, USA, Japon, Chine et Belgique) [SU96b]. A l'exception de l'analyse effectuée avec LBR-4, toutes les autres analyses ont été réalisées avec des programmes d'éléments finis dont ANSYS et NASTRAN sont peut-être les plus connus. Le maillage, le type d'éléments et les conditions aux limites ont été définis librement par chaque participant sur base des plans de la structure.

La figure VI.1 et le tableau VI.1 présentent, respectivement, la structure étudiée et les résultats de l'analyse comparée. Il s'agit d'un bateau citerne de 88 000 tonnes ( $L = 231$  m,  $B = 39,4$  m,  $D = 18,7$  m,  $T = 13,9$  m, et  $C_b = 0,81$ ).

L'objectif est de calculer pour un chargement donné :

- la déformée de la muraille à la jonction des membrures FR72 et SL16,
- la contrainte ( $\sigma_x$ ) dans la semelle de la lisse SL16 à l'intersection avec le cadre FR72,
- la contrainte ( $\sigma_y$ ) dans la semelle du cadre FR72 à l'intersection avec la lisse SL15.

Ces valeurs sont données dans les trois dernières colonnes du tableau VI.1.

La comparaison des résultats montre une dispersion importante qui ne devrait cependant pas étonner les spécialistes des éléments finis.

En ce qui concerne LBR-4, on constate que les valeurs obtenues (1,69 mm ; 27,1 et 52,7 MPa) sont assez proches de la moyenne des autres analyses (1,53 mm ; 22,0 et 52,7 MPa). Il ne s'agit bien sûr pas là d'une garantie d'exactitude mais cela confirme que les résultats obtenus avec LBR-4 sont comparables à ceux fournis par d'autres méthodes.

Un enseignement de cette étude a été de rappeler l'importance de prendre en compte la déformation à l'effort tranchant des porques (membrures verticales des cadres). La hauteur de l'âme des porques est de 1,99 m et leur portée de 7,65 m (soit un rapport de 1 à 3,8). Dans ce cas, la déformation à l'effort tranchant représente 77 % de la déformation totale.



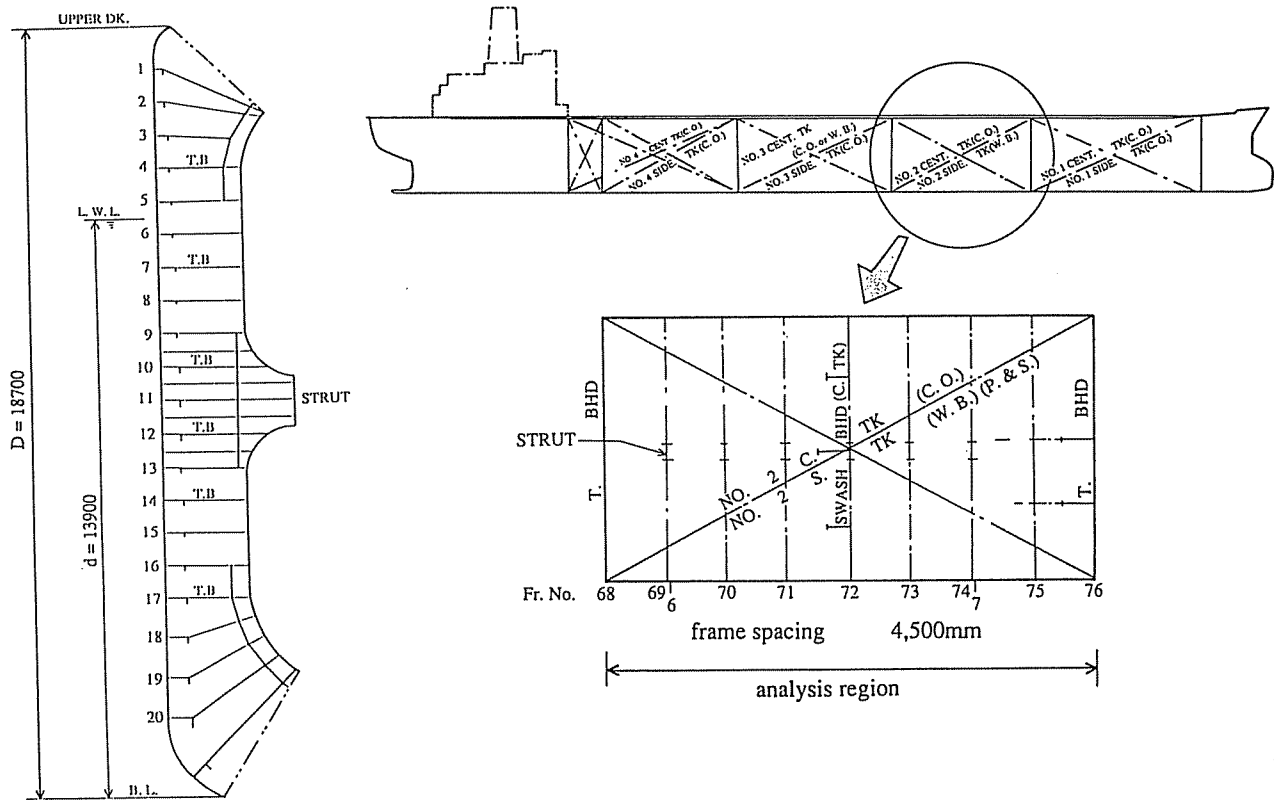


Figure VI.1 : Définition de la structure de la muraille d'un compartiment d'un bateau citerne

Contribution	Modeling			Software		Total d.o.f.	Phase-1 results		
	Side shell	Longitudinals	Frames	Solver	Pre-post		w (mm)	$\sigma_r$ (MPa)	$\sigma_l$ (MPa)
(1)	beam	beam	beam	ESTASY	MENTAT	932	1.29	15.1	-52.7
(2)	shell	beam (grillage)	shell + bar	LUSAS	MYSTRO	1513 (nodes)	1.28	15.1	-53.3
(3)	shell	beam	beam	SHIPFEM	PATRAN	6948	1.47	31.1	-36.5
(4)	shell	shell/beam	shell	SESAM	PREFEM POSTFEM	30816	1.87	18.4	-78.5
(5)	shell	beam	shell + bar/ beam	VAST	VASTG	819 (half model)	1.61	25	-92
(6)	shell	shell + bar	shell + bar	SESAM	PREFEM POSTFEM	2898	1.21	18.1	-25.9
(7)	shell	shell	shell	COSMIC/ NASTRAN		(4000QUAD-4 elements)	—	—	—
(8)	shell	beam	beam	MSC/ NASTRAN (PC-version)		3397 (half model)	1.60	26.5	-49.5
(9)	shell	beam	beam	ANSYS	PATRAN	4800	1.58	23.8	-46.1
(10)		special stiffened elements		LBR-4		48 (6 elements)	1.69	27.1	-52.7
(11)	shell	beam	shell + beam	MSC/ NASTRAN	I-DEAS	4029	1.82	25.3	-39.6

Tableau VI.1 : Résultats comparatifs du calcul de l'état de contraintes et de la déformation de la muraille [SU96b]

## **CHAPITRE XVII: VALIDATION DU CALCUL DES SENSIBILITES**

L'algorithme mathématique d'optimisation CONLIN nécessite la connaissance des sensibilités : dérivées premières des fonctions objectifs ( $F(X)$ ) et des restrictions ( $C(X)$ ) par rapport aux variables de conception. Ces sensibilités sont nécessaires pour réaliser les approximations convexes de ces fonctions  $F(X)$  et  $C(X)$ . Une erreur sur ces sensibilités est préjudiciable pour la convergence du processus d'optimisation car cela conduit à remplacer la fonction réelle  $F(X)$  par une approximation erronée  $\tilde{F}(X)$ .

En pratique, à l'exception de quelques cas élémentaires, il n'est pas possible de connaître a priori les sensibilités. Afin de valider le calcul analytique des sensibilités présentées à la partie IV ci-avant, nous avons comparé les valeurs obtenues avec celles résultant d'un calcul par différences finies.

Trois cas seront abordés :

- Le cas d'un panneau unique modélisant une coque orthotrope de  $180^\circ$  d'ouverture soumise à une pression uniforme (§ XVII.1).
- Le cas d'une structure en caisson composée de panneaux orthotropes plaques et coques (§ XVII.2).
- Le calcul de la résistance ultime d'ensemble d'une poutre caisson composée de 4 panneaux orthotropes modélisant d'une façon simplifiée le maître couple d'un bateau, la section transversale d'un barrage mobile ou d'une barrière marée-tempête (§ XVII.3).

### **XVII.1 CALCUL DES SENSIBILITES D'UN PANNEAU ORTHOTROPE CYLINDRIQUE**

Le panneau orthotrope est l'élément de base du module LBR-4. Il peut s'agir de coque cylindrique ou de plaque. Le cas des plaques est en fait traité comme un cas particulier du cas général qu'est la coque cylindrique.

A titre d'exemple, nous avons considéré à la figure VI.2 une coque cylindrique ( $R=5$  m), d'ouverture de  $180^\circ$  et de grande longueur ( $L=100$  m). Ce demi-cylindre est appuyé en ses deux extrémités ( $X=0$  et  $X=100$  m) et les deux génératrices ( $\varphi=0$  et  $\varphi=180^\circ$ ) sont supposées articulées ( $u=v=w=0$  et  $M_\varphi=0$ ).

Ce panneau est raidi par trois niveaux de renforts (Figure VI.2) :

- des lisses (raidisseurs) longitudinales de petite taille,
- des cadres transversaux,
- une traverse centrale (carlingue).

Variables	Raid. (mm)	Cadre (mm)
<u>Profilés</u>		
h	50	250
d	6	6
w	30	100
t	10	6
$\Delta$	1000	2000
<u>bordé</u>		
$\delta$	8	

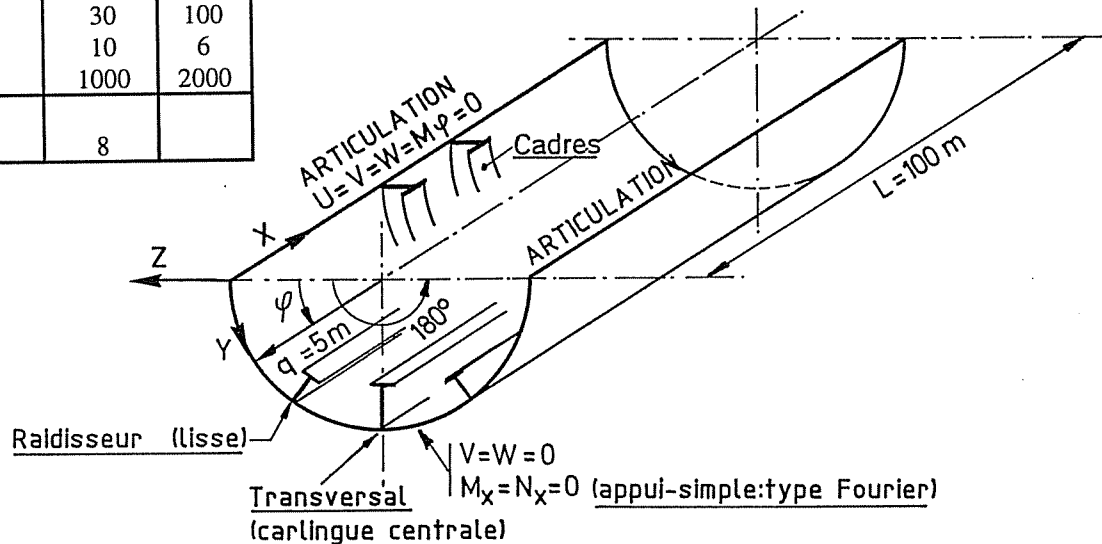


Figure VI.2 : Une coque cylindrique formant un demi-cylindre

L'objectif est de vérifier les sensibilités correspondant à un tel panneau (coque). Pour évaluer ces sensibilités, il faut sélectionner les variables de conception qui, dans le cas présent, sont au nombre de 9 ( $\delta$ ,  $(h,d,w,\Delta)_{cadre}$ ,  $(h,d,w,\Delta)_{raid}$ ).

Pour cette vérification, nous en avons retenu deux :

- $\delta$ , l'épaisseur du bordé,
- $h_\varphi$ , la hauteur de l'âme des cadres transversaux.

En toute généralité, le module LBR-5 évalue analytiquement les variables suivantes et leurs sensibilités.

- $u, v, w$ ,
  - $\sigma_c$  bordage,
  - $\sigma_c$  aig (JAS, JAB, SEM),
  - $\sigma_c$  raid (JAS, JAB, SEM),
  - $\sigma_c$  trav (JAS, JAB, SEM)
- en  $x = 0$  et  $x = L/2$ , les extrémités à mi-portée du tronçon prismatique étudié;  
et  $\varphi = \varphi_1 \dots \varphi_{10}$ , les coordonnées selon  $\varphi$  fixées par l'utilisateur;  
pour chaque panneau et chaque variable de conception (1 à 9).

Il n'est pas possible de présenter ici la vérification des sensibilités de toutes ces variables (déplacements, contraintes,...). En conséquence, nous nous limiterons à un nombre significatif de vérifications qui couvre l'entièreté de la gamme des sensibilités utilisées.

Les variables retenues sont :

- u, v et w,
- $\sigma_c$  bordé en  $x = L/2$  et  $\varphi = 90^\circ$ ,
- $\sigma_c$  raid (JAB) en  $x = 0$  (prépondérance de l'effort tranchant),
- $\sigma_c$  raid (semelle) en  $x = L/2$  (prépondérance de la flexion),
- $\sigma_c$  trav (JAB) en  $x = 0$  (effort tranchant),
- $\sigma_c$  trav (semelle) en  $x = L/2$  (flexion),
- $\sigma_c$  cadre (semelle) en  $\varphi = 90^\circ$  (flexion),
- $\sigma_c$  cadre (JAS) en  $\varphi = 0^\circ$  (effort tranchant).

Les résultats de la comparaison entre les sensibilités obtenues avec LBR-5 et par différences finies sont repris au tableau VI.2. On y constate un très bon accord qui, pour l'exemple traité, valide le calcul des sensibilités.

Fonctions	Point de calcul $\varphi$ (degré)	valeur de la fonction	$\delta F/\delta XI$ , sensibilités			
			$XI = \delta$ (m)		$XI = H_{\text{âme}}$ cadre (m)	
			LBR-5 (analytique)	Différences finies ( $\Delta X/XI = 1,23\%$ )	LBR-5 (analytique)	Différences finies ( $\Delta X/XI = 0,4\%$ )
<b>Déplacements</b>			<b>(mm)</b>			
u (X = 0)	90 °	-0,2817	+31,5 $10^{-3}$	-29,5 $10^{-3}$	+0,625 $10^{-3}$	+0,601 $10^{-3}$
v (X = L/2)	30 °	0,1787	-17,0 $10^{-3}$	-14,4 $10^{-3}$	-2,591 $10^{-3}$	-2,783 $10^{-3}$
w (X = L/2)	30 °	-2,703	+294,8 $10^{-3}$	-294,6 $10^{-3}$	+7,14 $10^{-3}$	+6,58 $10^{-3}$
<b>Contraintes</b>			<b>(N/mm<sup>2</sup>)</b>			
$\sigma_c$ bordé (X = L/2)	90 °	59,86	-6404	-6341	-17,8	-17,5
$\sigma_c$ raid JAB (X = 0)	0 °	0,068	-7,84	-7,76	-0,225	-0,219
$\sigma_c$ raid sem (X = L/2)	0 °	1,861	-208,0	-195,2	-4,02	-3,86
$\sigma_c$ trav JAB (X = 0)	0 °	0,042	-4,7	-4,41	-0,086	-0,082
$\sigma_c$ trav sem (X = L/2)	0 °	1,863	-207,5	-195,1	-3,68	-3,48
$\sigma_c$ cadre sem (X = L/2)	90 °	80,765	-8595	-8430	-47,6	-51,3
$\sigma_c$ cadre JAS (X = L/2)	0 °	11,47	-1477	-1462	+36,2	+35,8

Tableau VI.2 : Calcul comparatif des sensibilités dans le demi-cylindre

## XVII.2 CALCUL DES SENSIBILITES D'UNE STRUCTURE EN CAISSON

La structure choisie (figure VI.3) est composée de trois panneaux plans orthotropes (plaques) et d'un panneau cylindrique similaire à celui de l'exemple précédent (Figure VI.2). Cette fois, le panneau cylindrique est un élément composant la structure. Le pont et les murailles sont modélisés par des plaques orthotropes et le fond par cet élément cylindrique.

Vu la symétrie, la modélisation requiert trois panneaux. A chaque panneau sont associées 9 variables de conception. En vue de l'optimisation du dimensionnement de cette structure, les restrictions à prendre en compte portent aussi bien sur les déformations que sur les contraintes. Pour chaque restriction, le module LBR-5 évalue 27 sensibilités.

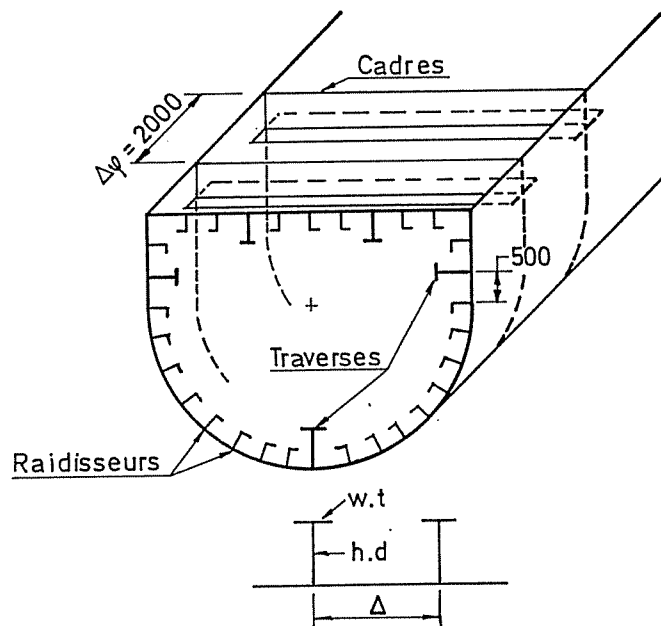
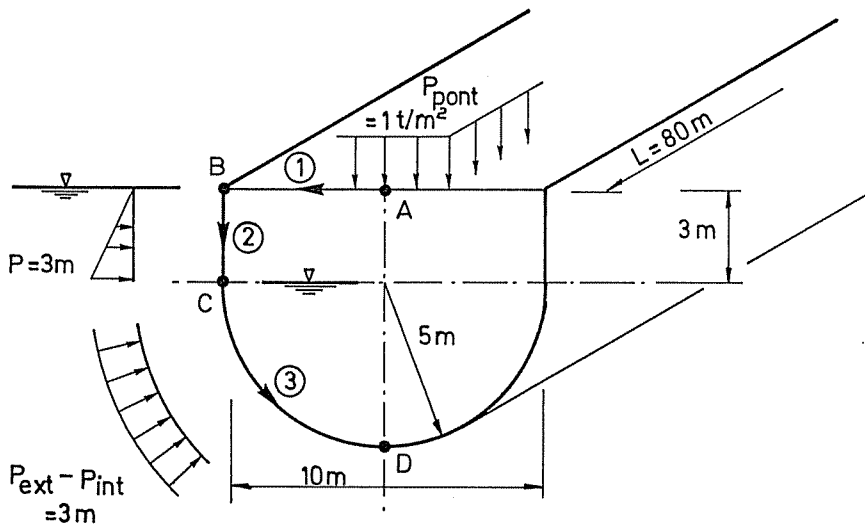
Vérifions-en quelques-unes :

**- Restrictions :**

- flèche relative au milieu du pont ( $W_A - W_B$ )
- flèche d'ensemble ( $W_B$ )
- $\sigma_c$  (point B) dans le bordé en  $z = \delta/2$
- $\sigma_c$  (point A) JAS, cadre
- $\sigma_c$  (point A) SEM raid
- $\sigma_c$  (point D) SEM trav

**Variables de conception :**

- Pont :**
- n° 1  $\delta$
  - n° 2  $h_\phi$
  - n° 6  $h_x$
- Muraille :**
- n° 1  $\delta$
  - n° 3  $d_\phi$
  - n° 7  $d_x$
- Fond :**
- n° 1  $\delta$
  - n° 4  $w_\phi$
  - n° 5  $\Delta_x$



<b>Traverses</b> (mm)	<b>Cadre</b> (mm)	<b>Raid.</b> (mm)
h : 350	$h_\phi$ : 350	$h_x$ : 100
d : 10	$d_\phi$ : 8	$d_x$ : 8
w : 150	$w_\phi$ : 150	$w_x$ : 60
t : 14	$t_\phi$ : 12	$t_x$ : 8
	$\Delta_\phi$ : 2000	$\Delta_x$ : 500
<b>bordé (<math>\delta</math>) :</b>		8 mm

Figure VI.3 : Structure en caisson composée de plaques et de coques orthotropes

Le tableau VI.3 reprend les sensibilités calculées respectivement par LBR-5 et par différences finies, pour les 6 restrictions et les 9 variables de conception. Son examen montre que la concordance entre les résultats des 2 approches est bonne. Toutefois, certains écarts existent. Ils sont observés pour les sensibilités les plus faibles c'est-à-dire celles pour lesquelles une légère imprécision n'aura que peu, ou pas du tout d'influence sur la convergence du processus d'optimisation.

Notons que même pour les sensibilités les plus faibles (rapport 1 à 1000), le signe des sensibilités est toujours correct. Cela garantit l'exactitude du sens de variation (croissance ou décroissance) des variables de conception.

L'origine des écarts enregistrés entre LBR-5 et les différences finies n'a pas pu être établie. Il est probable que ces écarts trouvent en partie leur origine dans la précision du calcul analytique du modèle LBR-5. En effet, l'évaluation de certaines variables résulte de la différence de grands nombres assez proches (ex:  $194398, 69306-194398, 69294=0,00012$ ).

Sensibilités : $\delta C(XI)/\delta XI$							
Restrictions C(XI)	$W_B$		$W_A-W_B$		$\sigma_c$ (pt B) bordé		$\Delta XI/XI$
Valeur de C	0,17 m		0,019 m		142,55 N/mm <sup>2</sup>		
XI	LBR-5	Diff. finies	LBR-5	Diff. finies	LBR-5	Diff. finies	(en %)
<b>Pont</b>							
$\delta$	-3,93	-3,91	0,85	0,84	-8974	-8910	1,2
$h_o$	-0,0651	-0,0646	-0,0125	-0,0148	-71,8	-71,1	2,9
$h_x$	-0,048	-0,047	-0,0090	-0,0087	-99,1	-98,	10
<b>Muraille</b>							
$\delta$	-1,63	-1,62	-0,15	-0,14	-1741	-1740	1,2
$d_x$	-0,137	-0,14	+0,329	+0,33	-117,2	-120,	1,2
$d_o$	-0,162	-0,17	-0,034	-0,03	-397	-400,	1,2
<b>Fond</b>							
$\delta$	-7,28	-6,36	-1,427	-1,2	-1175	-910	1,2
$w_o$	-0,081	-0,048	-0,0102	-0,0036	-52,6	-34,5	7
$\Delta_o$	+0,0089	+0,0054	+0,0011	0,0005	+5,7	3,8	1

Sensibilités : $\delta C(XI)/\delta XI$							
Restrictions C(XI)	$\sigma_c$ (pt A) JAS cadre		$\sigma_c$ (pt A) SEM Raid		$\sigma_c$ (pt D) SEM Trav		$\Delta XI/XI$
Valeur de C	82,7 N/mm <sup>2</sup>		127,4 N/mm <sup>2</sup>		161,9 N/mm <sup>2</sup>		
XI	LBR-5	Diff. finies	LBR-5	Diff.finies	LBR-5	Diff.finies	(en %)
<b>Pont</b>							
$\delta$	-3908	-3903	-6972	-6930	-1104,8	-1080	1,2
$h_o$	+369,	349,8	-60,2	-59,5	-55,7	-55,3	2,9
$h_x$	-71,9	-70,0	-163,6	-162,2	-8,7	-8,5	10
<b>Muraille</b>							
$\delta$	-1173	-1169	-1676	-1670	-26,2	-25	1,2
$d_x$	+1637	+1631	-189,4	-190	-113,3	-115	1,2
$d_o$	-268	-269	-389	-390	+38,0	36	1,2
<b>Fond</b>							
$\delta$	-7536	-6378	-615,5	-420	-124,4	-106,8	1,2
$w_o$	-60,3	-22,8	-47,4	-31,5	-112,4	-62,3	7
$\Delta_o$	+6,5	+2,5	+5,1	+3,5	12,6	7,2	1

Tableau VI. 3 : Résumé comparatif du calcul des sensibilités d'une structure en caisson

### XVII.3 CALCUL DES SENSIBILITES DE LA RESISTANCE ULTIME D'ENSEMBLE D'UNE POUTRE CAISSON.

Un module de calcul de la résistance ultime d'ensemble de la poutre navire a été développé au sein du modèle LBR-5 (voir § XIV.7.6).

Afin de prendre en considération cette résistance ultime d'ensemble au niveau des restrictions que le processus d'optimisation doit respecter, il faut disposer des sensibilités relatives à cette résistance. Ce calcul est présenté au § XIV.8.2.

Vérifions par un exemple l'exactitude de ces développements.

Prenons l'exemple du maître couple d'un bateau de 350 t ( $\pm 3500$  kN) utilisé au Bangladesh dont les dimensions sont définies à la figure VI.4.a [RA92].

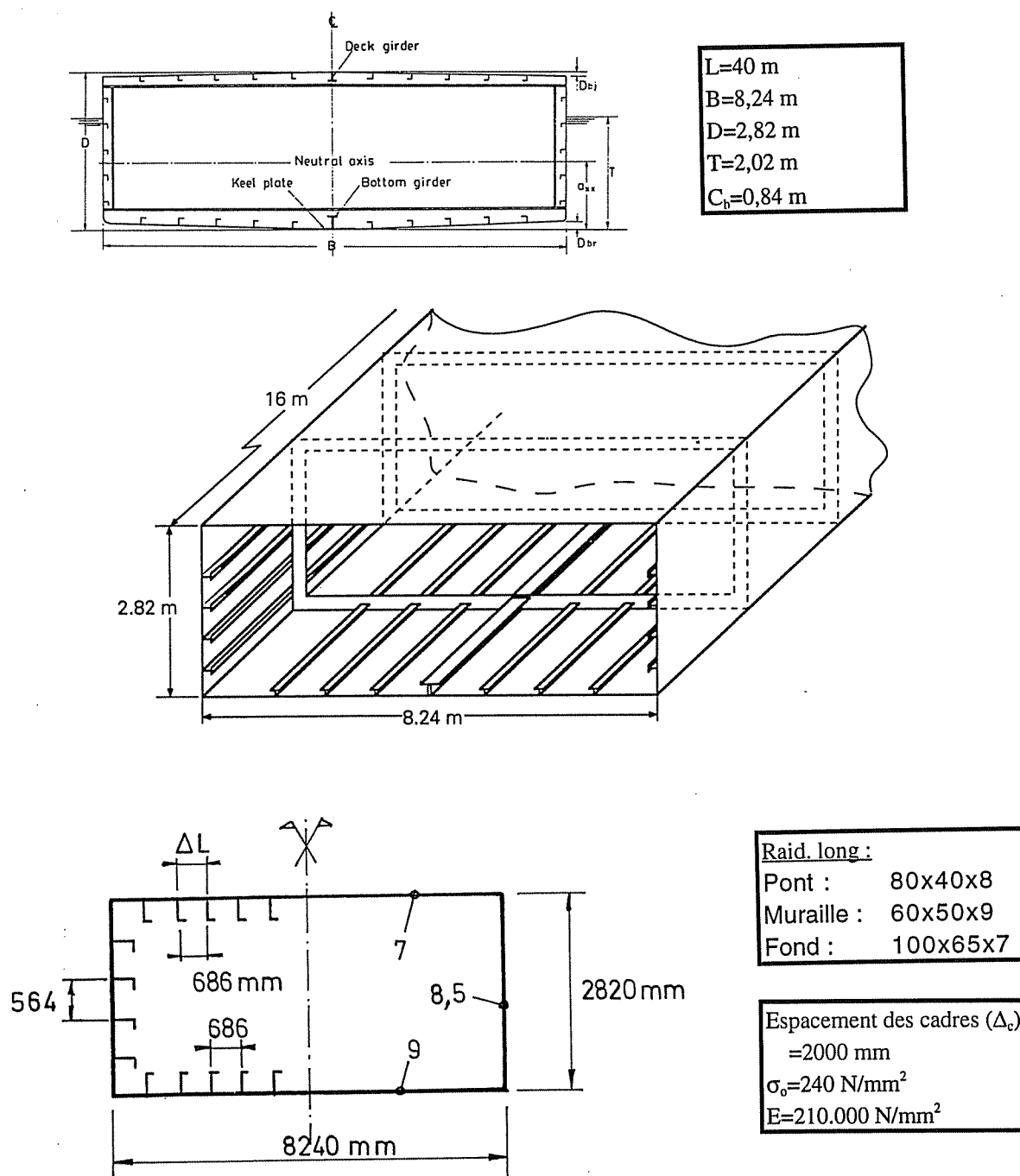


Figure VI.4 : Maître couple

Les valeurs de la résistance ultime ( $\sigma_u$ ) des panneaux en compression sont :

- 106,1 N/mm<sup>2</sup> pour le pont,
- 123,6 N/mm<sup>2</sup> pour les murailles,
- 134,8 N/mm<sup>2</sup> pour le fond.

Le moment plastique est de 60896,4 kN.m et les moments ultimes relatifs d'ensemble en "hogging" et en "sagging" ( $M_u/M_p$ ) sont respectivement de 0,695 et 0,495.

Afin de vérifier le calcul des sensibilités du moment ultime ( $\partial M_u / \partial XI$ ), on a répété ce calcul en faisant varier de 1 % chaque variable de conception afin de déterminer par différences finies ces sensibilités. Ces valeurs sont comparées aux valeurs analytiques résultant du calcul direct présenté au § XIV.8.1. La comparaison est faite au tableau VI.4.

Variables de conception XI			$\partial M_u / \partial XI$ en hogging (10 <sup>3</sup> kN.m/m)		$(\partial M_u / \partial XI).XI$ (10 <sup>3</sup> kN.m)
N° de réf.	Type de variable (valeur moyenne)	Position de la variable XI	Calcul direct analytique	Différence finie	
BORDE					
1	$\delta$ (7 ~ 9 mm)	Pont	818,5	815	5730
		Muraille	1044,5	1018	8878
		Fond	4078,6	4051,8	<u>36707</u>
LISSE - RAID.					
6	$h_{\text{âme}}$ (60 ~ 100)	Pont	8,75	8,6	700
		Muraille	62,58	62,2	4381
		Fond	117,51	117,1	<u>11751</u>
7	$d_{\text{âme}}$ (7 ~ 9 mm)	Pont	87,51	86,8	700
		Muraille	84,42	81,8	760
		Fond	468,50	465,2	3280
8	$W_{\text{sem}}$ (40 ~ 65 mm)	Pont	8,75	8,7	350
		Muraille	28,99	29,2	1450
		Fond	63,11	62,9	4102
9	$\Delta_L$ ( $\cong$ 600 mm)	Pont	-1,4	-1,395	-960
		Muraille	-6,74	-6,74	-3801
		Fond	-28,4	-28,6	<u>-19482</u>
CADRE (TRANSV.)					
5	$\Delta_c$ (2000 mm)	Pont	0	0	0
		Muraille	-1,72	-1,7	-3440
		Fond	-4,58	-4,6	<u>-9160</u>
2,3,4	$h, d, w$	Pont, mur. et fond	0	0	

Tableau VI.4 : Comparaison entre les calculs directs analytiques et les différences finies.

Afin de quantifier l'impact d'une modification d'une variable de conception, le tableau VI.4 donne la valeur de  $(\partial M_u / \partial XI).XI$ . Il s'agit en fait de pondérer la sensibilité par la dimension de la variable de conception. Cette valeur permet de mettre en évidence les variables de conception les plus dimensionnantes.



L'examen du tableau VI.4 permet de tirer les conclusions suivantes :

- Le calcul analytique direct et le calcul par différences finies sont en concordance parfaite.
- Dans le cas du "hogging", c'est clairement la structure de fond qui influence le plus directement le moment ultime. Les modifications que l'on apporterait au pont auraient très peu d'impact sur la résistance ultime d'ensemble ( $M_u$ ) en "hogging".
- Pour un panneau donné, les variables les plus dimensionnantes pour le moment ultime  $M_u$  sont par ordre d'importance :
  - 1°. l'épaisseur du bordé :  $\delta$ ,
  - 2°. l'entredistance entre les raidisseurs longitudinaux (lisses) :  $\Delta_L$ ,
  - 3°. la hauteur de ces raidisseurs (lisses),  $h$ , et l'entredistance entre les cadres :  $\Delta_C$ ,
  - 4°. l'épaisseur de l'âme des raidisseurs (lisses),  $d$ , et la largeur de la semelle de ces raidisseurs :  $w$ ,
  - 5°. les variables qui n'ont aucune influence sur le moment ultime ( $M_u$ ) sont:  $h$ ,  $d$  et  $w$  des cadres; pour autant que la rigidité des cadres garantisse l'indéformabilité des extrémités des panneaux intercostaux (voir § XIII.2).

## CHAPITRE XVIII: VALIDATION DU MODULE LBR-5

Avant d'utiliser le module d'optimisation LBR-5 pour des applications pratiques (§ XIX), il est nécessaire de le valider en procédant à l'optimisation de quelques structures classiques. Il s'agit d'exemples didactiques ou d'études comparatives dont les résultats (dimensions), après optimisation, sont bien connus et ont été publiés dans des revues scientifiques.

L'objectif de cette validation n'est pas de démontrer le bon fonctionnement de CONLIN, l'algorithme d'optimisation duale basé sur des approximations convexes. Cela a déjà été largement démontré par Fleury [FL79, 86 et 91].

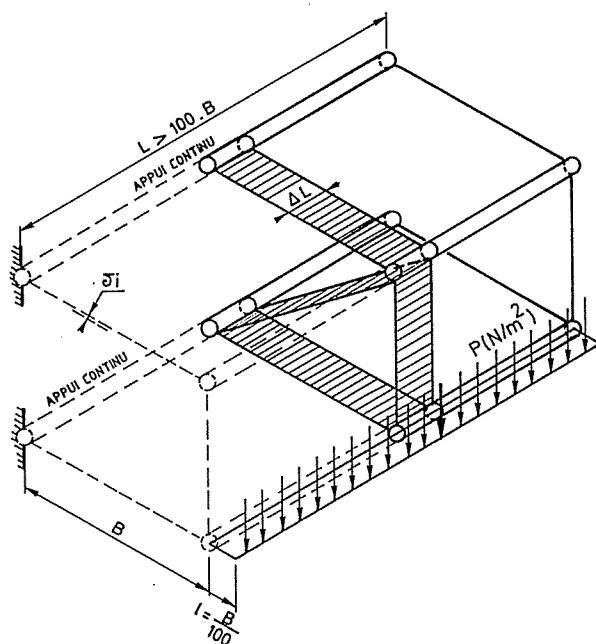
Par contre, l'objectif est de montrer que le couplage LBR-4-CONLIN constitue un modèle d'optimisation conduisant à une solution optimale dont la précision correspond à celle requise par l'ingénieur de projet conscient des incertitudes sur les données afférentes à son problème.

Les premières applications sont relatives à des structures en treillis (§ XVIII.1). Il s'agit de structures simples: chaque barre du treillis correspond à un panneau (LBR-4). La section de la barre est l'unique variable de conception du panneau. L'objectif est de trouver la solution optimale (section des barres) répondant à un ensemble de restrictions. Le treillis 10 barres est l'exemple de référence dont sera tirée une comparaison entre un treillis 5 barres hyperstatiques et un treillis 4 barres isostatiques. De plus, on étudiera le cas classique du treillis à 3 barres.

Ensuite, nous présenterons une application qui traite du dimensionnement optimale de panneaux raidis orthotropes sur base d'une étude de Hatzidakis et Bernitsas [HA94a]. Et enfin, l'optimisation, avec le module LBR-5, du bateau de 350 t ( $\pm 3500$  kN) étudié au § XVII.3 est comparée avec celle réalisée par Rahman [RA92] (§XVIII.2).

### XVIII.1 LES STRUCTURES EN TREILLIS

L'optimisation de structures en treillis s'effectue très facilement avec le module LBR-5. Aucune modification ne doit y être apportée (Figure VI.4b). Chaque barre du treillis est modélisée par une plaque non raidie, de grande portée (100 fois la longueur des barres du treillis) pour laquelle le coefficient de Poisson est nul ( $\nu=0$ ). L'étude revient donc à rechercher les épaisseurs optimales de plaques lisses formant une structure prismatique tridimensionnelle de grande portée dont le comportement transversal (structure bi-dimensionnelle) est identique à celui du treillis considéré. Les charges aux noeuds sont en fait des lignes de charges appliquées aux charnières (noeuds) via des panneaux fictifs de faible largeur (Figure VI.4b).



$\delta l$  = épaisseur des plaques  
(variable de conception)  
 $\Delta L$  = unité de longueur  
 $q = P.l.\Delta L$  (N)  
 $a_i$  = sections des barres  
 $= \delta l_i . \Delta L$  (cm<sup>2</sup>)

Figure VI.4b : Modélisation d'une structure en treillis avec LBR-4



### XVIII.1.1 Treillis isostatique à 4 barres

Partant du treillis à 10 barres (Figure VI.5) dont on ne conserve que la maille de droite (ABCD), on obtient le treillis isostatique à 4 barres (Figure VI.6) ou le treillis hyperstatique à 5 barres (Figure VI.7).

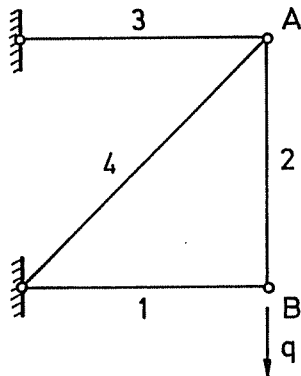


Figure VI.6 : Treillis à 4 barres

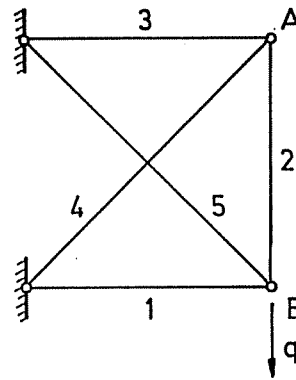


Figure VI.7 : Treillis à 5 barres

Les données et restrictions pour le treillis à 4 barres sont :

- Charge  $q$  au point B,
- Restrictions C1 imposées aux noeuds A et B  
Restrictions C2 imposées aux barres 1,2,3 et 4,
- Variables de conception :  $S_1, S_2, S_3, S_4$ .
- Bornes des variables :  $516,6 \leq S_i \leq 0,6452 \text{ cm}^2$ ,
- Fonction objectif : volume minimum (poids).

Comme il s'agit d'une structure isostatique, les relations entre contraintes/déplacements et les variables réciproques des variables de conception ( $1/X_1 = 1/S_i$ ) sont linéaires. Il en résulte que les approximations convexes utilisées ne constituent pas, en fait, des approximations mais bien les fonctions réelles. On peut donc s'attendre à une convergence très rapide c'est-à-dire qu'une itération unique devrait être suffisante. L'objet de cet exemple est de vérifier cela (tableau VI.5).

Itération	Variables de conception				Restrictions						Fonction objectif
	$S_1$ ( $\text{cm}^2$ )	$S_2$ ( $\text{cm}^2$ )	$S_3$ ( $\text{cm}^2$ )	$S_4$ ( $\text{cm}^2$ )	$W_A$ ( $\text{cm}$ )	$W_B$ ( $\text{cm}$ )	$\sigma_1$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$\sigma_2$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$\sigma_3$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$\sigma_4$ ( $\text{N/mm}^2$ )	
valeur de départ	129,0	129,0	129,0	129,0	17,5	22,1	0,02	34,5	34,5	48,7	0,5207
1	1,49	46,76	46,74	66,1	37,8	50,5	0,1	95,1	95,2	95,2	0,1723
2	0,6452 $= S_{\text{MIN}}$	46,40	46,40	65,62	38,1	50,8 $C_{\text{max}}$	0,1	95,8	95,8	95,8	0,1703
3			idem					idem			idem

Bornes :  $516,16 \leq S_i \leq 0,6452 \text{ cm}^2$     $W \leq 50,8 \text{ mm}$     $\sigma \leq 172,42 \text{ N/mm}^2$  (contrainte de comparaison)

Tableau VI.5 : Convergence de l'optimisation du treillis à 4 barres

Les résultats de l'optimisation présentés montrent que :

- La convergence est atteinte à 99 % après une seule itération. Pour le praticien, cela signifie que la solution est atteinte.
- Au terme de l'optimisation, la section de la barre S1 correspond à la section minimale admise. En effet, cette barre ne participe pas à la résistance de la structure et, en toute logique, le modèle LBR-5 propose de lui affecter la section minimale imposée (voire de la supprimer).
- La restriction active est  $W_B \leq 2$  inch (50,8 mm): c'est elle qui conditionne l'optimum structurel obtenu.
- Les barres S2 et S3 ont la même section puisque les efforts repris par ces éléments seront identiques (en valeur absolue).

### XVIII.1.2 Treillis hyperstatique à 5 barres

Si l'on ajoute la barre n° 5 au treillis à 4 barres (Figure VI.6), on obtient le treillis hyperstatique présenté à la figure VI.7. Les données, les restrictions et la fonction objectif sont identiques à celles définies au § XVIII.1.1. (treillis à 4 barres).

Vu l'hyperstaticité, les relations entre les variables de conception (XI ou 1/XI), les déplacements ( $W_A$  et  $W_B$ ) et les contraintes ( $\sigma_i$ ,  $i = 1,5$ ) sont non linéaires. La convergence sera donc en principe plus lente que pour le treillis isostatique.

Le résultat de l'optimisation et de l'évolution de la convergence est présenté au tableau VI.6.

Itération	Variables de conception					Restrictions (W en cm et $\sigma_i$ en N/mm <sup>2</sup> )							Fonct. objectif
	S1 (cm <sup>2</sup> )	S2 (cm <sup>2</sup> )	S3 (cm <sup>2</sup> )	S4 (cm <sup>2</sup> )	S5 (cm <sup>2</sup> )	$W_A$	$W_B$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_5$	volume (m <sup>3</sup> )
Départ	129	129	129	129	129	0,77	0,98	19,2	15,2	15,2	21,6	27,2	0,6875
1	22,3	17,7	17,7	25,0	31,5	3,73	4,98	125,1	93,8	93,9	93,8	125,1	0,1258
2	24,5	14,9	14,9	20,6	34,7	3,74	4,99	125,3	94,0	94,0	94,0	125,3	0,1206
3	26,5	11,8	11,8	16,7	37,5	3,74	4,99	125,5	94,1	94,1	94,1	125,5	0,1161
4	28,2	9,46	9,46	13,4	46,0	3,75	5,00	125,8	94,3	94,3	94,3	125,8	0,1121
5	29,7	7,45	7,45	10,5	42,0	3,76	5,01	126,1	94,5	94,5	94,5	126,1	0,1087
6	30,8	5,81	5,81	8,21	43,6	3,77	5,03	126,4	94,8	94,8	94,8	126,4	0,1057
7	31,7	4,47	4,48	6,34	44,9	3,78	5,04	126,7	95,3	94,9	94,9	127,7	0,1034
8	32,4	3,46	3,44	4,86	45,9	3,79	5,05	126,9	94,6	95,3	95,4	126,9	0,1016
9	33,0	2,64	2,63	3,72	46,7	3,79	5,05	127,0	94,8	95,3	95,4	127,0	0,1002
10	33,5	2,00	2,00	2,83	47,32	3,79	5,06	127,2	95,3	95,3	95,5	127,2	0,9991
11	33,8	1,52	1,52	2,15	47,79	3,80	5,06	127,3	95,4	95,4	95,6	127,3	0,0982
12	34,0	1,14	1,14	1,63	48,14	3,80	5,07	127,4	95,5	95,5	95,7	127,4	0,0976
13	34,2	0,86	0,86	1,22	48,38	3,81	5,07	127,6	95,5	95,5	95,8	127,6	0,0970
14	34,4	0,65	0,65	0,93	48,61	3,80	5,07	127,6	95,4	95,4	95,7	127,6	0,0967
15	34,4	Min	Min	0,69	48,60	3,99	Max	127,8	82,7	82,3	109,2	127,8	0,0963
16	34,4	-	-	Min	48,62	4,03	-	127,8	79,3	78,9	112,6	127,8	0,0963
17	34,4	-	-	-	48,64	4,03	-	127,8	79,2	78,8	112,5	127,8	0,0963

Bornes :  $516,16 \leq S_i \leq 0,6452$  cm<sup>2</sup> ; Restrictions :  $W \leq 50,8$  mm et  $\sigma \leq 172,42$  N/mm<sup>2</sup>

Tableau VI.6 : Convergence de l'optimisation du treillis hyperstatique à 5 barres.

L'analyse du tableau IV.6 montre clairement que la convergence, pour ce cas hyperstatique, est relativement lente. C'est très progressivement que les barres 2, 3 et 4 sont déchargées pour accroître les efforts dans les barres 1 et 5.

Au terme du processus d'optimisation, on se rend compte que la solution proposée est un nouveau treillis isostatique dans lequel seule la maille composée des barres 1 et 5 subsiste (Figure VI.8). Les trois autres barres ne sont conservées que parce qu'une section minimale des barres est imposée. En supprimant la barre 3, les barres 2 et 4 pourraient avoir une section aussi réduite que possible puisque ces deux barres ne seraient plus chargées.

Ce type d'analyse post-optimisation de la part de l'utilisateur correspond à une modification de la topologie. Seul un modèle topologique d'optimisation pourrait automatiser ce raisonnement [DU96 et KI92b].

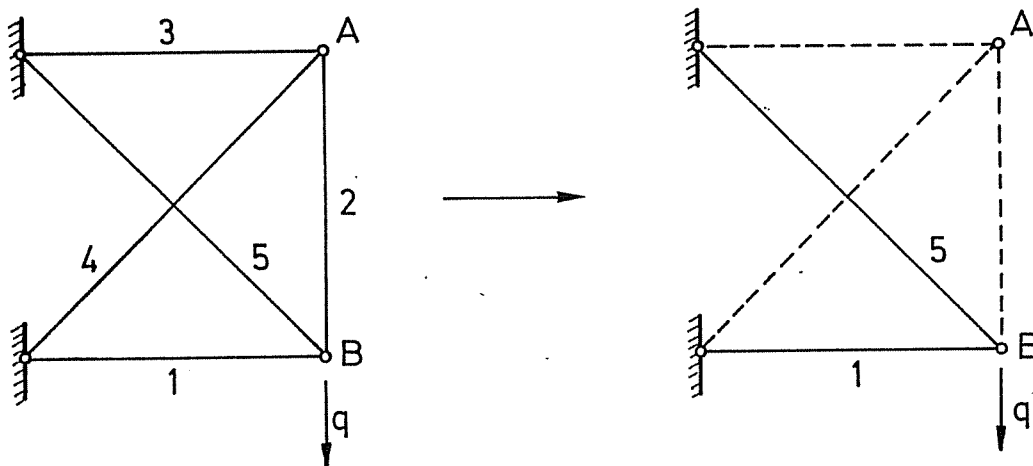


Figure VI.8 : Transformation du treillis hyperstatique 5 barres en un treillis isostatique

En comparant le résultat de l'optimisation du treillis 4 barres avec celui du treillis 5 barres, on constate le gain appréciable de cette dernière solution :

Treillis isostatique à 4 barres :	Volume :	0,170 m <sup>3</sup>
Treillis hyperstatique à 5 barres :	Volume :	0,096 m <sup>3</sup>

Il faut noter que les optimums correspondent dans les deux cas à un treillis isostatique mais de topologies différentes. Partant de la solution isostatique à 4 barres, il n'est pas possible de trouver la solution isostatique obtenue à partir du treillis à 5 barres. Seul un outil d'optimisation topologique permettrait cela.

### XVIII.1.3 Treillis à 10 barres

Traisons à présent le cas du treillis à 10 barres défini à la figure VI.5. Il s'agit d'un cas d'école traité par de nombreux auteurs [FL86 et 93a et VA84]. Les différentes études montrent que l'optimum absolu est 0,8294 m<sup>3</sup> (5061 lb) mais qu'il existe un optimum relatif à 0,8312 m<sup>3</sup> (5077 lb). Ces deux optimums correspondent à des solutions très proches.

L'algorithme CONLIN, ainsi que le montre Fleury [FL93a], converge vers l'optimum relatif lorsque le dimensionnement de départ correspond à  $S_i = 129 \text{ cm}^2$ ,  $i = 1,10$ . La figure VI.9 de Fleury montre la convergence obtenue avec CONLIN.

Le tableau VI.7 correspondant aux résultats obtenus avec LBR-5 confirme exactement la forme de la convergence publiée dans la littérature (Figure VI.9).

Le tableau VI.8 donne les variables de conception correspondant à l'optimum. On y remarque que les barres 3,4,6 et 9 ont la section minimale admise. Si on enlevait ces 4 barres, on obtiendrait un treillis isostatique (Figure VI.10). Cela semble montrer que l'optimum d'un treillis hyperstatique, soumis à un cas de charge unique et composé de barres de même rigidité, est constitué par un treillis isostatique.

Itération	Variables de conception				Restrictions								Fonction objectif
	S2 (cm <sup>2</sup> )	S3 (cm <sup>2</sup> )	S4 (cm <sup>2</sup> )	S6 (cm <sup>2</sup> )	W <sub>A</sub> (cm)	W <sub>B</sub> (cm)	W <sub>D</sub> (mm)	σ <sub>1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>5</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>8</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>9</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	volume (m <sup>3</sup> )	
Départ	129,0	129,0	129,0	129,0	4,99	4,81	2,29	70,4	12,2	51,0	19,5	1,3752 (8392 lb)	
1	165,0	48,0	48,0	7,52	4,97	4,63	2,40	49,7	47,3	65,7	25,6	1,0049	
2	72,9	36,2	36,2	MIN	5,02	4,69	2,46	50,2	46,0	67,6	25,0	0,9594	
3	79,1	28,8	28,8	-	5,03	4,73	2,58	50,7	53,5	71,9	22,6	0,9396	
4	84,6	22,0	22,0	-	5,03	4,78	2,75	51,7	66,7	77,8	19,1	0,9203	
5	89,7	15,5	15,5	-	5,03	4,84	2,99	53,0	85,3	86,2	14,1	0,9006	
6	94,1	9,50	9,50	-	5,02	4,93	3,35	54,5	113,6	99,2	6,57	0,8784	
7	95,9	3,45	4,56	-	5,03	5,03	3,68	56,2	138,5	110,8	0,21	0,8529	
8	95,0	MIN	0,74	-	5,08	5,06	3,68	56,6	137,3	110,4	0,99	0,8331	
9	95,1	-	MIN	-	5,09	5,09	3,73	57,1	141,1	112,1	0,05	0,8311	
10	95,2	-	-	-	5,08	5,08	3,73	57,0	141,1	112,1	0,11	0,8312 (5077 lb)	
OPTIMUM Relatif													

Tableau VI.7 : Itérations relatives au treillis à 10 barres  
(optimum relatif - obtenu avec LBR-5)

Barres	Section (cm <sup>2</sup> )	Contraintes (N/mm <sup>2</sup> )
1	154,4	57,0
2	95,2	46,7
3	0,6452 (min)	0,03
4	0,6452 (min)	0,08
5	198,2	45,3
6	0,6452 (min)	141,1
7	135,2	47,5
8	54,97	112,1
9	0,6452 (min)	113,8
10	134,6	46,7

Tableau VI.8 : Variables de conception correspondant à la solution optimale  
(optimum relatif - obtenu avec LBR-5)

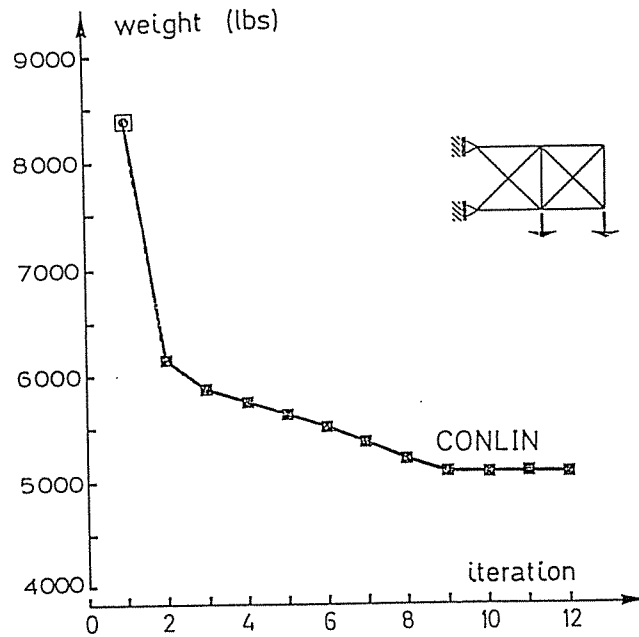


Figure VI.9 : Convergence théorique de CONLIN pour le treillis 10 barres vers l'optimum relatif [FL93a]

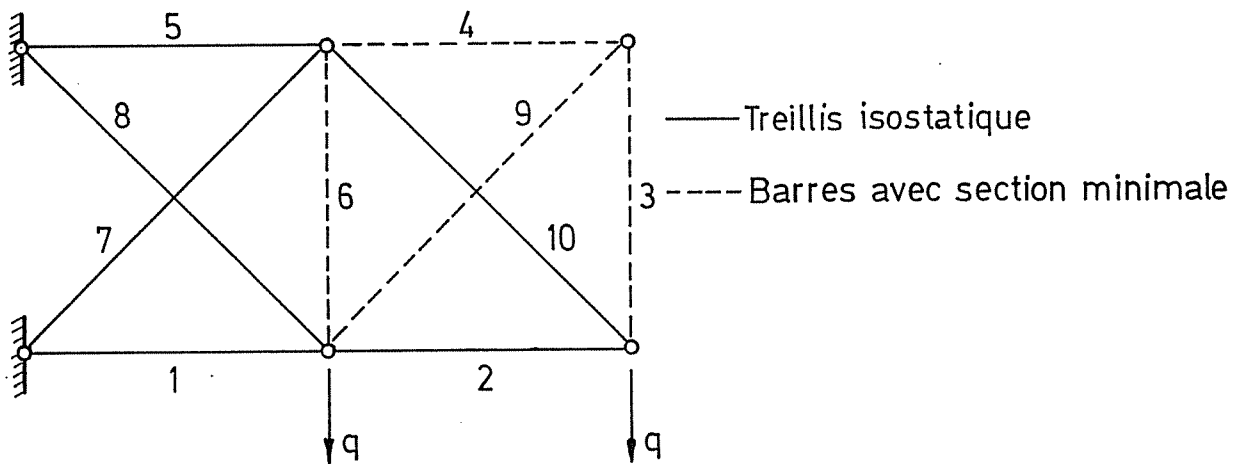


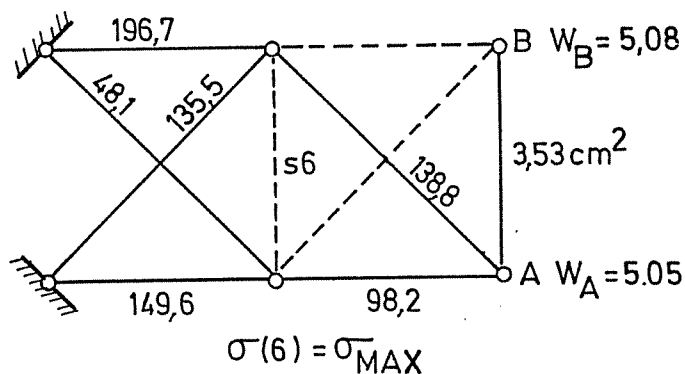
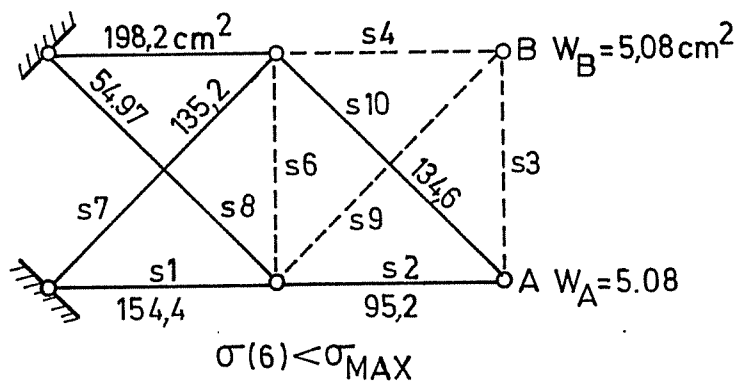
Figure VI.10 : Solution optimale.

Pour d'autres sections initiales (dimensionnement choisi au départ de l'optimisation), le même algorithme (LBR-5) peut converger vers l'optimum absolu.

La figure VI.11 compare les deux optimums et montre que :

- Pour l'optimum absolu :
  - \* les restrictions actives sont :  $W_B \leq 5,08 \text{ cm}$  et  $\sigma_6 \leq 172,4 \text{ N/mm}^2$
  - \*  $W_A = 5,05 < 5,08 \text{ cm}$
  - \* la barre AB (n°3) a une section non minimale ( $S_3 = 3,53 \text{ cm}^2 > 0,6452 \text{ cm}^2$ ).
- Pour l'optimum relatif :
  - \* les restrictions actives sont :  $W_A \leq 5,08 \text{ cm}$  et  $W_B \leq 5,08 \text{ cm}$
  - \*  $\sigma_6 = 141,1 < 172,4 \text{ N/mm}^2$
  - \* la barre AB (n°3) a une section minimale ( $0,6452 \text{ cm}^2$ )





---- Barre avec section minimale (0,6452 cm<sup>2</sup>)

Figure VI.12 : Solutions du treillis 10 barres

Pour l'ingénieur praticien, bien que fondamentalement différents, ces deux optimums sont semblables au point qu'ils pourraient être confondus.

L'exemple traité est donc clairement un exemple académique qui montre les potentialités du modèle LBR-5 mais aussi ses limites.

Néanmoins, les résultats sont excellents et il ne semble pas utile de recourir à d'autres algorithmes d'optimisation tel que MMA [SV87, ZH94 et 96],....

#### XVIII.1.4 Treillis à 3 barres

Le treillis à 3 barres (Figure VI.13) est un autre cas d'école pour lequel l'optimum ne correspond pas à un état où toutes les composantes (barres) atteignent leur état limite (FSD = «Fully Stressed Design»). L'optimum n'est donc pas un point du vertex (points ou arêtes d'intersection des restrictions dans l'espace de conception). Il correspond à un point de tangence entre une restriction et la fonction objectif (point  $a^*$ , Figure VI.14).

La figure VI.14 présente l'espace de conception et la solution obtenue.

Le point  $\tilde{a}$  (FSD) est un point du vertex: il ne s'agit pas de l'optimum qui est le point  $a^*$ . En ce point ( $a^*$ ) seule la restriction  $\sigma_1 \leq 50 \text{ kg/mm}^2$  est active.

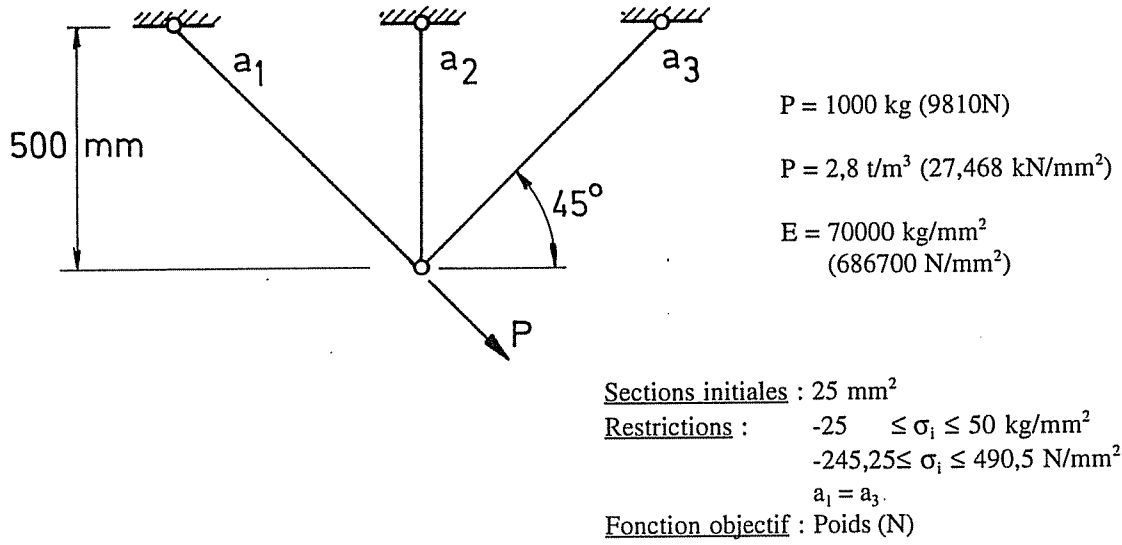


Figure VI.13 : Treillis à 3 barres

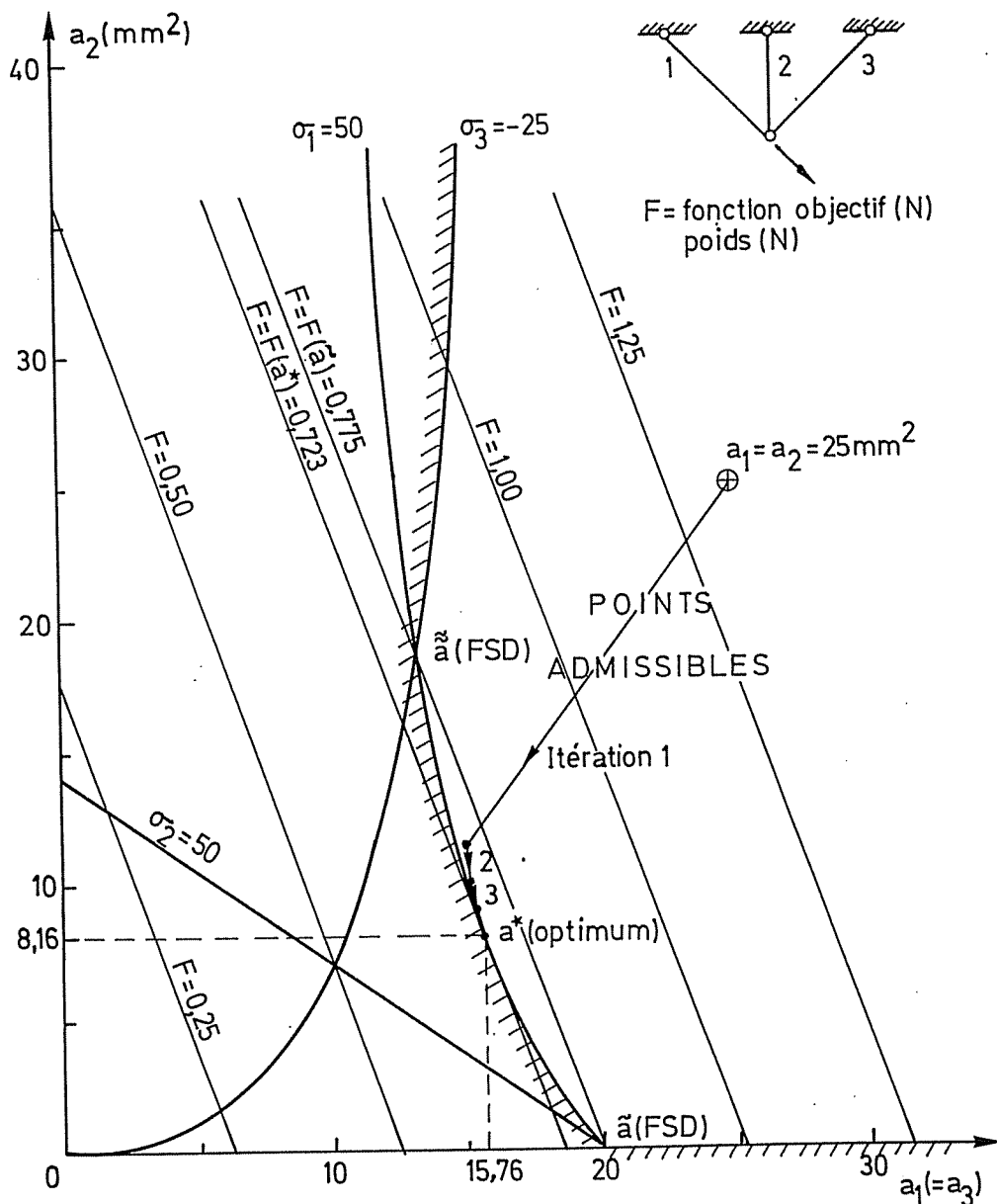


Figure VI.14 : Espace de conception du treillis à 3 barres

Les itérations menant à la solution sont reprises au tableau VI.9 et à la figure VI.15.

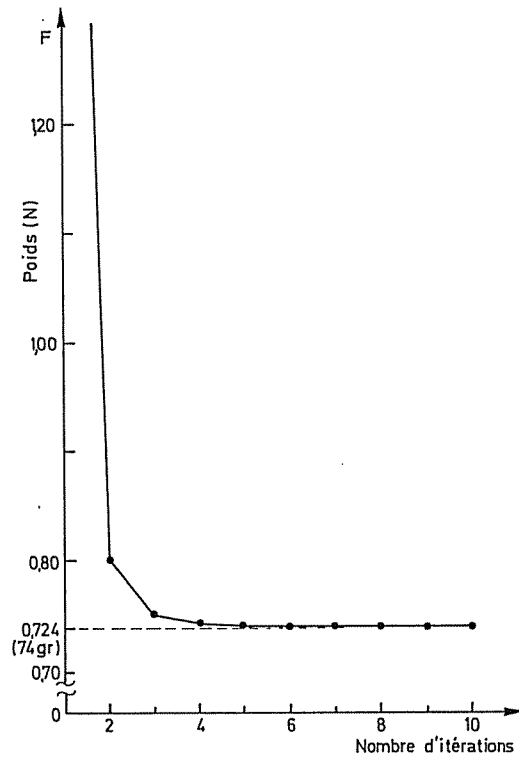


Figure VI.15 : Convergence de l'optimisation du treillis à 3 barres

Itération	Variables de conception		Restrictions			Fonction objectif		
	a <sub>1</sub>	(a <sub>3</sub> )	a <sub>2</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	Poids	
	(mm <sup>2</sup> )			(N/mm <sup>2</sup> )			(N)	(gr)
Départ	25		25	-114,8	162,4	277,2	1,315	134
1	14,88		11,39	-171,4	316,6	487,9	0,733	74,8
2	15,18		10,06	-156,4	333,5	489,9	0,727	74,1
3	15,38		9,36	-147,5	342,9	490,3	0,725	73,9
4	15,50		8,93	-142,1	348,8	490,8	0,724	73,8
5	15,60		8,68	-138,4	352	490,5	0,724	73,8
6	15,66		8,51	-136,1	354,4	490,5	0,724	73,8
.	.		.	.	.	.	.	.
.	.		.	.	.	.	.	.
.	.		.	.	.	.	.	.
10	15,73		8,23	-132,5	358,4	490,9	0,723	73,7
.	.		.	.	.	.	.	.
.	.		.	.	.	.	.	.
.	.		.	.	.	.	.	.
20	15,76		8,16	-131,6	359,3	490,9	0,723	73,7

Tableau VI.9 : Résultats de l'optimisation du treillis à 3 barres.

## XVIII.2 RECHERCHE DE LA CONFIGURATION OPTIMALE DE PANNEAUX ORTHOTROPES

Winkle et Baird [WI86] ont comparé cinq configurations de panneaux raidis utilisés en construction navale comme structure de fond de navires militaires. Hatzidakis et Bernitsas [HA94b] sont partis de ces panneaux pour définir le dimensionnement optimum de chacune des cinq configurations. La fonction objectif coût utilisée par ces auteurs est celle présentée dans les tableaux V.1 à V.3 (§XV).

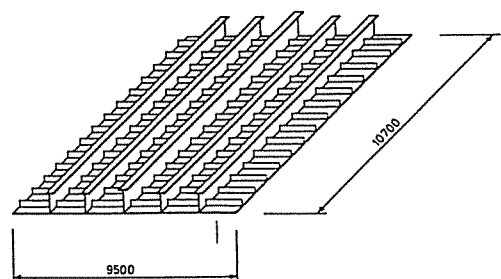
Ces cinq panneaux sont présentés à la figure VI.16 et leurs dimensions sont reprises au tableau VI.10. Il s'agit de panneaux de 10,7 m de longueur et de 9,5 m de largeur. Les conditions aux appuis retenues par Hatzidakis et al [HA94b] sont des encastremets en  $x=0$  et  $x=10,7$  m et des appuis simples en  $y=0$  et  $y=9,5$  m.

Bordé : 11 mm

Carlingues : T: 870x12+360x30

Carlingue centrale: T: 1200x12+400x30

Varangues: 150x11 (bulbes)

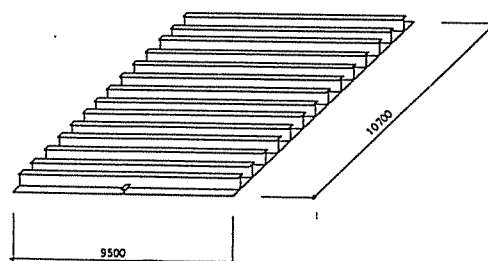


Panneau 1 : (II-lg)

Bordé : 11 mm

Varangues : T: 600x10+250x20

Carlingue centrale: T: 250x8 +150x15



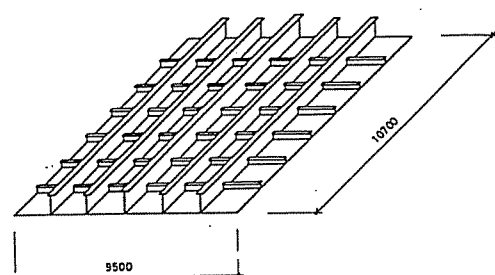
Panneau 4 : (I-tr)

Bordé : 21 mm

Carlingues : T: 700x10+250x30

Carlingue centrale: T: 900x10+400x30

Varangues : 200x8 (bulbes)

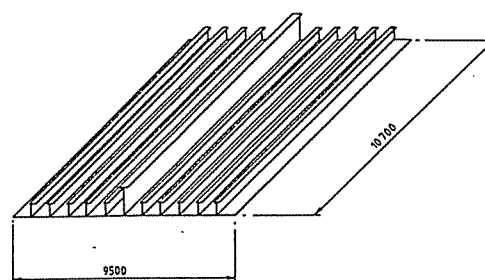


Panneau 2 : (II-lg)

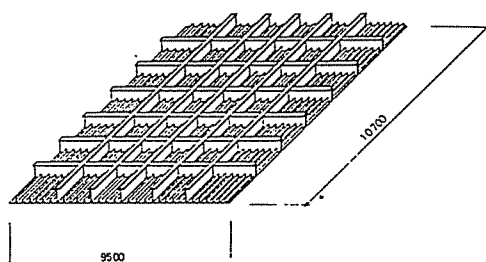
Bordé : 11 mm

Carlingues : T: 550x10+250x20

Carlingue centrale: T: 1200x12+400x30



Panneau 5 : (I-lg)



Panneau 3 : (III-lg)

Bordé : 21 mm

Carlingues : T: 600x6+200x8

Varangues : T: 600x6+150x8

Lisses : T: 114x6+ 42x8

Figure VI.16 : Configurations des cinq types de panneaux [WI86]

Panneau	L			Longitudinaux - lisses (carlingues latérales)					Cadres - transversaux					Carlingues (carlingue centrale)					Poids kN					
	mm	mm	mm	Nbr	h mm	d mm	w mm	t	Nbr	h mm	d mm	w mm	t	Nbr	h mm	d mm	w mm	t						
1	10700	9500	11	4	870	12	360	30	14	Profil à bulbe 150 x 11				1	1200	12	400	30	194,7					
2	10700	9500	21	4	700	10	250	30	6	Profil à bulbe 200 x 8				1	900	10	400	30	238,8					
3	10700	9500	8	Tee (114*42)					26	114	6	42	8	6	600	6	150	8	5	600	6	200	8	126,9
4	10700	9500	11	-	-	-	-	-	14	600	10	250	20	1	250	8	150	15	202,2					
5	10700	9500	11	10	550	10	250	20	-	-	-	-	-	1	1200	12	400	30	194,4					

Tableau VI.10 : Dimensions des cinq panneaux raidis de Winkle et Baird [WI86]

Les caractéristiques mécaniques et les charges pour ces panneaux sont :

- $\sigma_0 = 248,2 \text{ N/mm}^2$ ,  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ ,  $\nu = 0,3$ ;
- un coefficient de sécurité de 1,2 est appliqué sur la limite élastique :  
 $\sigma_{\text{MAX}} = \sigma_0 / 1,2 = 206,8 \text{ N/mm}^2$ ;
- Sollicitation : pression hydrostatique uniforme (P) de 3 m d'eau;
- Compression longitudinale uniforme :  $131,1 \text{ N/mm}^2$ .

Terminologie : Afin d'assurer le lien entre les structures navales et hydrauliques, une double terminologie sera utilisée, à savoir: lisses et raidisseurs, carlingues et traverses, varangues et aiguilles (varangues), respectivement, pour le domaine naval (Figure I.16) et les structures hydrauliques.

Le terme "renfort" sera employé pour désigner un élément de raidissage dont la nature et la direction ne sont pas spécifiées.

Remarques : L'examen détaillé des 5 panneaux peut surprendre (Figure VI.16). C'est particulièrement le cas des panneaux 2, 4 et 5. Ainsi, la taille de la plaque élémentaire du panneau 2 (1,53m x 1,58m) semble excessive malgré son épaisseur de 21 mm et la taille de la carlingue centrale du panneau 4 (h=150 mm) semble très petite vis-à-vis des transversaux (h=600 mm). De plus, la portée des carlingues du panneau 5 est étonnamment longue (10,7m).

A l'exception des panneaux 1 et 3, il est clair que ces panneaux ne sont pas des panneaux utilisés (ni utilisables) pour des bateaux civils (barges, cargos, porte-conteneurs) ni pour des structures hydrauliques usuelles (portes d'écluse, vannes de barrage mobile).

La raison de ces échantillonnages inhabituels est que ces panneaux trouvent leur utilisation dans les bateaux militaires où le poids est un facteur prépondérant et où des "désordres locaux" (déformations permanentes des tôles,...) sont tolérés (panneau 2).

Afin de différencier ces panneaux en fonction de leur constitution, nous proposons une classification basée sur cinq configurations de panneaux raidis, symbolisées par :

I-tr, I-lg, II-lg, II-tr, III-lg.

Ces sigles sont composés d'un chiffre romain (I, II ou III) qui désigne le nombre de niveaux de raidissage différent et d'un groupe de deux lettres («tr» ou «lg») qui indique si le raidissage principal est longitudinal (lg) ou transversal (tr).

D'autres configurations de raidissage pourraient bien sûr être ajoutées à cette classification.

### I. Un niveau de raidissage

Deux cas peuvent se rencontrer : I-tr et I-lg.

Configuration I-tr : - un raidissage transversal (varangues, aiguilles) avec une carlingue centrale (traverse); exemple : le panneau 4.

Configuration I-lg : - un raidissage longitudinal avec, éventuellement, une carlingue centrale renforcée; exemple : le panneau 5.

### II. Deux niveaux de raidissage

Ici aussi, deux cas ont été retenus : II-tr et II-lg

Configuration II-tr : Ce cas correspond, par exemple, aux sous-panneaux du panneau 3 situés entre deux carlingues (traverses) et constitués de :

- un raidissage principal transversal (varangues, aiguilles),
- un raidissage secondaire longitudinal (lisses, raidisseurs).

Configuration II-lg (exemple : les panneaux 1 et 2):

- un raidissage principal longitudinal (carlingues, traverses) avec, éventuellement, une carlingue centrale renforcée,
- un raidissage secondaire transversal (varangues, aiguilles),.

### III. Trois niveaux de raidissage

Une seule configuration est retenue ici (panneau 3, Figure VI.16).

Configuration III-lg :- des *renforts* principaux, longitudinaux et transversaux, (carlingues et varangues, traverses et aiguilles),

- un raidissage secondaire longitudinal (lisses, raidisseurs).

Partant du dimensionnement des panneaux de Winkle et Baird, Hatzidakis et Bernitsas ont optimisé ces cinq panneaux de deux manières différentes :

Première approche : - recherche du raidissage optimum (section transversale),  
 - le nombre de *renforts* est supposé fixe,  
 - les variables de conception sont :  
 \* l'épaisseur du bordé ( $\delta$ ),  
 \* les dimensions de la section transversale de ces *renforts*.

Deuxième approche :- recherche du nombre optimal et de la section optimale des *renforts*,  
 - aux variables de conception de la première approche, on y ajoute le nombre de *renforts* (ou leur entredistance).

Afin d'optimiser ces panneaux, Winkle et Baird ont imposé des restrictions concernant :

- \* la contrainte maximale dans le bordé (flexion sous la pression latérale) :  
 $\sigma < 75,8 \text{ N/mm}^2$  ;
- \* la contrainte maximale dans les carlingues (flexion sous la pression latérale) :  
 $\sigma < 75,8 \text{ N/mm}^2$  ;
- \* l'instabilité d'ensemble du panneau raidi sous une compression axiale de  $131,1 \text{ N/mm}^2$  ;
- \* l'instabilité locale (tripping) des raidisseurs sous la compression axiale;
- \* le voilement des plaques élémentaires sous la compression axiale.

Ne connaissant ni les formulations utilisées, ni les méthodes via lesquelles ces restrictions ont été imposées, il n'est pas réaliste de vouloir reproduire avec LBR-5 l'optimisation effectuée par Hatzidakis. De plus, la fonction objectif utilisée n'est pas entièrement définie par ces auteurs (tableaux V.1 à V.3, §XV). En conséquence, une analyse comparative qualitative, plutôt que quantitative, a été réalisée. L'objectif des analyses effectuées avec LBR-5 est donc de confirmer les tendances établies par Hatzidakis plutôt que vérifier l'exactitude des optimums obtenus comme ce fut le cas pour les tests de validation relatifs aux treillis traités précédemment (§ XVIII.1).

Notons aussi que les études effectuées par Hatzidakis et Bernitsas ne sont pas exploitables par le praticien car elles reposent sur une erreur au niveau du choix des restrictions. En effet, Hatzidakis choisit d'imposer que les panneaux résistent à une contrainte axiale de  $131 \text{ N/mm}^2$ . En pratique, il eut été plus judicieux d'imposer une force axiale exprimée en Newton par mètre de largeur: cela correspond beaucoup plus à la problématique réelle de la conception. En effet, imposer  $\sigma_{ULT} < 131 \text{ N/mm}^2$  ne conditionne nullement la charge portante (en compression) du panneau: il peut aussi bien s'agir de  $500 \text{ kN/m}$  que de  $3000 \text{ kN/m}$ . L'imposition de Hatzidakis, couplée à une fonction objectif poids (ou coût), tend à réduire la section globale du panneau tout en maintenant une rigidité locale minimale au détriment de la force portante d'ensemble.

Malgré ce choix peu judicieux, l'analyse de Hatzidakis a été conservée comme base de référence. En effet, l'objectif de ces analyses est d'abord de valider le modèle LBR-5 et ensuite, dans la mesure du possible, d'en tirer des enseignements pratiques.

La méthodologie suivie pour effectuer cette étude comparative est la suivante :

- a) Calculer avec LBR-4 l'état de contraintes et des déformations dans les cinq panneaux proposés par Winkle et Baird. Ce calcul est effectué pour comparer les résultats du programme LBR-4 avec ceux de Hatzidakis obtenus par des analyses par éléments finis.
- b) Déterminer avec LBR-4 l'état de contraintes et de déformation dans les panneaux optimisés par Hatzidakis. Ces calculs permettent de vérifier si le dimensionnement proposé vérifie bien les restrictions imposées (spécialement en ce qui concerne le niveau maximal des contraintes :  $\sigma < 75,8 \text{ N/mm}^2$ ).
- c) Optimiser les cinq panneaux avec le modèle LBR-5 pour un groupe de restrictions similaires et des variables de conception identiques à celles retenues par Hatzidakis et Bernitsas. Comme il est difficile de reproduire exactement les restrictions imposées par Hatzidakis, un groupe de restrictions a été sélectionné afin d'obtenir, avec LBR-5, des solutions optimales qui répondent aux mêmes états de contraintes et de déplacements que les solutions, dites optimales, proposées par Hatzidakis. A partir de ces résultats, nous avons comparé les optimums retenus par LBR-5 pour les différentes configurations (I-lg, I-tr, II-lg, II-tr et III-lg).

### XVIII.2.1 Analyses relatives à la configuration II-Ig des panneaux 1 et 2

Deux types d'optimisation à partir des panneaux 1 et 2 ont été effectuées avec le module LBR-5.

- Analyses avec 5 variables de conception (§ XVII.2.1.1)

But : rechercher la section optimale des varangues (aiguilles), leur nombre et l'épaisseur du bordé, en partant avec comme configuration initiale les panneaux 1 et 2 de Winkle (configuration II-Ig).

Pour ce faire, 5 variables de conception ont été sélectionnées :

- \*  $\delta$  bordé,
- \* h et d pour l'âme des varangues (aiguilles),
- \* w (et t indirectement) pour la semelle des varangues,
- \*  $\Delta_C$  l'entredistance entre les varangues.

Cette analyse avec 5 variables permet la comparaison avec l'étude de Hatzidakis qui considère les carlingues (traverses) comme des invariants.

- Analyses avec 9 variables de conception (§ XVII.2.1.2)

But : rechercher la configuration d'ensemble optimale c'est-à-dire le bordé, les varangues et les carlingues (sections et nombre).

Pour ce faire, 9 variables de conception sont utilisées :

- \*  $\delta$  bordé,
- \* h, d, w et  $\Delta_C$  pour les varangues (aiguilles),
- \* h, d, w et  $\Delta_T$  pour les carlingues (traverses).

Cette recherche s'est faite sur base de plusieurs configurations initiales :

- II-Ig (panneau n°1 de Winkle),
- II-tr (panneau n°1 avec inversion entre varangues et carlingues),
- II-Ig-tr (panneau n°1 avec un gabarit identique pour les varangues et les carlingues).

Ces analyses ont pour but de vérifier la capacité du modèle LBR-5 de trouver la configuration optimale à partir d'une configuration initiale donnée.

#### XVIII.2.1.1. Analyses avec 5 variables de conception

Le tableau VI.11.a présente un récapitulatif comparatif entre les analyses de Hatzidakis et celles effectuées avec LBR-5.

Rappelons que pour ces analyses, les 5 carlingues sont considérées comme des «invariants». Les optimisations effectuées consistent donc en un compromis entre l'épaisseur du bordé, le nombre et la taille des varangues (section et espacement).

Il apparaît clairement que les analyses concordent, bien que certaines divergences subsistent. La cause principale semble être la manière de prendre en compte les phénomènes d'instabilité.

Le tableau VI.11.b est un récapitulatif des optimums obtenus avec LBR-5.

Remarque: Les croquis des panneaux du tableau VI.11.b et des figures VI.17 et VI.20 à 23, se veulent être un témoin visuel des configurations considérées. Ainsi, sur ces croquis, l'espacement entre les *renforts*, est un signal indiquant au lecteur la présence d'un nombre important ou réduit, de *renforts* (ceux-ci n'étant pas tous dessinés).



Panneau n° 1	Bordé $\delta$ (mm)	Varangues - aiguilles		Poids (kN)	Coût (%) (***)
		Nbre	Profilé -section (mm)		
<b>Structure initiale de Winkle et Baird</b>	11	14	Bulbe : 150 x 11	194,7	100%
<b>Optimum de Hatzidakis</b>					
Opt. Poids :	5 (*)	14	T: 190x6,35+140x8,76	155,8 (*)	86,30%
Opt. Coût :	7	12	T: 190x7,0+140x11,2	172	85,30%
<b>Optimum selon LBR-5</b>					
Opt. Poids :	7,7	19	L: 100x5+40x8	163,4	102,40%
	5 (**)	14	T: 215x5,38+160x8	155,9 (**)	85,70%
Opt. Coût :	12,5	5	T: 249x7,6+109x10	200,5	75,40%

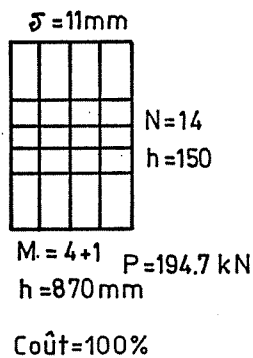
- (\*) Il est douteux que ce panneau vérifie les restrictions imposées par Hatzidakis. Selon nos calculs, il faut entre 8 et 9 mm ( $\delta$ ) pour éviter le voilement de la plaque non raidie [764x1583mm]. Ces valeurs sont néanmoins reprises à titre de comparaison.
- (\*\*) La restriction relative au voilement local n'est pas considérée et l'on impose 14 varangues. Dans ce cas, l'optimum poids et l'optimum coût sont pratiquement identiques.
- (\*\*\*) Fonction objectif coût évaluée avec le module LBR-5. Valeur relative du coût par rapport à la structure initial.

Panneau n° 2	Bordé $\delta$ (mm)	Varangues - aiguilles		Poids (kN)	Coût (%) (***)
		Nbre	Profilé -section (mm)		
<b>Structure initiale de Winkle et Baird</b>	21	6	Bulbe : 200x8	238,8	100%
<b>Optimum de Hatzidakis</b>					
Opt. Poids :	5 (*)	16	T: 190x6,35+140x8,76	154,9	91,20%
Opt. Coût :	13	6	T: 214x8+153x13,3	183,3	82,80%
<b>Optimum selon LBR-5</b>					
Opt. Poids :	10,3	12	T: 200x5+130x10	166	88,90%
	11	16	T: 200x5+100x8	172,3(****)	102,80%
Opt. Coût :	12,1	8	T: 202x8+116x15	179,4	84,80%

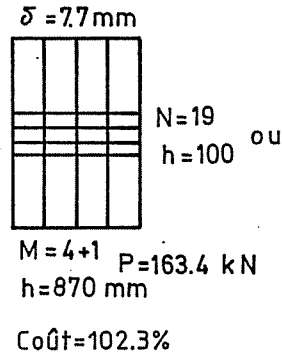
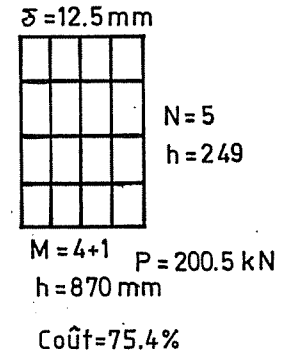
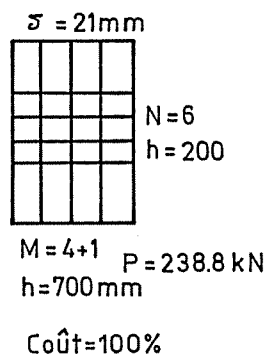
- (\*\*\*\*) Si on impose 16 varangues.

Tableau VI.11.a :

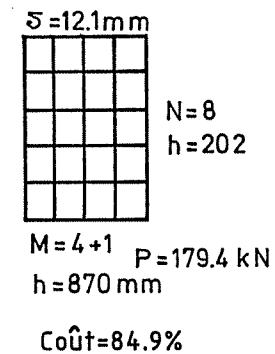
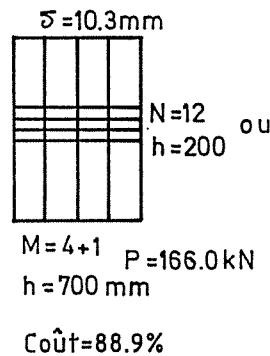
Analyses avec 5 variables de conception:  
(5 carlingues fixes dont quatre de 870 mm et une de 1200 mm de hauteur d'âme)

Panneau n° 1 de Winkle

Optimisation  
des cadres  
(5variables)

OPT.PoidsOPT.CoûtPanneau n° 2 de Winkle

Optimisation  
des cadres  
(5variables)



N = le nombre de varangues (aiguilles)  
M = le nombre de carlingues (raidisseurs ou traverses)  
h = la hauteur des âmes (à titre indicatif)

Tableau VI.11.b :

Optimisation du poids et du coût des panneaux 1 et 2 avec 5 variables de conception (les carlingues étant des invariants).

### XVIII.2.1.2 Analyses avec 9 variables de conception

Pour chacune des configurations I-lg, I-tr, II-lg et II-tr, la recherche des 9 variables de conception, correspondant au minimum de la fonction objectif, a été réalisée avec le modèle LBR-5. Il en résulte l'existence de 4 optimums, un par configuration. Parmi ces 4 optimums, l'optimum absolu est celui qui correspond à la fonction objectif la plus faible. Les autres configurations ne sont que des optimums locaux, c'est-à-dire des optimums correspondant à une configuration donnée.

Afin d'éviter la recherche systématique de l'optimum de chacune de ces 4 configurations, nous proposons une méthodologie de recherche qui conduit normalement, en deux étapes, à l'optimum absolu.

Un tel procédé est nécessaire car le module LBR-5 n'est pas un outil d'optimisation topologique. Il ne permet donc pas, sans l'intervention de l'utilisateur, de passer d'une configuration à une autre. Néanmoins, à la lumière des résultats présentés, le module LBR-5 fournit des résultats suffisamment explicites pour permettre à l'utilisateur de choisir, en connaissance de cause, la configuration la plus adéquate à sa situation.

La figure VI.17 présente le schéma de principe de cette méthodologie de recherche de la configuration optimale, c'est-à-dire du dimensionnement optimal d'un panneau raidi.

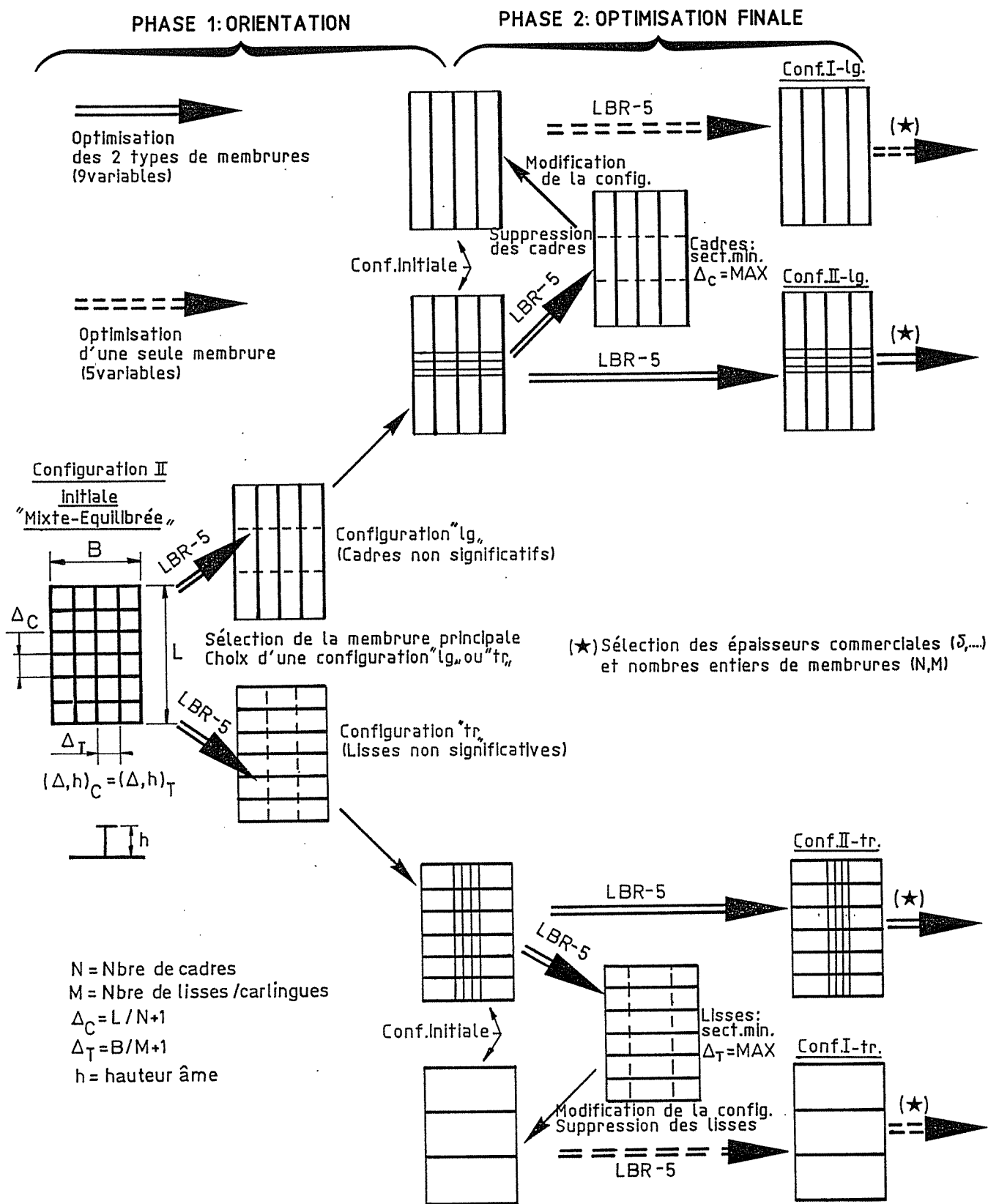


Figure VI.17 : Principe de la méthodologie de recherche de la configuration optimale et de son dimensionnement optimal.

La recherche de la configuration optimale pour les panneaux 1 et 2 de Winkle selon cette méthodologie est présentée aux figures VI.20, 21 et 22. On y trouve, à titre indicatif, l'optimum de chaque configuration (I-lg, I-tr, II-lg, II-tr) ainsi que les étapes requises pour déterminer l'optimum absolu.

Les deux étapes de la méthodologie utilisée sont les suivantes (Figure VI.17) :

#### Phase 1 : Phase d'orientation

Partant d'un panneau dont la configuration II comporte des renforts longitudinaux et transversaux identiques; on recherche la configuration optimale qui se caractérise par le choix d'un raidissage principal (longitudinal ou transversal). Si ce sont les carlingues (traverses) qui sont retenues comme raidissage principal, l'utilisateur doit opter pour la configuration II-lg (ou I-lg) et inversement pour la configuration II-tr (ou I-tr) si les varangues (cadres ou aiguilles) sont les renforts prédominants.

Une fois ce choix effectué, l'utilisateur doit définir un dimensionnement initial approximatif, cohérent avec la configuration retenue.

Ainsi, pour une configuration II-lg, il choisira par exemple, des carlingues (traverses) de forte inertie dont l'entredistance sera de 1 à 2 m et des varangues (aiguilles) de faible inertie ayant une entredistance réduite (par exemple 0,5 m). Pour une configuration II-tr, il faudra inverser les rigidités et entredistances entre varangues et carlingues longitudinales pour définir le dimensionnement initial.

#### Phase 2 : Optimisation finale

A partir de la configuration retenue lors de la première phase d'orientation, le modèle LBR-5 fournit l'optimum absolu.

Si cet optimum présente des varangues (lisses) ayant une section minimale et une entredistance maximale, l'utilisateur doit en déduire qu'une configuration à raidissage unique est la solution optimale c'est-à-dire la configuration I-lg (I-tr). Dans ce cas, c'est à partir d'une configuration initiale approximative du type I-lg (I-tr) que l'optimum absolu sera trouvé.

Afin de mettre en pratique cette méthodologie de recherche, il a été procédé à l'optimisation des panneaux 1 et 2 pour plusieurs cas de figures :

#### - $M=0$ :

Le moment de flexion d'ensemble  $M$  de la poutre navire, qui induit la compression axiale dans les panneaux de fond, n'est pas considéré ( $M=0$ ) mais son effet est indirectement pris en compte. En effet, la compression axiale est considérée en réduisant la contrainte admissible relative aux contraintes de flexion induites par la pression latérale ( $75,8 \text{ N/mm}^2$  au lieu de  $206,8 \text{ N/mm}^2$ ).

C'est l'approche retenue par Hatzidakis et Bernitsas.

#### - $\sigma=\text{Constante}$ ( $M \neq 0$ ) :

La contrainte axiale est supposée constante quelle que soit la section transversale du panneau (exemple :  $\sigma=100 \text{ N/mm}^2$ ). Pour ce faire, le panneau à optimiser est inséré dans une structure de forte rigidité dans laquelle les variations de section du panneau considéré, résultant de l'optimisation, ont un effet négligeable sur la rigidité d'ensemble et de ce fait sur la contrainte axiale (Figure IV.18).

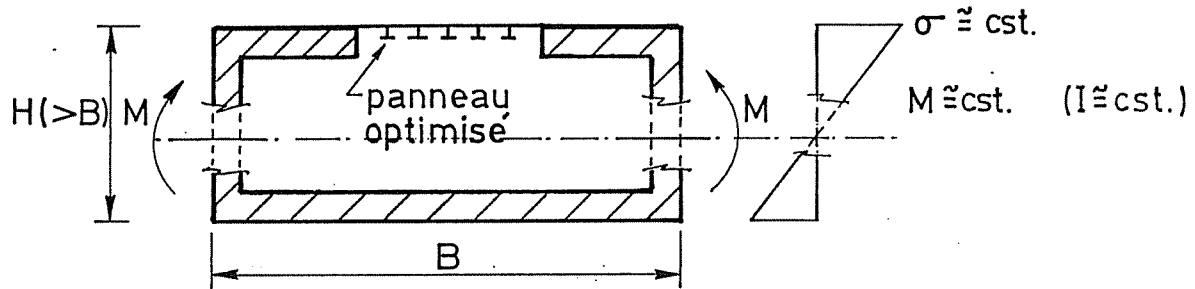
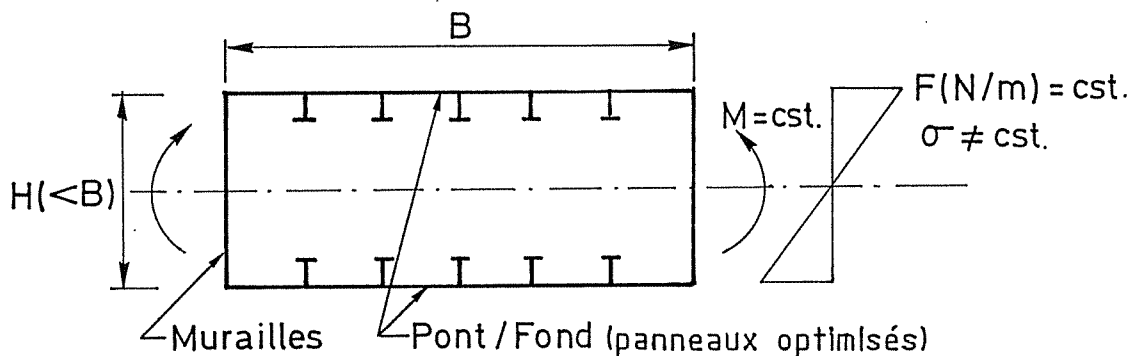


Figure VI.18 : Structure en caisson induisant une contrainte de compression constante ( $\text{N/mm}^2$ )

- F= Constante ( $M \neq 0$ ) :

La force axiale de compression est supposée constante quelle que soit la section transversale du panneau (exemple :  $F=1600 \text{ kN/m}$ ). Elle correspond, avant optimisation, à une contrainte initiale d'environ  $100 \text{ N/mm}^2$  qui évoluera en fonction des changements de section induits par le processus d'optimisation. Pour ce faire, une structure en caisson, composée d'un pont et d'un fond identique soumis à un moment de flexion constant, a été étudiée (Figure VI.19).



Pont/fond : panneau étudié, à section variable induisant une inertie d'ensemble variable;  
Murailles : panneaux de faible rigidité ( $H < B$ ), invariables.

Figure VI.19 : Structure en caisson induisant un effort de compression constant ( $\text{N/m}$ )

Les figures VI.20, 21 et 22 correspondent à une optimisation du poids des panneaux 1 et 2 pour, respectivement,  $M=0$ ,  $\sigma=\text{Cste}$  et  $F=\text{Cste}$ . Par contre la figure VI.23 correspond à une fonction objectif coût et au cas  $M=0$ .

Comme 9 variables de conception ont été utilisées, l'entière des dimensions et entredistances des renforts des panneaux ont été modifiées. De ce fait, l'optimum obtenu est le même pour le panneau 1 et le panneau 2. Ce n'est pas le cas dans l'étude de Hatzidakis car les carlingues y sont considérées comme des invariants et elles sont différentes pour les 2 panneaux (Figure VI.16).

Optimum poids:

En comparant les figures VI.20, 21 et 22, on constate que le «chemin» suivi pour obtenir l'optimum absolu est similaire dans les 3 cas et que la méthodologie proposée fournit bien, dans chaque cas, la configuration optimale et le dimensionnement optimal.

Dans les trois cas, la configuration optimale est du type II-tr qui associe des cadres espacés de forte rigidité à de nombreux raidisseurs longitudinaux (lisses) de manière à assurer une rigidité axiale importante. Notons que cette observation ne peut se généraliser à des panneaux dont les dimensions ou les sollicitations seraient différentes (exemple :  $B > L$ ).

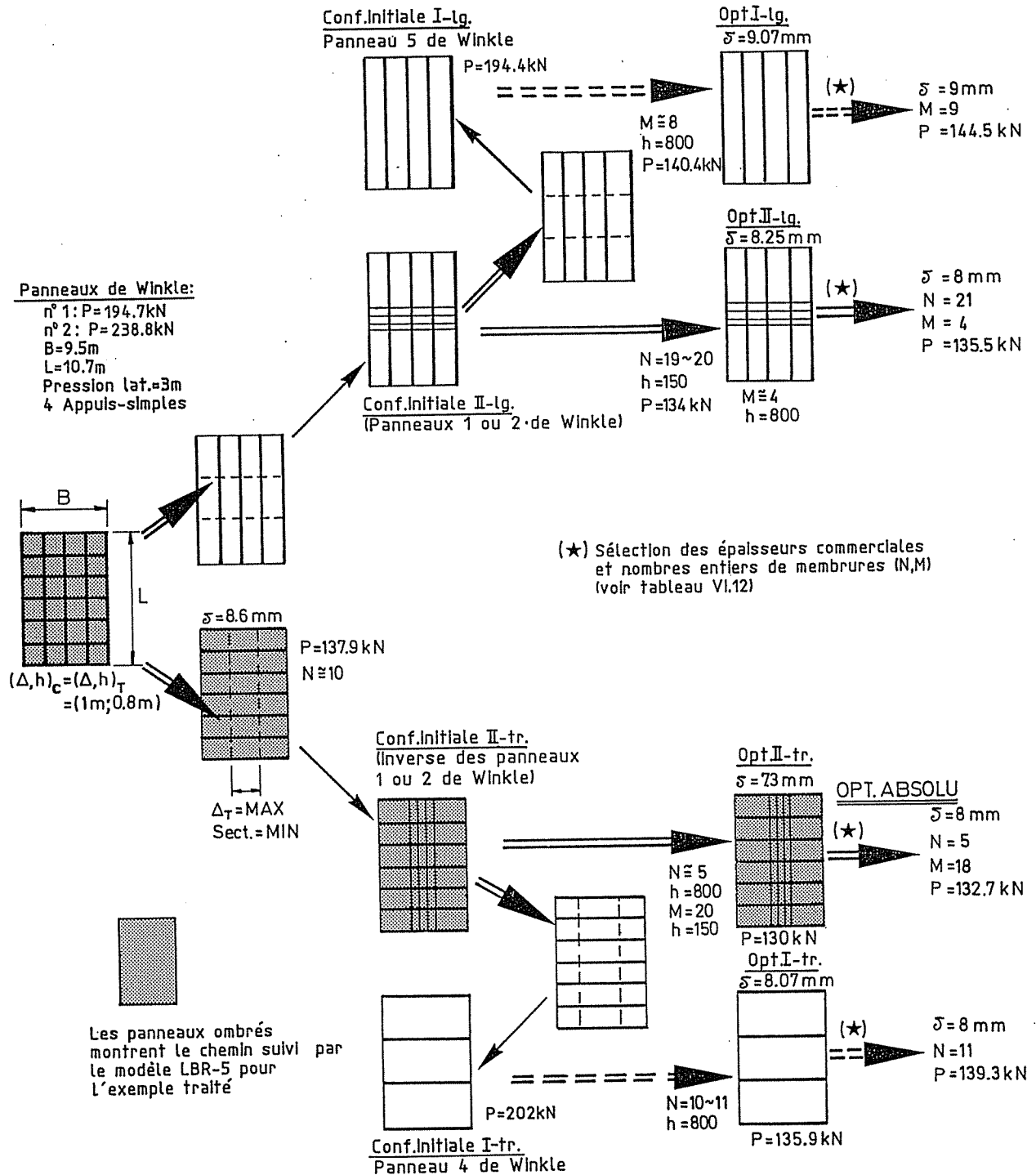


Figure VI.20 : Optimisation des panneaux 1 et 2, M = 0 - Fonction objectif poids.

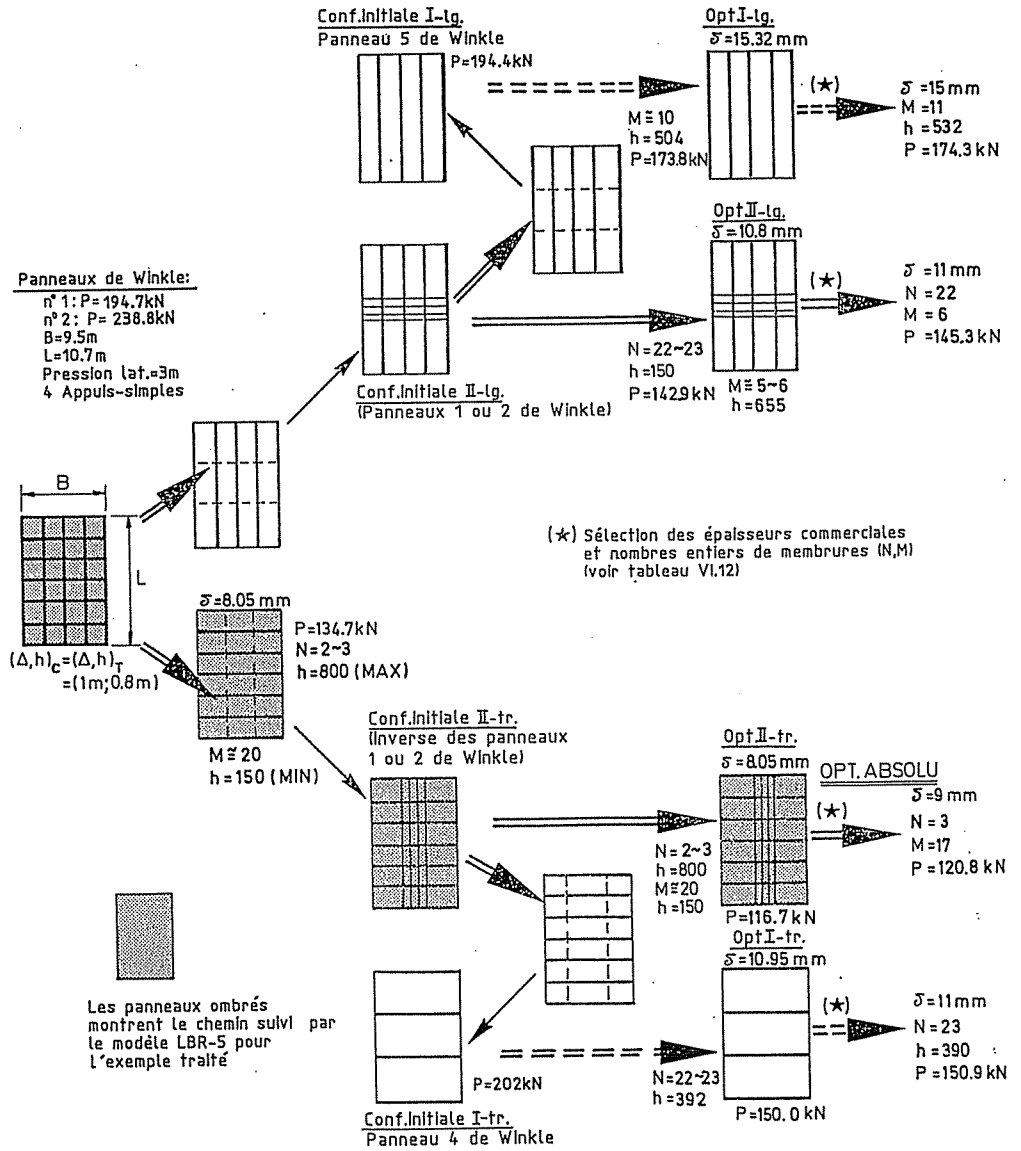


Figure VI.21 : Optimisation des panneaux 1 et 2,  $\sigma = \text{Constante}$  - Fonction objectif poids

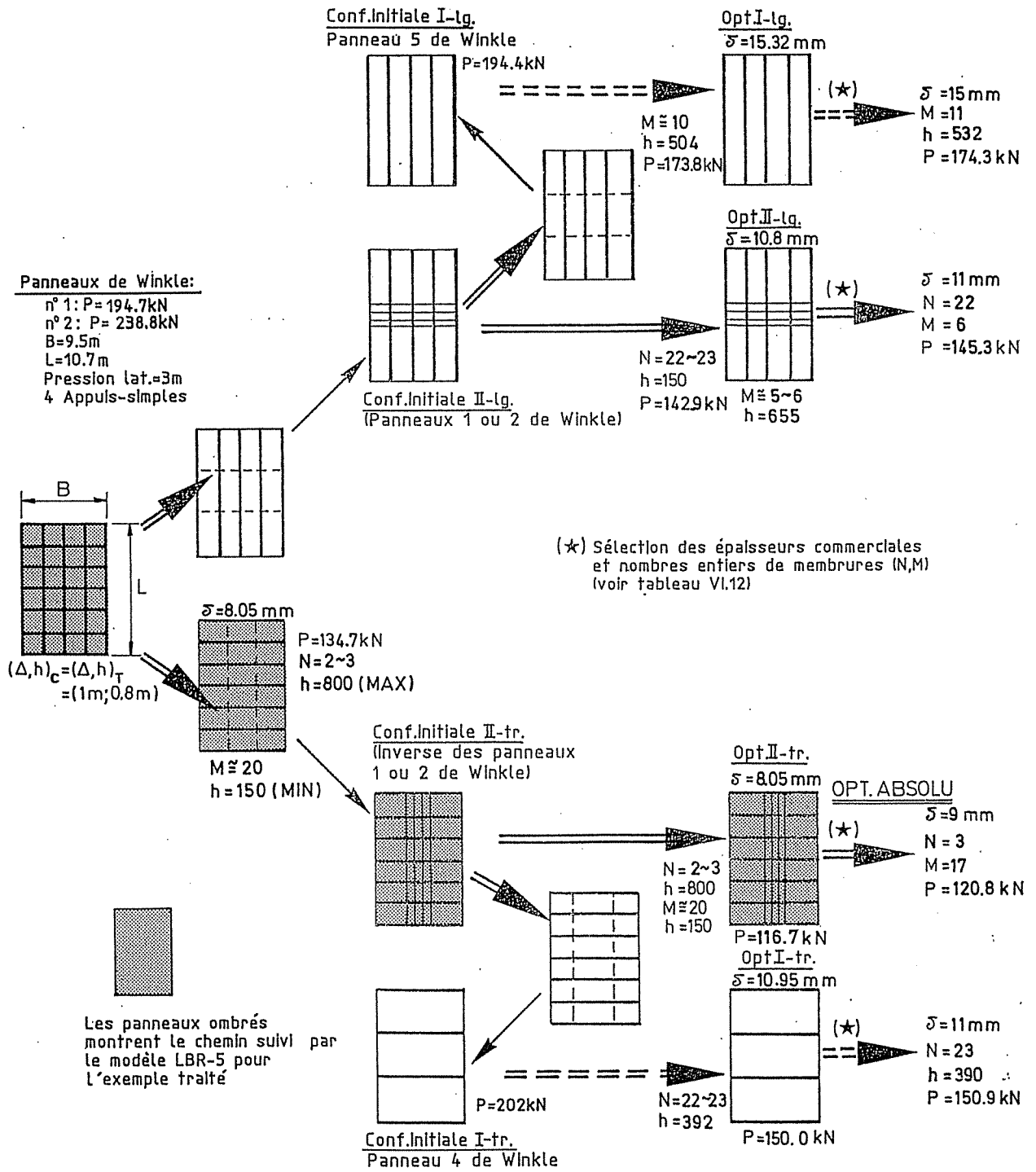


Figure VI.21 : Optimisation des panneaux 1 et 2,  $\sigma = \text{Constante}$  - Fonction objectif poids



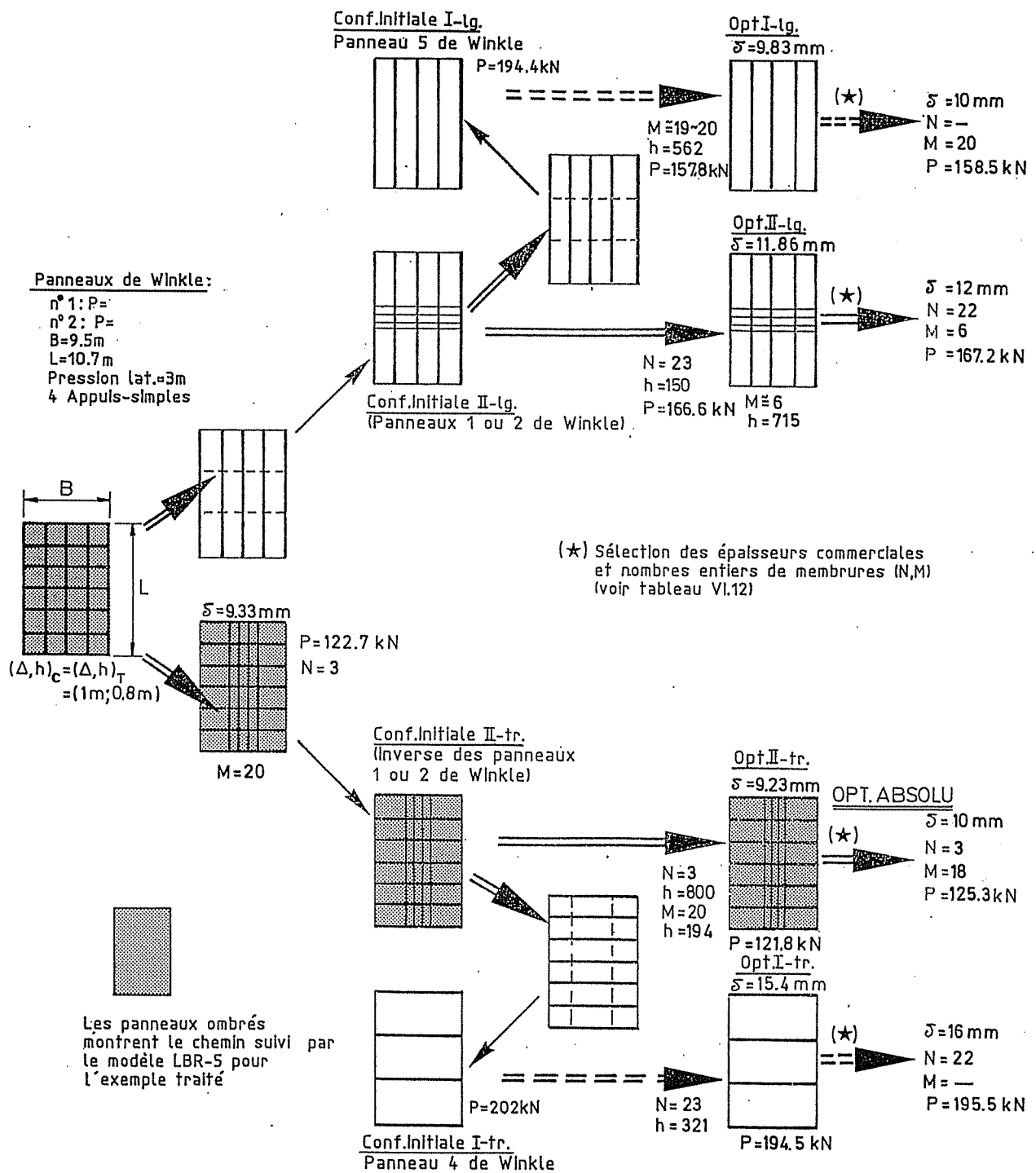


Figure VI.22 : Optimisation des panneaux 1 et 2, F = Constante - Fonction objectif poids

Optimum coût:

Dans le cas d'une fonction objectif coût (Figure VI.23), l'optimum ne correspond plus à une configuration à double niveau de raidissage (II-lg ou II-tr) mais à une configuration à simple niveau de raidissage (I-lg ou I-tr). Afin de diminuer le coût, il est en effet préférable de réduire le nombre de *renforts* mais surtout les croisements (intersections) qui nécessitent une charge de travail importante. Dans l'exemple traité à la figure VI.23, c'est la configuration I-tr (système de raidissage transversal) qui est la plus économique mais le gain vis-à-vis de la configuration I-Lg (système de raidissage longitudinal) n'est pas vraiment significatif. Pour cette application, une fonction objectif coût, similaire à celle de Winkle et al [WI86], a été choisie avec un coefficient  $k=0,05$  (Eq. V.11) c'est-à-dire un rapport de 1/20 entre le coût de la tonne d'acier et le coût d'une heure-homme.

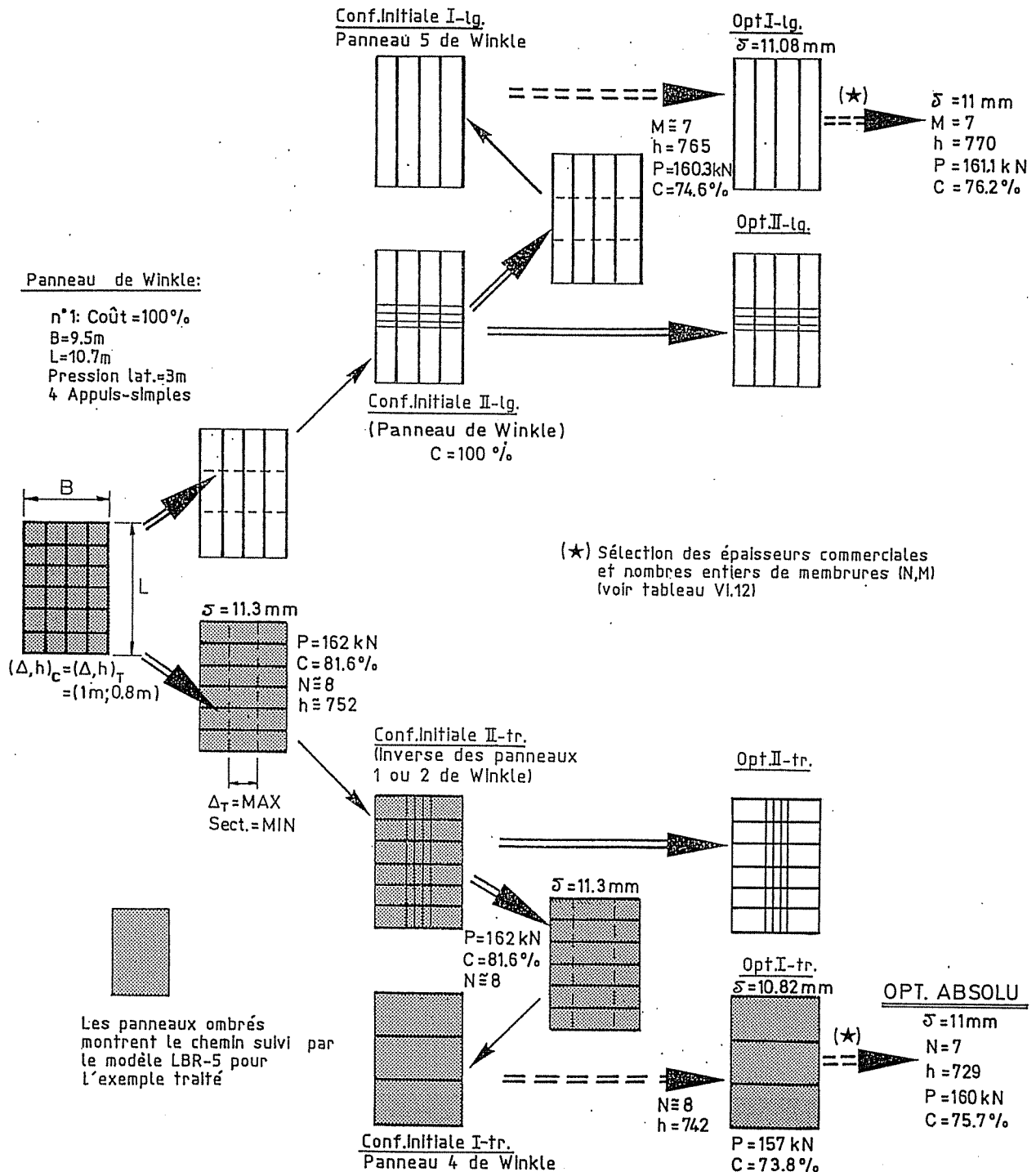


Figure VI.23 : Optimisation des panneaux 1 et 2,  $M = 0$  - Fonction objectif coût.

### XVIII.2.1.3 Variables de conception mixtes

En pratique, toutes les variables de conception ne sont pas continues; certaines varient par pas (exemple : les épaisseurs des tôles disponibles sur le marché peuvent être 5,6,8,10,12, ... mm). On parle alors de variables discrètes. Lorsque l'on combine au sein du même processus d'optimisation des variables continues et des variables discrètes, alors les variables sont dites "mixtes".

Vu le choix des variables de conception du modèle LBR-5, c'est en fait l'optimum d'un ensemble de variables mixtes qui est recherché. Il y a 4 variables continues (2 hauteurs d'âmes et 2 largeurs de semelles) et 5 variables discrètes (3 épaisseurs et 2 entredistances).

Les variables de conception considérées par CONLIN étant toutes des variables continues, le résultat de l'optimisation ne correspond généralement, ni à des dimensions compatibles avec les épaisseurs des tôles standards et les profilés commerciaux, ni à des nombres entiers de *renforts*. Partant de la solution optimale obtenue en supposant que toutes les variables sont continues, il faut donc rechercher la solution optimale pour le groupe des vraies variables (mixtes).

A cette fin, la procédure suivante pourrait être adoptée :

- Rechercher l'épaisseur commerciale du bordé ( $\delta$ ) qui correspond à l'optimum (les autres variables restant continues). On fixe  $\delta$  à cette valeur pour les étapes suivantes.
- Rechercher les nombres entiers de *renforts* qui correspondent à l'optimum ( $\delta$  est fixé et les autres variables restent continues). On fixe les deux entredistances ( $\Delta_x$ ,  $\Delta_y$ ) pour l'étape suivante.
- Rechercher les épaisseurs des âmes ( $d_x$ ,  $d_y$ ) qui correspondent à l'optimum: les autres variables restant continues. Une fois ces deux variables ( $d_x$ ,  $d_y$ ) et les hauteurs des âmes ( $h_x$ ,  $h_y$ ) fixées, la largeur des semelles est ajustée de façon à obtenir une épaisseur commerciale tout en maintenant la section des semelles inchangée.

Il est clair que cette façon de procéder est lourde et peu pratique et ne garantit pas que la sélection de l'optimum absolu. Cette procédure a été utilisée afin d'estimer l'écart au niveau de la fonction objectif entre l'optimum associé à des valeurs continues et l'optimum correspondant à des valeurs commerciales (profilés reconstitués). Cet écart varie entre 1 et 3 %. En pratique, au niveau du prédimensionnement, une telle recherche est lourde.

En conséquence, et afin d'alléger la procédure, il est plus adéquat de partir des valeurs optimales continues et

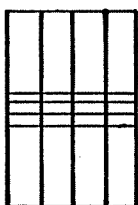
- d'arrondir l'épaisseur du bordé ( $\delta$ ) et le nombre de *renforts* en effectuant, éventuellement, un compromis :  $\delta$  arrondi vers le haut et augmentation de l'entredistance  $\Delta$ ;
- d'arrondir, à la valeur supérieure, l'épaisseur des âmes ( $d$ ) si le dixième de mm est supérieur à 3 (exemple :  $d=6,4$  mm devient 7 mm et 6,2 mm devient 6 mm).
- de relancer, éventuellement, l'optimisation pour définir la hauteur des âmes et la section des semelles optimales (les autres variables,  $\delta$ ,  $\Delta$  et  $d$ , ne changeant plus).

Le tableau VI.12 présente le fruit de la recherche des dimensions commerciales pour l'optimisation des panneaux 1 et 2 dans le cas  $M=0$  (Figure VI.20).

**Optimum avec les variables continues****Optimum commercial****Configuration I-lg :**

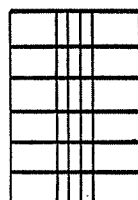
- $\delta = 9,07$  mm
- $N = 0$
- $M = 8,5$   
( $\Delta = 1269$ )
- $P = 140,4$  kN

$\delta =$ mm	Cadres		Carlingues		Poids (kN)
	N	$\Delta$ (mm)	M	$\Delta$ (mm)	
10	-	-	8	1056	145,7
9	-	-	9	950	144,5

**Configuration II-lg :**

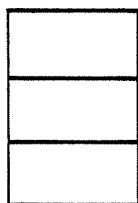
- $\delta = 8,25$  mm
- $N = 19,5$   
( $\Delta = 522$ )
- $M = 4,2$   
( $\Delta = 1892$ )
- $P = 134$  kN

$\delta =$ mm	Cadres		Carlingues		Poids (kN)
	N	$\Delta$ (mm)	M	$\Delta$ (mm)	
8	20	510	5	1583	142,9
8	21	486	4	1900	135,5
9	17	594	4	1900	138,1

**Configuration II-tr :**

- $\delta = 7,3$  mm
- $N = 5,28$   
( $\Delta = 1704$ )
- $M = 20,1$   
( $\Delta = 450$ )
- $P = 130,0$  kN

$\delta =$ mm	Cadres		Lisses		Poids (kN)
	N	$\Delta$ (mm)	M	$\Delta$ (mm)	
7	5	1783	16	559	141,8
7	6	1529	Pas de solution		
8	5	1783	18	500	132,7

**Configuration I-tr :**

- $\delta = 8,07$  mm
- $N = 10,6$   
( $\Delta = 921$ )
- $M = -$
- $P = 135,9$  kN

$\delta =$ mm	Cadres		Lisses		Poids (kN)
	N	$\Delta$ (mm)	M	$\Delta$ (mm)	
8	11	892	-	-	139,3
8	10	973	Pas de solution		
9	10	973	-	-	140,0

⇒ pointeur montrant la solution retenue

**Classement des configurations (par ordre croissant de poids) :**

II-tr - II-lg - I-tr - I-lg  
130 - 134 - 135,9 - 140,4 kN

II-tr - I-lg - I-tr - I-lg  
132,7 - 135,5 - 139,3 - 144,5 kN

**Tableau VI.12 :** Recherches des dimensions commerciales optimales  
- nombre entier de *renforts* et épaisseurs standards -  
Optimisation des panneaux 1 et 2 :  $M=0$  (Figure VI.20)

### XVIII.2.2 Analyses relatives à la configuration III-Ig du panneau 3

Le panneau 3 de Winkle possède une configuration du type III-Ig (Figure VI.16) et est composé de 7 varangues ( $h=600$  mm), 5 carlingues ( $h=600$ mm) et 26 lisses ( $h=114$ mm).

Il s'agit du panneau ayant la configuration la plus complexe. C'est peut-être la raison pour laquelle Hatzidakis se limite à rechercher la section optimale des carlingues. Il considère comme invariants les varangues, les lisses ainsi que le nombre de carlingues.

#### 1) Structure initiale : contraintes et déplacements

Méthode : FEM (Nastran) (analyse de Hatzidakis et al)	Méthode : LBR-4
$w = + 6,5$ mm $\sigma_{MAX} = - 233$ N/mm <sup>2</sup> (aux appuis de la carlingue centrale, dans la semelle)	$w = + 7,2$ mm $\sigma = - 234$ N/mm <sup>2</sup>

#### 2) Structure optimisée (le nombre de renforts est un invariant)

Avant optimisation Structure initiale de Winkle et Baird	Après optimisation par Hatzidakis et al (Opt. poids $\equiv$ Opt. coût)	Après optimisation avec LBR-5 (Opt. poids $\equiv$ Opt. coût)
$\delta = 8$ mm  <u>5 carlingues :</u> $600 \times 6 + 100 \times 8$ (4400 mm <sup>2</sup> )  <u>Poids :</u> $126,9$ kN	$\delta = 5$ mm  <u>5 carlingues :</u> $700 \times 10 + 250 \times 30$ (14500 mm <sup>2</sup> )  <u>Poids :</u> $141,7$ kN	$\delta = 5$ mm  <u>5 carlingues :</u> $718 \times 6 + 356 \times 22$ (12140 mm <sup>2</sup> )  <u>Poids :</u> $131,7$ kN

#### 3) Comparaison des contraintes et des déplacements utilisés comme restrictions. LBR-5 avec 1 terme de la série de Fourier et 4 appuis simples.

Avant optimisation Structure initiale de Winkle et Baird	Après optimisation par Hatzidakis et al	Après optimisation avec LBR-5
<u>flèche :</u> $w = 21,8$ mm  <u>bordé :</u> $\sigma_c = 38,2$ N/mm <sup>2</sup>  <u>Varangues :</u> $\sigma_c$ (sem) = $259,5$ N/mm <sup>2</sup> $\sigma_c$ (JAB) = $101,6$ N/mm <sup>2</sup>  <u>carlingues :</u> $\sigma_c$ (sem) = $220$ N/mm <sup>2</sup> $\sigma_{ult}$ PAIK = $84,1$ N/mm <sup>2</sup>	<u>flèche :</u> $w = 11,3$ mm  <u>bordé :</u> $\sigma_c = 58,5$ N/mm <sup>2</sup>  <u>Varangues :</u> $\sigma_c$ (sem) = $133,8$ N/mm <sup>2</sup> $\sigma_c$ (JAB) = $68,5$ N/mm <sup>2</sup>  <u>carlingues :</u> $\sigma_c$ (sem) = $91,4$ N/mm <sup>2</sup> $\sigma_{ult}$ PAIK = $53$ N/mm <sup>2</sup>	<u>flèche :</u> $w = 11,2$ mm  <u>bordé :</u> $\sigma_c = 58,5$ N/mm <sup>2</sup>  <u>Varangues :</u> $\sigma_c$ (sem) = $132,2$ N/mm <sup>2</sup> $\sigma_c$ (JAB) = $68,3$ N/mm <sup>2</sup>  <u>carlingues :</u> $\sigma_c$ (sem) = $91,4$ N/mm <sup>2</sup> $\sigma_{ult}$ PAIK = $55$ N/mm <sup>2</sup>

JAB= Jonction âme bordage

Tableau VI.13 : Analyse comparative de l'optimisation du panneau 3.

Dans le tableau VI.13, l'analyse élastique par éléments finis du panneau initial effectuée par Hatzidakis est comparée avec celle effectuée avec LBR-4. Les conditions d'appui sont celles retenues par Hatzidakis (2 encastremets et 2 appuis simples). La concordance est très bonne. Ensuite, l'optimum de Hatzidakis est comparé à celui obtenu avec LBR-5. L'optimisation porte uniquement sur la section transversale des carlingues (traverses) et l'épaisseur du bordé. Les restrictions utilisées avec LBR-5 ont été définies de manière à obtenir des contraintes et une flèche maximale identiques à celles de la solution optimale de Hatzidakis.

Les deux optimums sont assez proches :

- $\delta=5$  mm pour Hatzidakis et pour LBR-5,
- $h_{\text{ame}}=700$  mm pour Hatzidakis et 718 mm pour LBR-5.

La différence la plus significative entre les deux optimums concerne la section de la carlingue ( $14500 \text{ mm}^2$  contre  $12140 \text{ mm}^2$ ). L'origine de cette différence résulte probablement dans les formulations utilisées pour établir les restrictions sur l'instabilité locale des carlingues et l'instabilité d'ensemble du panneau raidi.

Il est intéressant de noter que lorsque les entredistances des *renforts* ne sont pas considérées comme variables de conception, l'optimum poids et l'optimum coût sont quasiment identiques. En effet, lorsque le nombre de *renforts* est figé, la fonction objectif coût varie presque comme la fonction poids.

La troisième partie du tableau VI.13 montre que, pour les deux optimums, l'accord est parfait au niveau des restrictions retenues. Ces deux optimums correspondent donc bien à un même niveau de restrictions.

### XVIII.2.3 Analyse du panneau 4 : raidissage transversal (I-tr)

Le panneau n° 4 est à l'origine un panneau dont le raidissage est essentiellement transversal (I-tr). Une carlingue centrale y est cependant présente avec une hauteur (et donc une rigidité) étonnamment faible vis-à-vis des éléments transversaux (varangues, aiguilles). Ce panneau, tel qu'il a été défini par Winkle et Baird, est présenté à la figure VI.16.

Les analyses effectuées ont pour objet :

- \* D'effectuer une comparaison avec l'optimum retenu par Hatzidakis et Bernitsas;
- \* D'étudier l'impact positif (ou négatif) de la présence d'une carlingue centrale sur la valeur minimale de la fonction objectif obtenue (poids).
- \* D'envisager l'opportunité d'intégrer le dimensionnement de la carlingue centrale au sein d'un processus d'optimisation globale (varangues, bordé et carlingue centrale). L'autre alternative est de limiter l'optimisation au bordé et aux varangues en considérant la carlingue centrale comme un invariant conditionné par des impératifs externes (exemple: les charges concentrées sous la quille lors de la mise à sec).

Un récapitulatif des analyses effectuées est présenté au tableau VI.14. Les valeurs mentionnées sont les valeurs brutes (variables continues) résultant du processus d'optimisation.

Les résultats de ces analyses (panneau 4) permettent d'émettre les observations suivantes :

- Il y a des écarts importants au niveau de l'optimum poids entre l'étude de Hatzidakis et celui obtenu avec LBR-5. Cette différence s'explique par le mode d'imposition des restrictions qui est différent et se marque par une variation très significative au niveau des épaisseurs des âmes et des semelles des varangues (rapport de 1 à 2).
- La présence d'une carlingue centrale semble être favorable à la réduction du poids et du coût du panneau si cette carlingue est optimisée simultanément avec le bordé et les varangues (aiguilles).

	<u>Optimum poids</u>	<u>Optimum coût</u>
* Opt. simultanée :	P = 130,6 kN	100%
* Opt. non simultanée :	P = 142,2 kN (carlingue fixe : h = 1200mm)	104%
* Opt. non simultanée :	P = 145,3 kN (carlingue = varangues $\cong$ 800mm)	100,1%
* Opt. non simultanée :	P = 135,2 kN (carlingue fixe : h = 250mm)	101%

On peut donc affirmer que la présence d'une carlingue centrale, ayant une rigidité égale ou supérieure aux varangues, contribue généralement à une diminution du poids de la structure. Ceci est une tendance mais ne peut en aucun cas être considéré comme une généralité. Un choix peu judicieux de la carlingue peut en effet conduire à une augmentation du poids.

Panneau n° 4	Bordé $\delta$ (mm)	Carlingue Centrale (Section mm)	Varangues - aiguilles		Poids (kN)	Coût (%)
			Nbre	Profilé -section (mm)		
Structure initial de Winkle et Baird	11	250x8+150x15	14	T: 600x10+250x20	202,2	100,0%
<b>OPTIMISATION des VARANGUES et du BORDE</b> (5 variables de conception)						
La carlingue centrale est un invariant.						
<b>Optimum de Hatzidakis</b>						
Opt. Poids :	8	1200x12+400x30	14	T: 550x10+250x20	191,9	93,5%
Opt. Coût :	11	1200x12+400x30	12	T: 550x10+250x20	200	90,0%
<b>Optimum selon LBR-5</b> (variables continues)						
Opt. Poids :	8,64	1200x12+400x30	$\cong$ 15	T: 535x5+214x10	142,2	82,3%
Opt. Coût :	14,27	1200x12+400x30	$\cong$ 7	T: 600x7,1+221x15	175	74,1%
<b>OPTIMISATION des VARANGUES, du BORDE et de la CARLINGUE CENTRALE</b>						
(8 variables de conception)						
<b>Optimum selon LBR-5</b> (variables continues)						
Opt. Poids :	8,07	1200x10,5+500x14	$\cong$ 19	T: 346x5+140x10	130,6	87,2%
Opt. Coût :	12,33	749x6,3+525x20	$\cong$ 7	T: 740x6,2+264x15	150,6	71,3%

Tableau VI.14 : Optimisation du panneau 4 - système de raidissage transversal.

#### XVIII.2.4 Analyse du panneau 5 : raidissage longitudinal (I-Ig)

Le panneau de référence n° 5 a été défini par Winkle et Baird et est présenté à la figure VI.16. Il consiste en un panneau dont le raidissage est uniquement longitudinal (I-Ig) et se compose d'une carlingue centrale renforcée et de 10 carlingues latérales (traverses). Notons que dans ce panneau, à cause du risque de voilement/flambement, la portée des carlingues ne semble pas être adéquate lorsque l'effort de compression axial est important.

Les analyses effectuées semblent montrer que, dans le cas considéré, la présence d'une carlingue centrale renforcée n'est pas requise et qu'il est donc préférable d'uniformiser la taille et les dimensions de toutes les carlingues.

Le tableau VI.15 reprend les résultats des analyses effectuées. On constate que l'optimum coût correspond à un bordé épais donc à un poids important et qu'inversément, l'optimum poids correspond à un bordé mince associé à de nombreuses carlingues et donc à un coût de construction

important. Cela démontre que la sélection de l'optimum provient d'un équilibre entre l'épaisseur du bordé et le nombre de carlingues (traverses). Il en résulte aussi que, pour un nombre donné de carlingues, l'optimum poids et l'optimum coût sont très proches.

Panneau n° 5	Bordé $\delta$ (mm)	Carlingue Centrale (Section mm)	Carlingues Latérales		Poids (kN)	Coût (%)
			Nbre	Profilé -section (mm)		
Structure initial de Winkle et Baird	11	1200x12+400x30	10	T: 550x10+250x20	194,4	100,0%
<b>OPTIMISATION des CARLINGUES LATÉRALES et du BORDE</b> 5 variables de conception : la carlingue centrale est un invariant.						
<b>Optimum de Hatzidakis</b>						
Opt. Poids :	11	1200x12+400x30	10	T: 550x10+250x20	194,4	100,0%
Opt. Coût :	14	1200x12+400x30	8	T: 550x10+250x20	200,5	96,8%
<b>Optimum selon LBR-5</b> (variables continues)						
Opt. Poids :	8,3	1200x12+400x30	$\cong 8$	T: 786x6,6+310x15	157,5	83,3%
Opt. Coût :	13,4	1200x12+400x30	$\cong 4$	T: 803x6,7+395x15	166,4	77,7%
<b>OPTIMISATION des CARLINGUES (centrale et latérales) et du BORDE</b> 8 variables de conception						
<b>Optimum selon LBR-5</b> (variables continues)						
Opt. Poids :	8,4	942x7,85+392x15	$\cong 8$	T: 812x6,76+288x15	141,1	80,8%
(*)	9	804x7+310x15	8	T: 800x7+320x15	145,9	81,3%
Opt. Coût :	10,4	777x6,5+400x15	$\cong 6$	T: 777x6,5+400x15	144,4	77,1%

(\*) Optimum pour le groupe de variables mixtes : épaisseurs commerciales, ..

Tableau VI.15 : Optimisation du panneau 5- système de raidissage longitudinal.

### XVIII.2.5 Conclusions

Pour un panneau donné (longueur, largeur et sollicitations), il est intéressant de comparer les optimums correspondant à diverses configurations (I-lg, II-lg, II-tr, I-tr). En toute logique, l'optimum obtenu doit être identique quels que soient la configuration initiale choisie et le dimensionnement initial (échantillonnage).

En pratique, ce n'est pas toujours le cas. La cause est que le module LBR-5 ne permet pas une optimisation topologique. Si l'on part d'une configuration II-lg, l'optimum obtenu sera aussi du type II-lg (ou éventuellement I-lg) et cela même si l'optimum absolu est une configuration II-tr ou I-tr.

Afin d'éviter cette situation, il est conseillé de donner au départ du processus d'optimisation des dimensions identiques aux longitudinaux et aux transversaux, sauf si le concepteur a préalablement fait un choix délibéré du type de configuration souhaité.



Pour les dimensions et sollicitations envisagées dans l'exemple traité, il faut noter que :

- \* Pour une optimisation du poids, la configuration II-tr semble être la configuration optimale. Elle composée de transversaux (varangues, aiguilles), de forte rigidité et plus espacés que les longitudinaux dont la rigidité est réduite.
- \* Les configurations avec un seul niveau de raidissage (I-tr et I-lg) semblent conduire à des structures plus lourdes mais aussi moins coûteuses (optimum coût).
- \* La présence d'une carlingue centrale de forte rigidité est recommandée pour les panneaux dont le système de raidissage est transversal (configuration I-tr).
- \* Pour les panneaux dont le système de raidissage est longitudinal (configuration I-lg), il ne semble pas adéquat d'imposer systématiquement à la carlingue centrale une rigidité nettement supérieure aux carlingues latérales. Bien sûr, des considérations externes (mise à sec) peuvent nécessiter un accroissement local de la rigidité de la carlingue centrale.
- \* La configuration du panneau 3 (composée de 3 niveaux de raidissage : carlingues, varangues et lisses ou traverses, aiguilles et raidisseurs) permet une réduction de poids appréciable. Il en résulte qu'il s'agit, avec la configuration II-tr, des configurations paraissant les plus adéquates pour concevoir des structures légères.

Remarques : Il faut souligner l'importance du choix des bornes géométriques relatives à la hauteur des âmes des *renforts* ( $h_{MAX}$ ,  $h_{MIN}$ ). Il a été remarqué que l'optimum semble très souvent correspondre à la hauteur maximale ( $h_{MAX}$ ) des *renforts* les plus importants (raidissage primaire) et au  $h_{MIN}$  du raidissage secondaire.

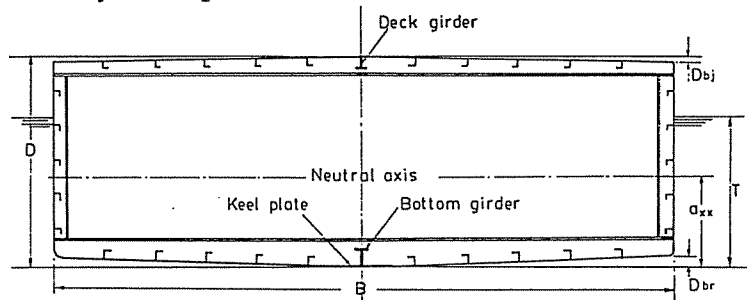
Un choix non fonctionnel des bornes maximales et minimales de ces variables de conception risque donc d'entraîner un dimensionnement non acceptable en pratique.

Lors de l'échantillonnage de la structure de bateaux, l'utilisation abusive du  $h_{MAX}$  conduit à réduire l'espace utilisable dans les cales du bateau. Il serait donc adéquat d'introduire au niveau de la fonction objectif un facteur prenant en compte le gain (ou la perte) de la section utile des cales. Une réduction de la dimension des cales peut avoir un impact non négligeable sur le taux de rentabilité du bateau commercial ou sur la fonctionnalité d'un bateau de guerre.

Ce phénomène est moins sensible pour les structures hydrauliques où les caissons (portes d'écluses flottantes, vannes de barrages mobiles) ne sont pas (ou peu) utilisés pour stocker ou loger du matériel.

### XVIII.3 OPTIMISATION D'UN BATEAU CARGO DE 350 t.

En 1991, Rahman a recherché le dimensionnement optimal du bateau cargo automoteur d'intérieur présenté à la figure VI.4a (§ XVII.3). La simplicité de la structure et l'analyse détaillée qu'il présente permet une analyse comparée.



Le cargo est un bateau de petite taille ( $L_{pp} = 40$  m; 350 t de port en lourd ( $\pm 3500$  kN);  $C_b = 0,84$  ; section du maître couple =  $8,24 \times 2,82$  m ; tirant 2,02 m). La cale centrale a 16 m de longueur et le moment de flexion maximal de la poutre navire a été estimé sur base du règlement du Lloyd's Register à  $10,4 \cdot 10^6$  N.m ( $\cong 1060$  t.m) [LR76, RA91a, 92a et b].

L'optimisation effectuée par Rahman repose sur la combinaison de deux cas de sollicitations : flexion en arc et en contre-arc. Les charges locales sur les panneaux sont supposées identiques dans les deux cas :

- pont : charge uniforme de 1,0 m d'eau,
- muraille : charge moyenne de 1,5 m d'eau.
- fond : charge uniforme de 2,0 m d'eau.

Les coefficients de sécurité (safety factors) considérés sont :

- ruine d'ensemble de la poutre navire : 2,0
- ruine des panneaux comprimés : 1,8
- états limites de service (plastification) : 1,5

Rahman a recherché l'optimum du maître couple de ce bateau sur base d'une fonction objectif coût basée sur des données correspondant à la situation du Bangladesh. A des fins comparatives, les données économiques de Rahman ont été reprises et ajustées au modèle de coût de LBR-5 (§ XV.5): elles sont les suivantes :

- coût de l'acier :  $C_1 = 25$  F/kg ( $\Delta C_1 = 0$ );
- coût de la MdO : 60 F/h-h d'ou  $k = 0,0024$ ;
- coût du soudage (énergie et électrodes) :  $C_8 = 54$  F/m ( $\Delta P_8 = 0$ );
- charges de travail :
  - fabrication des membrures :  $P_9 = 1,15$  h-h/m ( $\Delta P_9 = 0$ );
  - fabrication du bordé : négligé
  - assemblage des lisses :  $P_4 = 1,1$  h-h/m ( $\Delta P_4 = 0$ );
  - des varangues :  $P_5 = 1,25$  h-h/m ( $\Delta P_5 = 0$ );
  - intersection lisse-cadre :  $P_6 = 0,6$  h-h/unité;
  - gousset entre lisse-cadre :  $P_7 = 1,15$  h-h/unité.

Les taux de productivité choisis sont assez faibles, le coût de fabrication du bordé n'est pas considéré et aucune variation des coûts ( $\Delta C_1$ ,  $\Delta C_8$ ) et charges de travail ( $\Delta P_4$ ,  $\Delta P_5$ ,  $\Delta P_6$ ,  $\Delta P_7$  et  $\Delta P_9$ ) n'est considérée.

L'optimum de la structure d'une cale ( $L = 16$  m) a été recherchée avec le modèle LBR-5 en imposant les restrictions suivantes :

– restrictions structurelles :

- $\sigma_c$  (bordé)  $\leq s \cdot \sigma_o$  (restriction 11 : § XII.2.2)
- $\sigma_c$  (plaque élémentaire et voilement)  $\leq s \cdot \sigma_o$  ( $\delta_{\min} < \delta$  : § XII.2.7)
- $\sigma$  (panneau comprimé)  $\leq s \cdot \sigma_{ult}$  ( $\sigma_u$  (Paik) : § XII.7.7)
- $\sigma_c$  raid  $\leq s \cdot \sigma_o$  (restrictions 31-32 : § XII.2.2)
- $\sigma_c$  cadre  $\leq s \cdot \sigma_o$  (restrictions 22,24,25 : § XII.2.2)
- $w \leq w_{MAX}$  (déplacements absolus et relatifs) (§ XII.3.1)
- $M \leq s \cdot M_{ult}$  (§ XIV.8)

– restrictions géométriques (§ XII.1.2) :

- $w \leq h \leq 2 w$  (varangues et raidisseurs),
- $h + 1,105 - 170 d \leq 0$  (varangues),  
 $h \leq 40 d$  (raidisseurs),
- $\delta \leq 2 d$  (varangues et raidisseurs),
- $3\delta \leq h$  (varangues et raidisseurs),
- $8 \leq w/t \leq 32$  (varangues et raidisseurs),
- $t \leq 2 d$  (varangues et raidisseurs).

Les profilés (varangues et lisses) sont considérés comme des poutres en T.

Vu la symétrie, seule une demi-structure est modélisée.

A l'exclusion de la carlingue et de l'hiloire centrales, les panneaux de pont, de muraille et de fond comportent chacun neuf variables de conception ( $\delta$  pour le bordé et  $h, d, w$  et  $\Delta$  pour les lisses et pour les varangues). Partant de ces 27 variables de conception, il en subsiste finalement 24 indépendantes car :

- l'entredistance entre les renforts transversaux est identique pour les trois panneaux (deux conditions d'égalité :  $\Delta_y$  (panneau 1) =  $\Delta_y$  (panneau 2) =  $\Delta_y$  (panneau 3)).
- l'entredistance entre les lisses du pont et du fond sont identiques :  
 $\Delta_x$  (panneau 1) =  $\Delta_x$  (panneau 3)

En résumé, cette structure nécessite une modélisation avec trois panneaux orthotropes, deux cas de charges, 27 variables de conception, trois conditions d'égalités, 32 restrictions structurelles locales, 2 restrictions structurelles d'ensemble et 42 restrictions géométriques. A chaque variable de conception, une borne maximale et une borne minimale sont associées (Tableau VI.16):

XIMIN (mm)	4	100	3	50	1000	20	3	10	250
	Bordé		Varangues			Lisses			
Variabes (XI)	$\delta$	$h_y$	$d_y$	$w_y$	$\Delta_y$	$h_x$	$d_x$	$w_x$	$\Delta_x$
XIMAX (mm)	15	500	20	500	3000	150	20	150	1200

Tableau VI.16 : Bornes des variables de conception

Rahman considère que les barrots de pont et les varangues de fond sont, respectivement, appuyées sur la carlingue et l'hiloire centrales (« top and bottom girder », Figure VI.4a).

Vu les proportions des poutres en présence, il est clair qu'il s'agit d'une hypothèse erronée. Seule la présence d'épontilles ou d'une cloison longitudinale centrale peut justifier une telle hypothèse. De ce fait, une optimisation de la structure munie d'épontilles a d'abord été effectuée de manière à comparer notre analyse à celle de Rahman. Ensuite, le bateau tel que présenté à la figure VI.4a a été optimisé, c'est-à-dire sans supports centraux. Comme nous le verrons, l'absence de supports centraux nécessite la présence de varangues beaucoup plus importantes et, de ce fait, induit une majoration des optimums poids et coût.

Les résultats sont repris au tableau VI.17. Ils reprennent 9 analyses différentes, à savoir :

- Cas 1 Il s'agit du dimensionnement présenté à la figure VI.4 qui a servi de point de départ au processus d'optimisation de Rahman et du modèle LBR-5 (§ XVII.3). Il a été obtenu sur base du règlement de classification du Lloyd's Register de 1976 (LR76). Il correspond à un poids de 322,1 kN et à 1,011 Mio FB qui sert de point de comparaison pour les autres analyses. Cette structure est supposée avoir des appuis centraux qui permettent de considérer les varangues comme appuyées au niveau de l'axe de symétrie. Une vérification de cette structure avec LBR-4 montre qu'elle est largement surdimensionnée à l'exception des varangues qui satisfont exactement au critère de plasticité :  $\sigma_i$  (semelle cadre)  $\cong 160 \text{ N/mm}^2$ .
- Cas 2 Il s'agit de l'optimum poids défini par Rahman.
- Cas 3 Il s'agit de l'optimum coût défini par Rahman pour un rapport  $k = 0,0027$  c'est-à-dire un salaire de 60 FB/h-h et des tôles à 25 FB/kg [ $k = \text{Mdo}(\text{FB/h-h}) / \text{Mat}(\text{FB/t})$ ].
- Cas 4 Cette analyse effectuée avec LBR-5 est la réplique de l'analyse 2 de Rahman (Optimum poids). La carlingue et l'hiloire centrales n'ont pas été modifiées. On note une similitude entre les 2 optimums (cas 2 et 4) : épaisseur du bordage et entredistance entre les lisses. Par contre, on assiste à un accroissement important de l'entredistance entre les varangues qui est compensé par des sections beaucoup plus importantes. De plus, la section optimale des lisses est plus faible avec LBR-5. Il en résulte une structure environ 10% plus légère que celle de Rahman.
- Cas 5 Il s'agit de l'optimum coût de LBR-5. Cette analyse doit être comparée avec l'analyse 3 de Rahman. Les mêmes observations que pour l'analyse 4 peuvent être faites. L'optimum obtenu avec LBR-5 est environ 10 % moins coûteux. Une comparaison entre les optimums poids et coûts (cas 4 et 5) permet de constater que :
- l'optimum coût requiert des tôles plus épaisses, moins de profilés (lisses) et donc moins de main-d'oeuvre;
  - l'optimum coût et l'optimum poids correspondent à des structures assez différentes. Le choix de l'optimum coût entraîne une augmentation de poids de 15 à 20 %. Inversement, le choix de l'optimum poids se traduit par un accroissement de  $\pm 10 \%$  du coût.
- Cas 6 Lorsque le prix de la main-d'oeuvre augmente (180 FB/h-h au lieu de 60 FB/h-h), il y a une tendance à utiliser des tôles plus épaisses afin d'accroître l'entredistance entre les lisses et donc, de réduire le coût.
- Cas 7 Lorsque l'on considère la structure réelle c'est-à-dire sans appui au niveau de l'axe de symétrie, le moment de flexion dans les varangues augmente fortement. Il s'ensuit, principalement, un accroissement de leur taille (hauteur). Cela se traduit par des augmentations de  $\pm 20 \%$  du poids et du coût par rapport à l'optimum de la structure avec supports centraux (cas 5).

Cas 8 La hauteur optimale des varangues (480 mm pour les varangues) obtenue lors de l'analyse précédente (cas 7) peut être jugée trop importante car elle entraîne une perte de place importante si un plancher (en bois) doit être installé sur ces varangues. Afin de pallier à cet inconvénient majeur, le cas 8 propose un échantillonnage optimal avec une hauteur d'âme de varangue inférieure à 300 mm. A l'exception de cette limitation, les données des cas 7 et 8 sont parfaitement identiques. La comparaison de ces deux cas montre l'importance de cette limitation sur la solution optimale. L'entredistance entre les varangues est réduite de moitié, le poids total augmente de 4 % et le coût de 12 %. Pour être justifiable, il faut que cette accroissement du coût soit compensé par une meilleure rentabilité du bateau (rendement proportionnel à l'espace utile des cales).

Cas 9 Pour cette analyse, la carlingue et l'hiloire centrale ont été optimisées en plus des 27 autres variables. Pour ce faire, les panneaux du pont et du fond ont été scindés en 2 sous-panneaux, un relatif aux lisses et un relatif à la zone centrale (carlingue ou hiloire). Par comparaison à l'analyse précédente, on ne constate aucune différence significative. Il n'y a donc pas d'intérêt à accroître la taille de ces poutres si l'on n'y est pas obligé pour des raisons externes telles que, par exemple, la reprise d'efforts concentrés en cale sèche.

### Résultats de l'optimisation de la cale centrale d'un bateau d'intérieur de 40 m.

Cas 1	Dimensions initiales (sur base du règlement du Lloyd's [LR76])				
	$\delta$ (mm)	Varangues, $\Delta = 2$ m	Lisses	$\Delta_{\text{lisse}}$	Carlingue et hiloire centrales
Pont	7	180x12+90x12	80 x8+40x8	0,687	130x10+75x10
Murailles	8,5	180x10+90x10	60x9+50x9	0,564	-
Fond	9	300x12+200x13	100x7+65x7	0,687	250x10+150 x10
Poids : 322,1 kN ou 100 %		Coût : 1,011 Mio FB ou 100 % pour $k = 0,0024$ Coût : 1,237 Mio FB ou 100 % pour $k = 0,0072$			

Cas 2	Optimum poids de Rahman [RA91a, 92a et b]				
	$\delta$ (mm)	Varangues, $\Delta=1,33$ m	Lisses	$\Delta_{\text{lisse}}$	Carlingue et hiloire centrales
Pont	4,5	142x5+142x9	85x3+75x4	0,317	92x8+65 x8 (*)
Murailles	4	142x4+ 91x10	105x3+67x4	0,282	-
Fond	4,5	268x7+197x13	105x3+70x4	0,317	192x8+93x8 (*)
Poids : 224,6 kN (67,6 %)		Coût : 0,950 Mio FB (94,0 %)			

(\*) Rahman n'indique que pas sur quelle base il optimise la carlingue et l'hiloire centrales

Cas 3	Optimum coût de Rahman [RA91a, 92a et b]				
	$\delta$ (mm)	Varangues, $\Delta=1,77$ m	Lisses	$\Delta_{\text{lisse}}$	Carlingue et hiloire centrales
Pont	6	151x5+150x10	121x3+91x5	0,515	130x8+70x8 (*)
Murailles	6	160x4+108x 8	123x3+92x5	0,470	-
Fond	6,5	234x7+172x11	124x3+94x5	0,515	248x8+132x8 (*)
Poids : 247,7 kN (76,9%)		Coût : 0,838 Mio FB (82,9 %)			

Cas 4	Optimum poids avec LBR-5				
	$\delta$ (mm)	Varangues, $\Delta=2,51$ m	Lisses	$\Delta_{\text{lisse}}$	Carlingue et hiloire centrales
Pont	4	220x7,8+106x12	89x3+44x6	0,32	130x10 + 75x10 (**)
Murailles	4	254x8,0+194x10	102x3+53x6	0,33	-
Fond	4	285x8,2+142x13	117x3+65x6	0,32	250x10 + 150 x10 (**)
Poids : 197,5 kN (61,3%)		Coût : 0,817 Mio FB (80,8 %)			

(\*\*) Eléments non optimisés avec LBR-5

<b>Cas 5</b> Optimum coût avec LBR-5: $k=0,0024$ [ $k=MdO(FB/h-h) / Mat(FB/t)$ ]					
	$\delta$ (mm)	Varangues, $\Delta=3,00m$	Lisses	$\Delta_{lisse}$	Carlingue et hiloire centrales
Pont	5,4	229x7,8+110x12	130x3,4+ 74x6	0,55	130x10 + 75x10 (**)
Murailles	4,8	260x8,0+137x15	135x4,0+ 97x6	0,60	-
Fond	5,7	301x8,3+150x13	150x4,0+122x6	0,55	250x10 + 150 x10 (**)
Poids : 235,0 kN (73,0%)			Coût : 0,762 Mio FB (75,4 %)		

<b>Cas 6</b> Optimum coût avec LBR-5: $k=0,0072$ ( $MdO=180FB/h-h$ au lieu de 60 FB/h-h)					
	$\delta$ (mm)	Varangues, $\Delta=3,00m$	Lisses	$\Delta_{lisse}$	Carlingue et hiloire centrales
Pont	7,2	218x7,8+105x12	150x3,9+ 85x6	0,82	130x10 + 75x10 (**)
Murailles	6,5	240x7,9+133x15	150x6,0+130x6	0,88	-
Fond	7,6	295x8,2+147x13	150x8,1+150x6	0,38	250x10 + 150 x10 (**)
Poids : 278,8 kN (84,7%)			Coût : 0,958 Mio FB (77,4 % de 1,237 Mio)		

<b>Cas 7</b> Optimum coût avec LBR-5: $k=0,0024$ Hauteur des âmes des varangues < 500 mm					
	$\delta$ (mm)	Varangues, $\Delta=3,00m$	Lisses	$\Delta_{lisse}$	Carlingue et hiloire centrales
Pont	5,9	396x8,8+191x12	135x3,5+ 77x6	0,51	135x3,5 + 77x6 (***)
Murailles	4,6	402x8,9+338x15	140x4,0+108x6	0,53	-
Fond	7,2	480x9,3+250x15	150x4,2+ 98x8	0,51	150x4,2 + 98x8 (***)
Poids : 276,5 kN (85,8%)			Coût : 0,923 Mio FB (91,3 %)		

(\*\*\*) Carlingue et hiloire centrales supposées identiques aux lisses de fond et de pont

<b>Cas 8</b> Optimum coût avec LBR-5: $k=0,0024$ Hauteur des âmes des varangues < 300 mm					
	$\delta$ (mm)	Varangues, $\Delta=1,58m$	Lisses	$\Delta_{lisse}$	Carlingue et hiloire centrales
Pont	5,3	295x8,2+144x12	66x3,0+36x5	0,42	66x3 + 36x5 (***)
Murailles	5,3	300x12 +250x20	100x3,0+54x6	0,69	-
Fond	6,6	300x8,3+300x13	89x3,3+44x6	0,42	89x3,3 + 44x6 (***)
Poids : 288 kN (89,4%)			Coût : 1,042 Mio FB (103 %)		

<b>Cas 9</b> Optimum coût avec LBR-5: $k=0,0024$ Hauteur des âmes des varangues < 500 mm avec carlingue et hiloire centrales optimisées					
	$\delta$ (mm)	Varangues, $\Delta=3,00m$	Lisses	$\Delta_{lisse}$	Carlingue et hiloire centrales
Pont	5,8	395x8,8+191x12	135x3,5+ 76x6	0,50	132x3,5 + 75x6 (***)
Murailles	4,5	402x8,9+317x16	140x4,0+109x6	0,52	-
Fond	7,1	480x9,3+235x16	148x4,2+ 97x8	0,50	145x4,2 + 96x8 (***)
Poids : 276,3 kN (83,2%)			Coût : 0,922 Mio FB (91,2 %)		

Tableau VI.17: Résultats de l'optimisation de la cale centrale d'un bateau d'intérieur de 40 m.

## CHAPITRE XIX:      EXEMPLES D'OPTIMISATION DE STRUCTURES

Deux exemples d'application du modèle d'optimisation LBR-5 sont présentés dans ce chapitre. Le premier traite de l'optimisation d'une porte flottante pour la nouvelle écluse du port d'Ostende et le second concerne l'optimisation d'une barge FSO de 336 m, d'une capacité de 370 000 t ( $\pm 3,7$  Mio kN), destinée à servir de réservoir flottant (zone tampon) en vue de recevoir le fuel brut avant son transfert à bord des pétroliers (FSO = Floating Storage Oil).

### XIX.1    OPTIMISATION D'UNE PORTE FLOTTANTE POUR L'ECLUSE MARITIME D'OSTENDE

En Belgique, le département de la côte du ministère des voies maritimes et fluviales (Waterwegen Kust, Oostende) a comme projet la construction, dans le port d'Ostende, d'une nouvelle écluse de 250 x 36 m dont la profondeur minimale serait de 10 m (Figures VI.24.a et b). Cette écluse est destinée à recevoir des bateaux de 10 000 tonnes de port en lourd ( $\pm 100\ 000$  kN). Il est envisagé de la concevoir avec des portes flottantes.

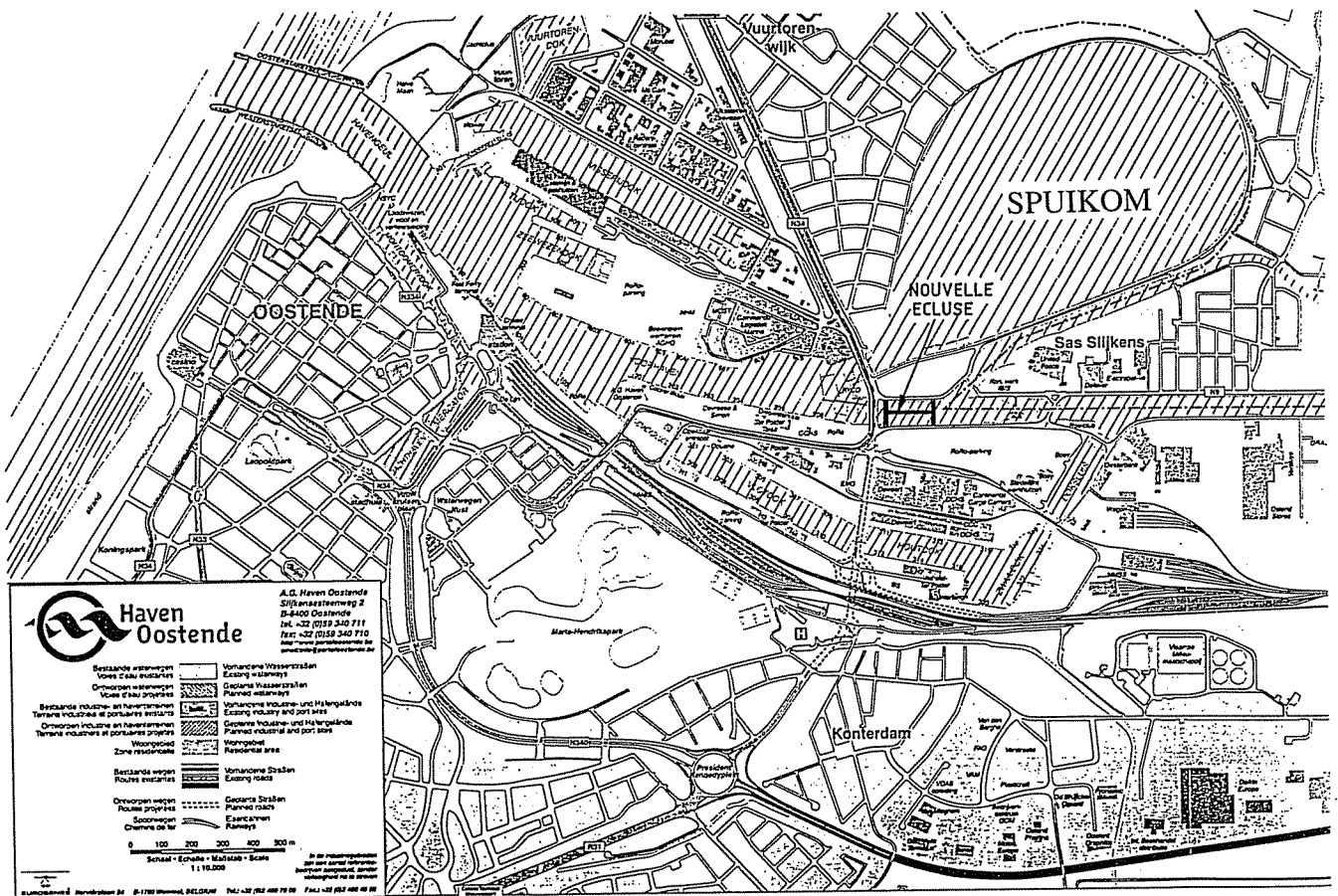


Figure VI.24.a : Implantation de la nouvelle écluse du port d'Ostende

Les avantages des portes maritimes flottantes sont bien connus et ont été mis en exergue à l'université de Liège depuis maintenant 20 ans [AN95, DE85, GR85]. Les études précédentes portaient sur des écluses de 50 m (Zeebrugge) et de 70 m de large (Berendrecht à Anvers). Cette fois, la largeur n'est que de 36 m et une étude spécifique à cette largeur a été nécessaire [DA98].

Nous n'aborderons pas ici l'ensemble des études nécessaires à la conception et au dimensionnement des portes flottantes, à savoir : la stabilité, le ballastage, la manoeuvrabilité, la propulsion, l'effet de la houle et des courants,.... Nous concentrerons notre analyse sur l'optimisation de la structure de la porte lorsque ses grandes dimensions ont été définies (hauteur, largeur, longueur, tailles et positions des caissons et des zones de ballastage).

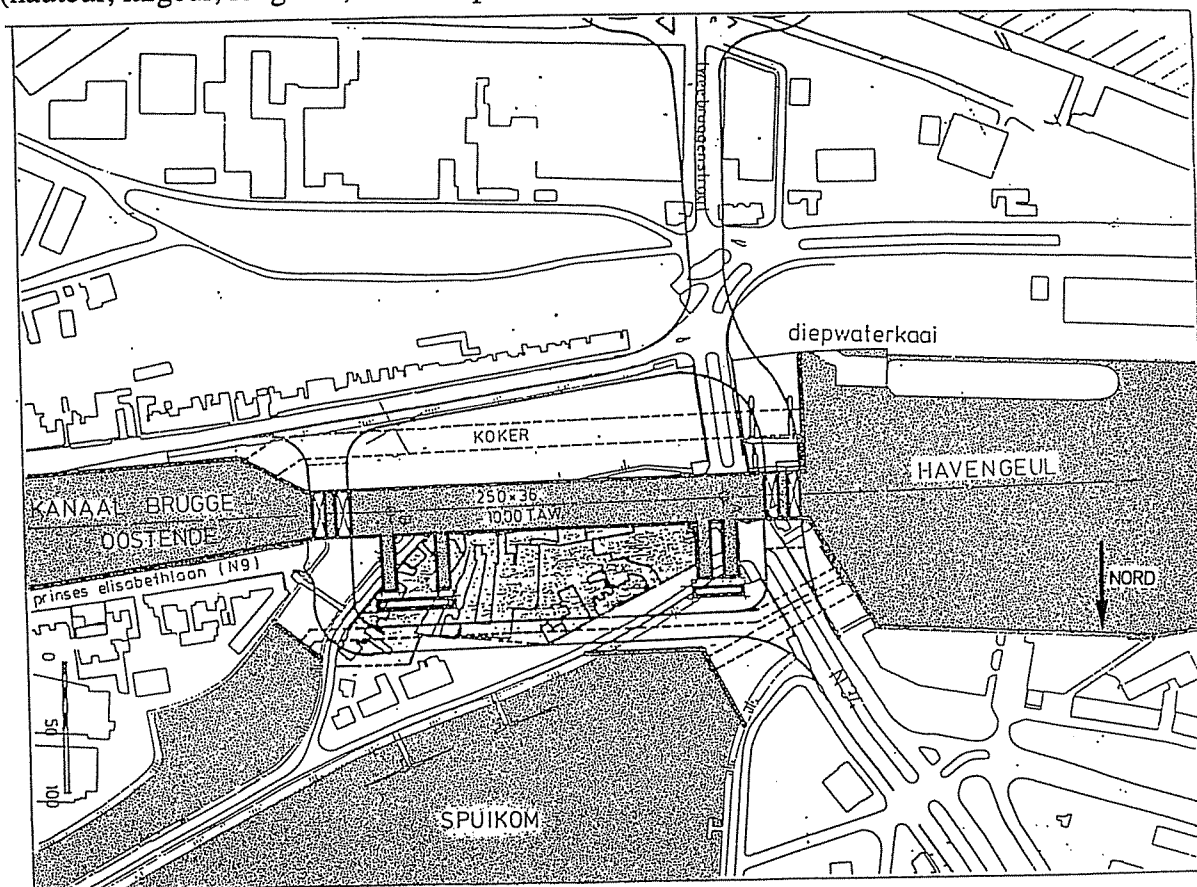


Figure VI.24.b : Plan d'implantation de l'écluse de 250 x 36 m

Pour une porte de 36 m de portée, Da Ronch [DA98] a montré que, si l'on néglige les problèmes liés à la stabilité en flottaison, l'optimum poids correspond à une porte dont la largeur est 3,25 m (Figure VI.25). Cette largeur est donc indiquée pour la construction d'une porte roulante, non flottante, dite «brouette» ou à déplacement latéral.

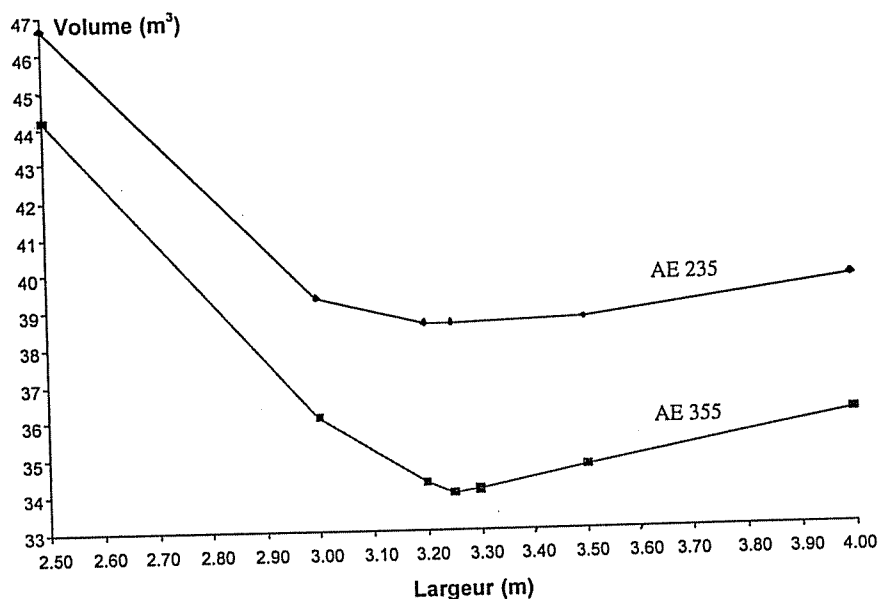


Figure VI.25 : Recherche de la largeur optimale pour une écluse maritime de 36 m (optimum poids) [DH98].



Pour une porte flottante, une largeur de 3,25 m ne permet pas d'assurer une stabilité suffisante en présence du vent et de la houle; il faut donc l'élargir. Dans le cas de la porte d'Ostende, la hauteur de la porte sous eau ( $\pm 9,7$  m) étant quasiment égale à la partie hors de l'eau ( $\pm 9,1$  m), les problèmes de stabilité sont critiques. En conséquence, après un calcul des conditions de flottabilité, notre choix s'est porté vers une porte de 5,40 m munie, à la partie basse, d'un lest de  $\pm 1000$  kN (Figure VI.26). Des recherches doivent se poursuivre à ce sujet afin de confirmer le bien-fondé de cette largeur et de la quantité de lest.

Les analyses présentées ici, concernant les portes d'écluses maritimes, se rapportent à l'optimisation (poids et coût) d'une porte de 3,25 m de largeur et d'une porte flottante de 5,40 m de largeur. L'opportunité d'utiliser de l'acier haute résistance est aussi envisagée (AE355).

### La modélisation

La modélisation utilisée comprend :

- 18 panneaux raidis avec 9 variables de conception chacun (Figure VI.26);
- 1 panneau additionnel pour simuler l'appui inférieur (busc) éventuel au bas de la porte (configuration n° 2);
- 162 variables de conception (18 x 9);
- 73 conditions d'égalité entre les variables de conception (structure symétrique, uniformité de l'espacement des cadres  $\Delta_c, \dots$ );
- 270 restrictions géométriques (15 restrictions par panneau);
- 246 restrictions structurelles, à savoir :
  - \* déformée  $\leq 3,60$  cm;
  - \*  $\sigma_c$  (bordé),  $\sigma_c$  (cadre : JAS - JAB et SEM),  $\sigma_c$  (raid. : JAS - JAB et SEM) avec chaque fois  $\sigma_c \leq s \cdot \sigma_0$ ;
  - \* instabilité locale du bordé :  $\delta_{\min} \leq \delta$
  - \* résistance ultime des panneaux raidis :  $\sigma/\sigma_{ult} \leq s$
- 2 configurations correspondant à :
  - \* la porte libre en son pied,
  - \* la porte appuyée sur le radier (busc).

La résistance ultime de la structure d'ensemble n'a pas été retenue comme restriction. Une vérification post-optimisation a confirmé que la structure peut résister à une différence de niveau exceptionnelle de 6,50 m. Le coefficient de sécurité "s" a été pris égal à 0,65 pour toutes les restrictions mentionnées ci-avant.

### Les conditions d'appuis

A ses deux extrémités, la porte est considérée comme appuyée, verticalement, sur les bajoyers; il s'agit d'appuis simples. Notons qu'en principe une telle porte est conçue pour être, soit appuyée en son pied, soit libre. Dans ce dernier cas, seule l'étanchéité est requise. Un appui sur le mur de busc (au pied de la porte) permet de réduire le niveau global des contraintes et de la déformation d'ensemble. Afin de prendre en compte les incertitudes relatives à la reprise des efforts sur le busc, le dimensionnement optimal proposé répond simultanément aux exigences des deux situations.

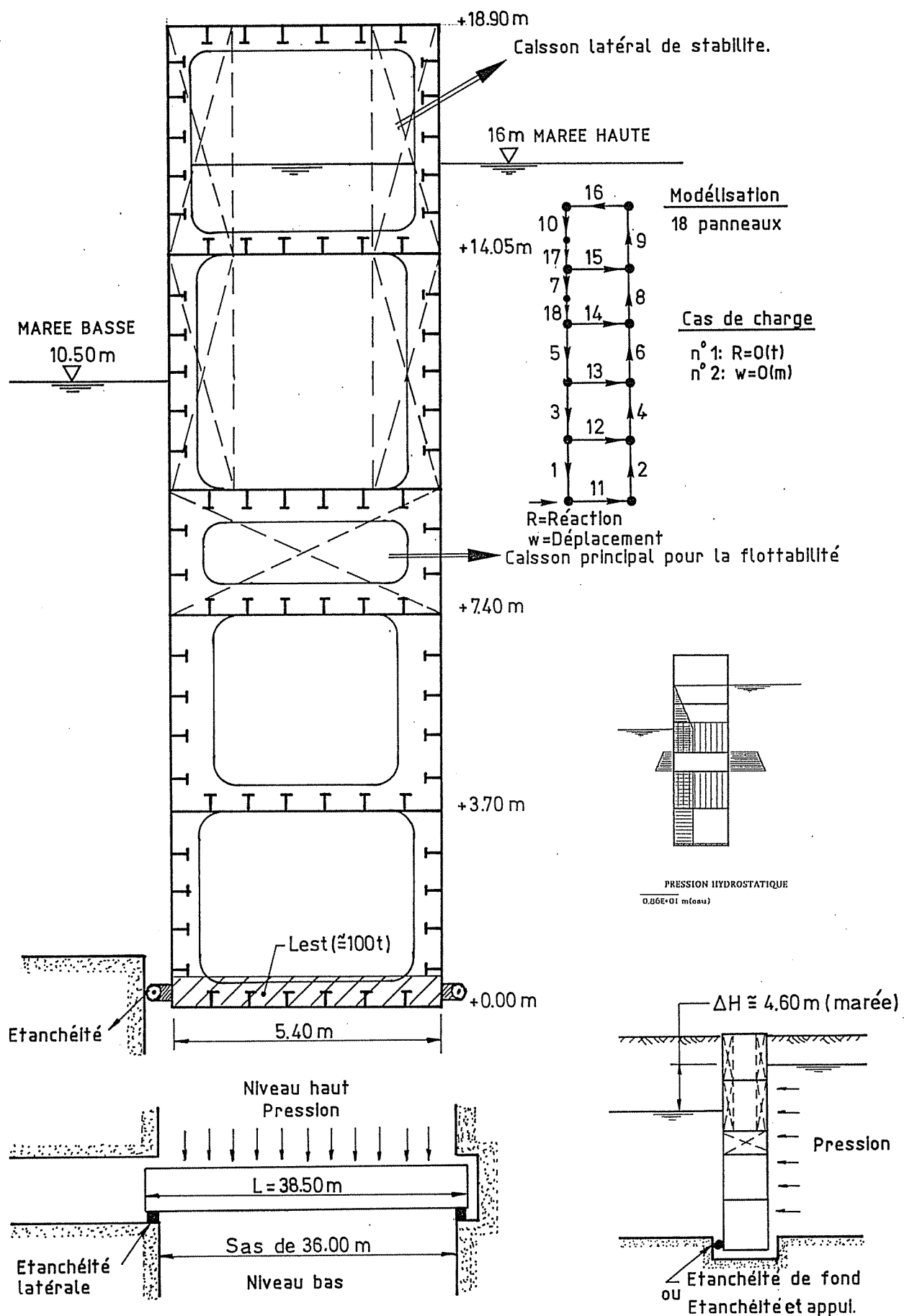


Figure VI.26 : La porte flottante de 5,40 m

### **XIX.1.1 Recherche de la largeur optimale**

Indépendamment des impératifs liés à la stabilité en flottaison et à l'action de la houle et du vent, il a été procédé à la recherche de la largeur optimale de la porte pour une fonction objectif poids. La figure VI.25 montre que cette largeur est d'environ 3,25 m, soit  $\pm 1/9$  de la portée (37,25 m entre appuis).

Sur base de cette largeur optimale de 3,25 m, les 4 dimensionnements 'optimums' suivants sont comparés :

- Optimum poids et acier AE235 ( $\sigma_o = 235 \text{ N/mm}^2$ ),
- Optimum poids et acier AE355 ( $\sigma_o = 355 \text{ N/mm}^2$ ),
- Optimum coût et acier AE235 ( $\sigma_o = 235 \text{ N/mm}^2$ ),
- Optimum coût et acier AE355 ( $\sigma_o = 355 \text{ N/mm}^2$ ).

Les optimums coûts ont été calculés sur les bases suivantes :

- Epaisseur de référence : 10 mm
- Rapport MdO (F/h-h)/Matériaux (F/t) :  $k = 0,08$
- Prix de l'acier :  $C_1 = 23 \text{ F/kg}$  et  $\Delta C_1 = -0,6 \%$  (AE235)  
 $C_1 = 26 \text{ F/kg}$  et  $\Delta C_1 = -0,6 \%$  (AE355)
- Prix du soudage :  $C_8 = 40 \text{ F/m}$  et  $\Delta C_8 = 15 \%$
- Main d'oeuvre :
  - \* bordé :  $P_{10} = 0,5 \text{ h-h/m}^2$  et  $\Delta P_{10} = 7 \%$
  - \* membrures (assemblage avec bordé) :  $P_4 = P_5 = 1 \text{ h-h/m}$   
 $\Delta P_4 = \Delta P_5 = 10 \%$
  - \* membrures (fabrication) :  $P_9 = 0,5 \text{ h-h/m}$   
 $\Delta P_9 = 1 \%$

Le tableau VI.18 permet de comparer les poids et les coûts correspondant aux 4 variantes. On constate que :

- L'utilisation de l'acier haute résistance (AE355) permet environ 13 % de réduction du poids et du coût.
- Pour l'acier AE355, l'optimum poids et l'optimum coût sont presque identiques.
- Par contre, pour l'acier AE235, l'écart varie entre 3 et 6 % entre, respectivement, les poids et les coûts des optimums.
- Au niveau de l'échantillonnage, il y a très peu de différence entre les optimums poids et coût. Pour l'optimum coût, l'augmentation des épaisseurs du bordé ( $\delta$ ) est compensée par un accroissement des entredistances entre les raidisseurs.
- Par contre, il y a des différences significatives en fonction du type d'acier (AE235 ou AE355). Ce sont essentiellement les épaisseurs des tôles du bordé qui peuvent être réduites par l'utilisation de l'acier AE355.

Largeur de la porte et type d'acier	Optimum poids	Optimum coût
Largeur = 3,25m et AE235	Poids = 100 % (2966 kN) Coût = 103 % $\delta$ = 10 à 13 mm $\Delta_{\text{cadre}}$ = 2,5 m (valeur max.) $\Delta_{\text{raid}}$ = 0,5 à 0,8 m	Poids = 106 % (3152 kN) Coût = 100 % $\delta$ = 10 à 16,5 mm $\Delta_{\text{cadre}}$ = 2,5 m (valeur max.) $\Delta_{\text{raid}}$ = 0,8 m (valeur max.)
Largeur = 3,25m et AE355	Poids = 88 % (2616 kN) Coût = 89 % $\delta$ = 10 mm (épaisseur min.) $\Delta_{\text{cadre}}$ = 2,5 m (valeur max.) $\Delta_{\text{raid}}$ = 0,67 à 0,8 m	Poids = 90 % (2657 kN) Coût = 88 % $\delta$ = 10 à 12 mm $\Delta_{\text{cadre}}$ = 2,5 m (valeur max.) $\Delta_{\text{raid}}$ = 0,8 m (valeur max.)

Tableau VI.18 : Comparaison optimum poids et coût d'une porte de 3,25 m

Un exemple de la convergence du processus d'optimisation est présenté au tableau VI.19. La convergence est rapide au niveau de la fonction objectif et des épaisseurs de bordé ( $\delta$ ) mais elle est un peu plus lente pour les autres variables de conception comme la hauteur de l'âme des cadres.

Itération	Fonction objectif coût (%)	Epaisseur du bordé panneau n° 1 (mm)	Hauteur de l'âme des aiguilles panneau n° 3 (mm)
Départ	173,5	15,00	500,0
1	108,1	11,84	447,2
2	101,3	10,92	616,2
3	100,4	10,86	618,2
4	100,2	10,86	625,3
5	100,1	10,85	626,9
6	100,0	10,85	627,6
7	100,0	10,85	628,3
8	100,0	10,86	628,7
9	100,0	10,85	630,4
10	100,0	10,85	629,4
Optimum coût et $\sigma_0 = 355 \text{ N/mm}^2$			

Tableau VI.19 : Exemple de la convergence du processus d'optimisation de la porte d'écluse de 36,00 m

La figure VI.27 montre la répartition transversale des épaisseurs du bordé ( $\delta$ ) et de la rigidité des cadres ( $h_{\text{âme cadre}}$ ) dans le cas d'une porte de 3,25 m, d'un acier normal (AE235) et d'une optimisation coût.

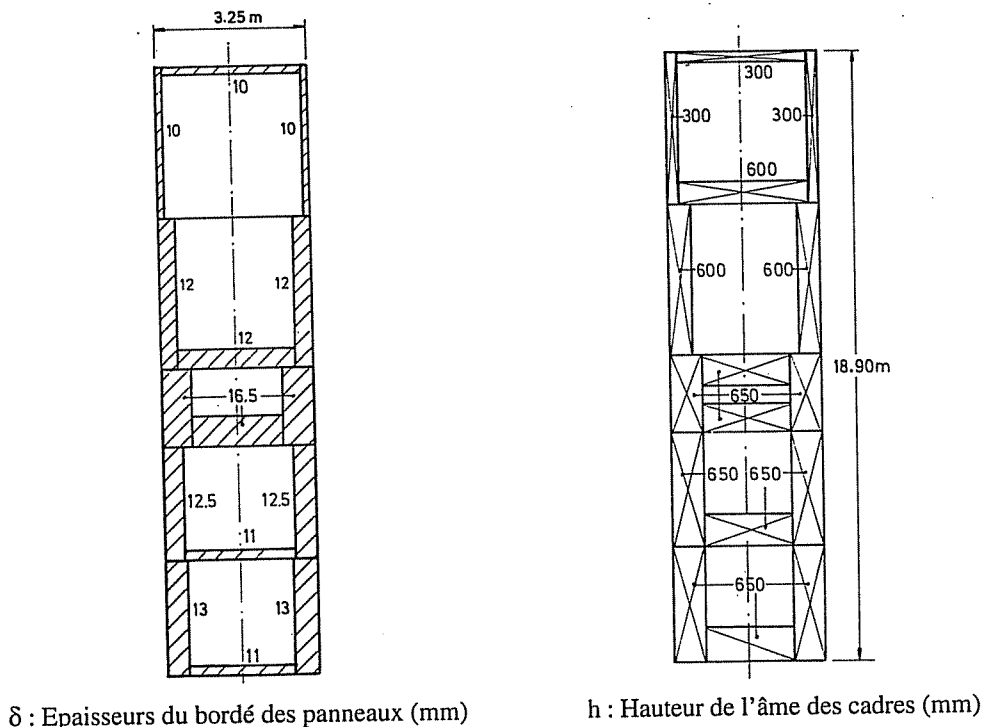


Figure VI.27 : Distribution de la rigidité transversale dans une porte d'une écluse maritime de 36,00 m (largeur = 3,25 m,  $\sigma_0 = 235 \text{ N/mm}^2$ , optimum coût)

### XIX.1.2 Etude de la porte flottante de 5,40 m

Afin d'assurer la stabilité de la porte durant sa manoeuvre, il a été montré qu'une largeur de porte de 5,40 m est requise [DA98]. La figure VI.26 présente cette porte. Cette largeur plus importante est partiellement due à la grande hauteur de la porte vis-à-vis de son enfoncement minimum (18,90 vis-à-vis de 10,50 m).

Le tableau VI.20 compare les optimums poids et coût de la porte flottante de 5,40 m vis-à-vis d'une porte classique roulante de 3,25 m. Les coûts des mécanismes et systèmes de manoeuvre ne sont pas pris en compte dans cette comparaison.

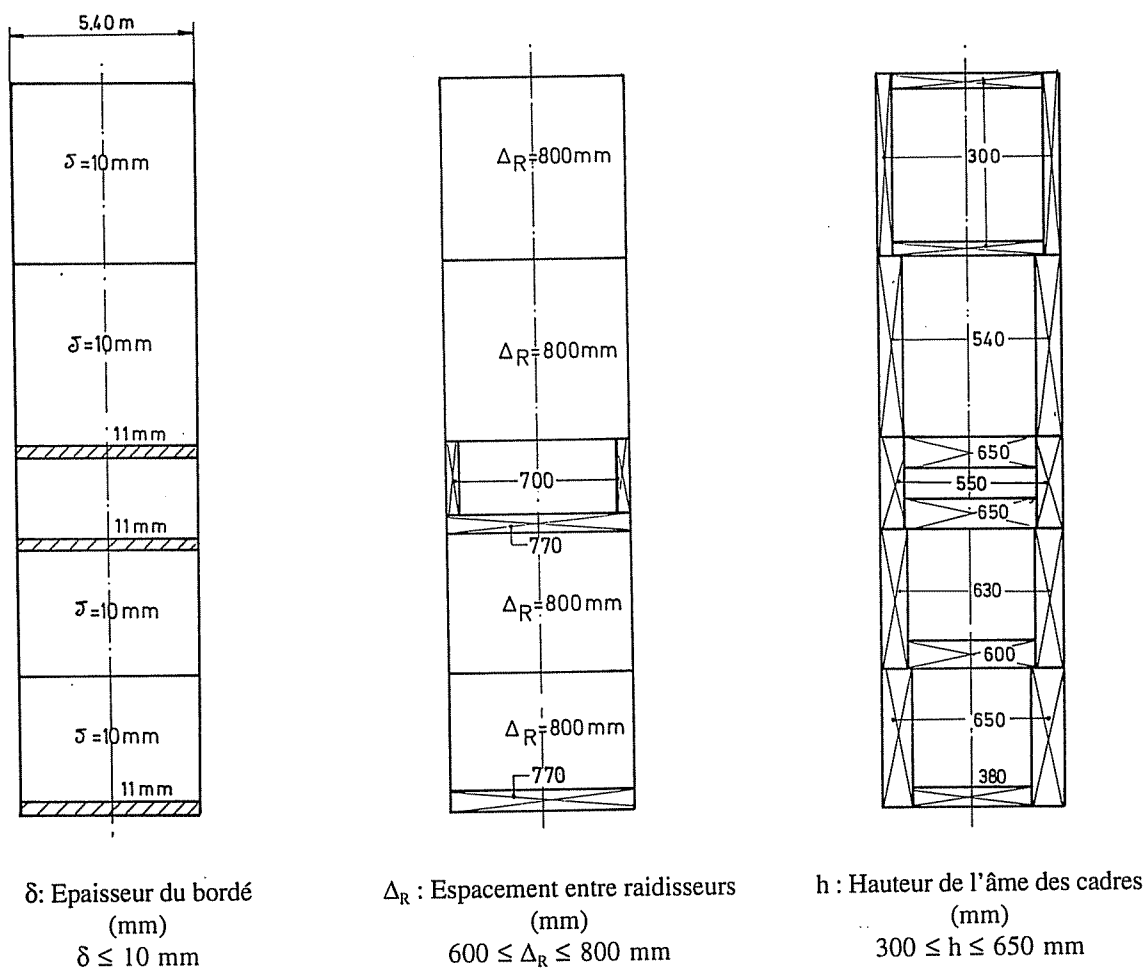
L'accroissement du coût de 20 à 25 % de la porte flottante (5,40 m - AE355) vis-à-vis d'une porte classique (3,25 m - AE355), semble peu de chose vis-à-vis des avantages que cette technique apporte [AN95] :

- économie des chariots supérieur et inférieur,
- pas de mécanismes sous eau (rails, galets),
- économie d'une porte pour l'écluse (3 au lieu de 4),
- économie d'une, voire deux, chambre(s) de portes,
- facilité d'entretien et réparation aisée,
- ...

Largeur de la porte et type d'acier	OPTIMUM POIDS		OPTIMUM COUT		Variation moyenne du coût (%)
	Poids	Coût	Poids	Coût	
B = 3,25 m AE235	100% (2966 kN) (référence poids)	103%	106% (3152 kN)	100% (référence coût)	Référence
B = 3,25 m AE355	88% (2616 kN)	89%	90% (2657 kN)	88%	-13%
B = 5,40 m AE355	108,50% (3221 kN)	112%	109% (3255 kN)	110%	+ 10 %

Tableau VI.20 : Comparaison des optimums pour la porte d'écluse de 36,00 m

La figure VI.28 présente d'une manière synthétique la solution optimale obtenue. Du fait de l'élargissement de la porte, on constate que beaucoup de variables de conception ont atteint leur valeur minimale ou maximale (bornes des variables de conception). Cela limite les économies potentielles que peut apporter le processus d'optimisation.



Espacement des cadres : 2,50 m  
 Epaisseur âme des cadres : 5 à 9 mm  
 Section des semelles des cadres : 1200 à 2800 mm  
 Raidisseur minimum : 200 x 5,5 + 130 x 11 mm

Figure VI.28 : Caractéristiques de l'optimum coût de la porte flottante de 5,40 m

La figure VI.29 présente la déformée transversale de la porte dans les configurations avec et sans appui inférieur. La figure VI.30 montre la distribution des contraintes de comparaison  $\sigma_c$  dans la semelle et des contraintes  $\tau$  à la jonction âme-semelle des cadres transversaux, pour les deux configurations (avec et sans appui sur le busc). On y note une similitude de la distribution à la partie supérieure de la porte mais aussi de larges variations dans la zone proche de l'appui inférieur.

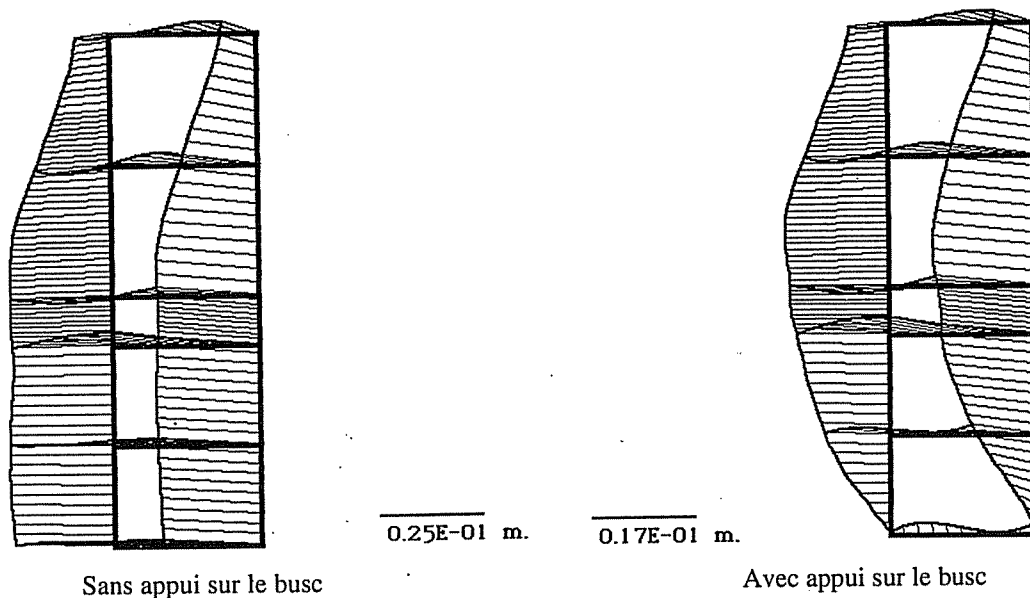


Figure VI.29 : Déformée transversale (avec et sans appui sur le busc)

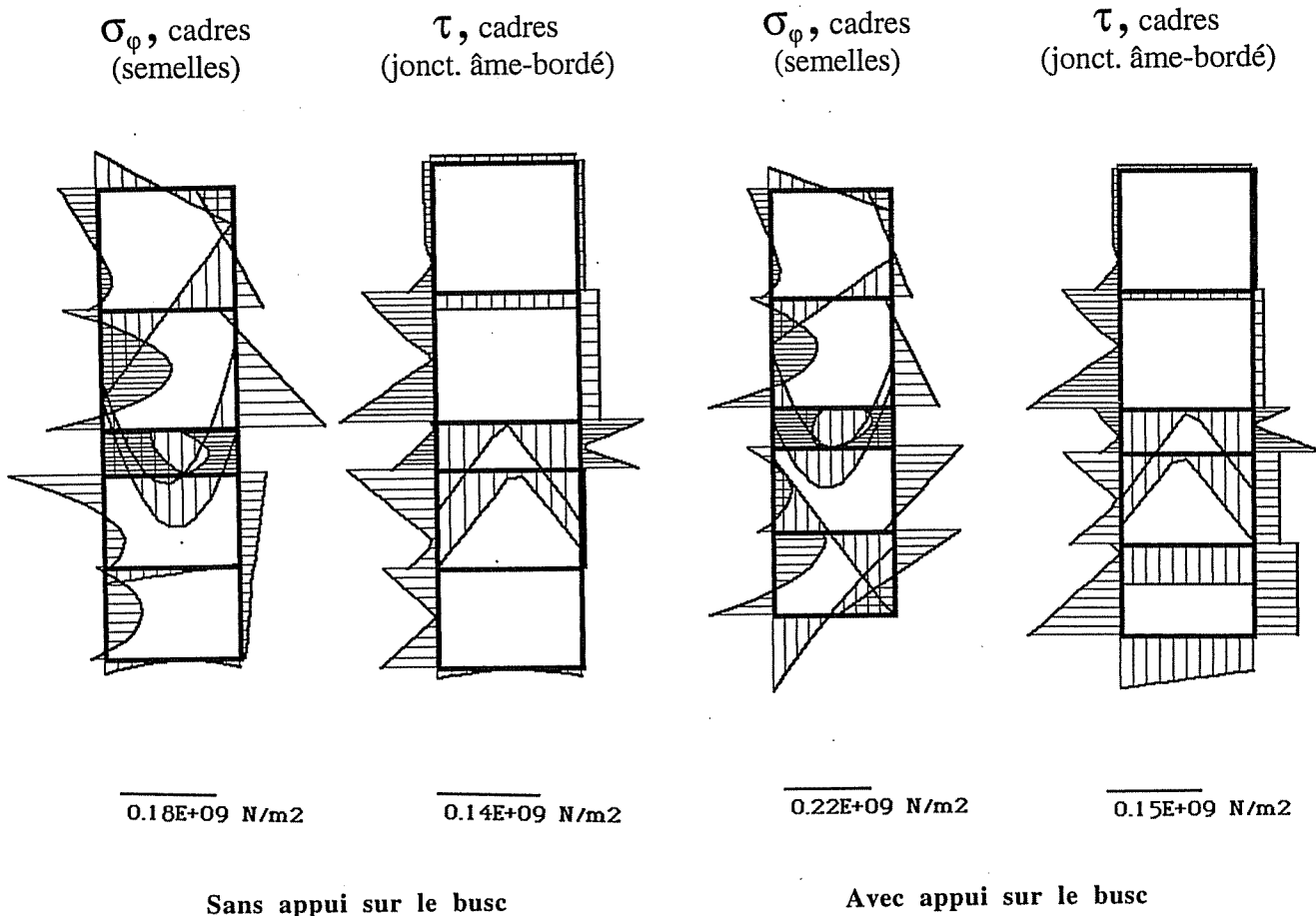
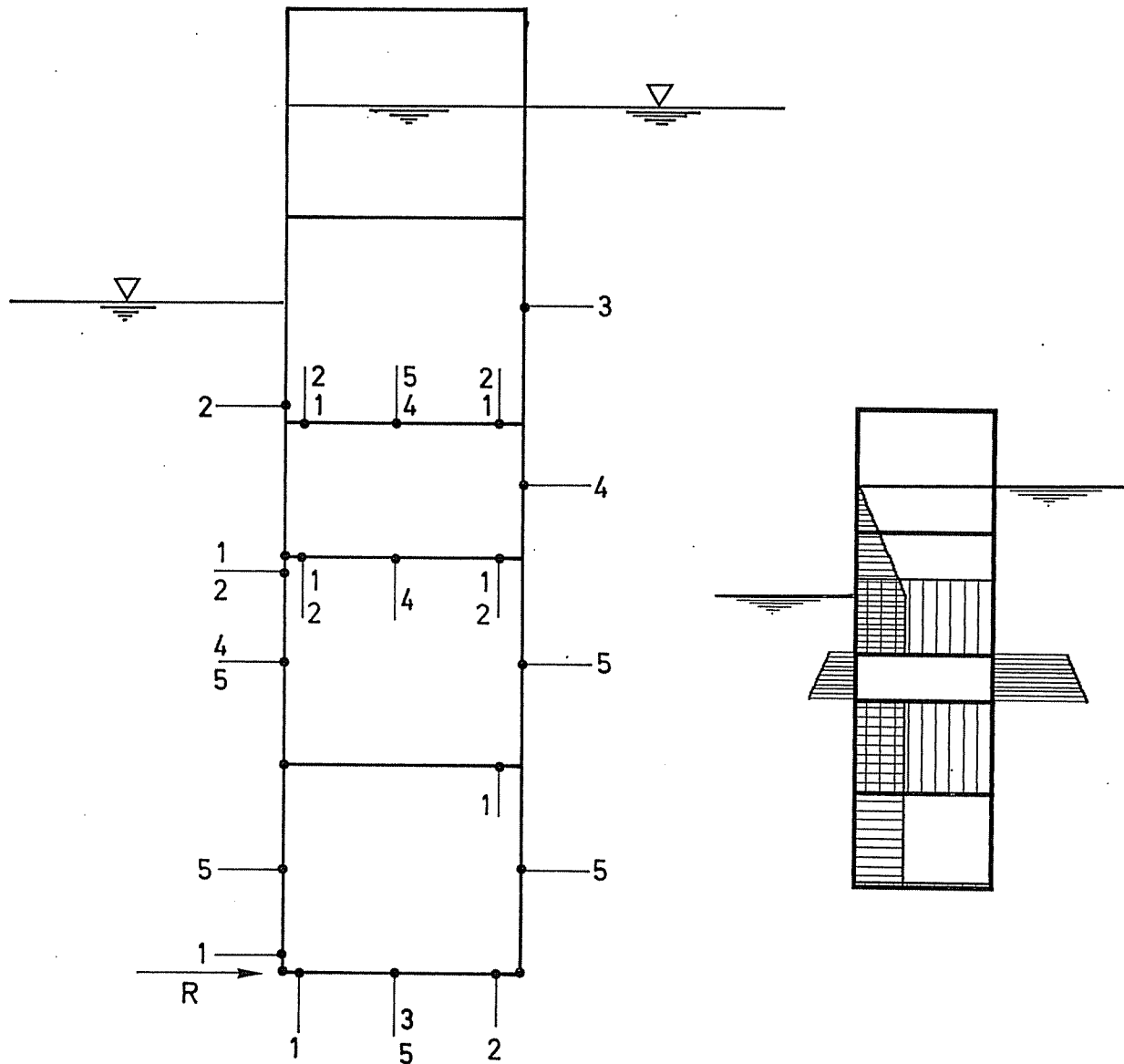


Figure VI.30 : Etat des contraintes dans les cadres.  
 - Comparaison entre les configurations avec et sans appui sur le busc -

A l'optimum, il y a environ 40 restrictions géométriques actives sur les 270 émises et 25 restrictions structurelles sur les 246 imposées. Les restrictions actives sont reprises à la figure VI.31.



- |   |                        |   |  |
|---|------------------------|---|--|
| 1 | $\sigma_c$ (JAS) cadre | 4 | Plastification du bordé  |
| 2 | $\sigma_c$ (JAB) cadre | 5 | Elancement maximum de l'âme des cadres<br>( $h \leq 120 d$ ) - restriction géométrique |
| 3 | Voilement du bordé     |   |  |

Les restrictions géométriques actives sont relatives à l'élancement des âmes des cadres ( $h \leq 120 d$ ) et des raidisseurs ( $h \leq 36 d$ ) ainsi qu'au ratio entre l'épaisseur du bordé et l'épaisseur des âmes ( $\delta \leq 2 d$ ). Ces deux dernières restrictions sont actives dans tous les panneaux.

Parmi les restrictions structurelles non actives, il y a :

- $(\sigma/\sigma_{ult})_{MAX}$  des panneaux comprimés =  $0,41 \leq 0,65$
- $W_{MAX} = 2,5 \text{ cm} \leq 3,6 \text{ cm}$

Figure VI.31 : Positions des restrictions actives



## XIX.2 OPTIMISATION D'UNE BARGE FSO DE 336 m

L'étude d'avant-projet réalisée concerne l'optimisation structurelle d'une barge FSO (Floating Storage Oil) qui sert de réservoir tampon entre un site d'exploitation et les grands pétroliers (VLCC). Il s'agit d'une barge ancrée, sans système de propulsion propre, d'une capacité de 2.500.000 barils. Le système d'ancrage, indépendant de la barge, permet à celle-ci un mouvement relativement libre. Ainsi, la barge FSO s'oriente toujours face au courant.

Le remplissage de la barge se fait par l'intermédiaire d'un pipe-line relié à la côte. Le faible débit du pipe-line induit un chargement uniforme et lent. Par contre, le déchargement de l'unité FSO qui correspond au remplissage d'un VLCC de 2.000.000 de barils, est très rapide et non uniforme. Les données caractéristiques principales de la barge sont fournies au tableau VI.20.

L <sub>pp</sub> (longueur entre perpendiculaires)	336 m (10 + 6 x 46 + 50 m)
B (largeur)	60 m (6 + 24 + 24 + 6 m)
H (creux)	30 m
T (tirant)	20,5 m
C <sub>b</sub> (coefficient de bloc)	0,95
Tare (acier + machineries)	32 740 t (±320 000 kN)
Nombre de réservoir de pétrole brut	12 x 33 782 m <sup>3</sup>
Longueur d'un réservoir de pétrole brut	46 m
Largeur d'un réservoir de pétrole brut	24 m
Volume total des réservoirs de pétrole brut	405 389 m <sup>3</sup>
Nombre de barils correspondant	2.549.819 bbl (1 bbl = 0,1589873 m <sup>3</sup> )
Densité du pétrole brut	0,93 t/m <sup>3</sup> (9,3 kn/m <sup>3</sup> )
Ballast dans la double coque des murailles	59 600 m <sup>3</sup>
Ballast des réservoirs de la poupe	9 500 m <sup>3</sup>
Ballast des réservoirs de l'étrave	20 000 m <sup>3</sup>
Réservoirs (eau potable et gas-oil)	1000 m <sup>3</sup> et 2000 m <sup>3</sup>
Pompes	4 x 1800m <sup>3</sup> /h et 977 kW
Puissance totale installée	8880 kW
Propulseurs transversaux (arrière)	2 x 2500 kW et 300 kN/pièce
Aménagement intérieur	50 personnes

Tableau VI.20 : Caractéristiques de la barge FSO

Les figures VI.32 et 33 présentent les vues générales de la barge étudiée. Il a été procédé à l'optimisation d'un compartiment de 46 m de longueur composée de deux cales de 24 m x 30 m x 46 m et des deux zones latérales de ballastage de 6 m de largeur.

Le moment maximal de la poutre navire en eau calme a été évalué à 670 000 t.m (6,7 Mio kN.m) et l'effort tranchant à 25 000 t (250 000 kN). Ce moment de flexion est particulièrement élevé en comparaison au moment de flexion d'un VLCC (±3 Mio kN.m). De plus, pour tenir compte du moment sur houle, l'échantillonnage optimum sera établi pour un moment maximum de 10 Mio kN.m en arc et en contre arc.

En vue de l'optimisation à réaliser avec LBR-5 et vu la symétrie de la structure, seule la moitié du compartiment est modélisée. Les deux cas de charge considérés sont présentés à la figure VI.34 et la modélisation effectuée à la figure VI.35.

Afin de tenir compte de la présence de goussets de forte rigidité aux extrémités des varangues, le panneau de fond de la cale (largeur 24 m) a été modélisé avec trois panneaux orthotropes de 8 m de façon à permettre une variation de rigidité de ces varangues. De même la cloison longitudinale centrale et le pont (barrots) ont été modélisés en trois éléments chacun. La cloison étant sur l'axe de symétrie, seule la moitié de sa rigidité est prise en compte dans le modèle.

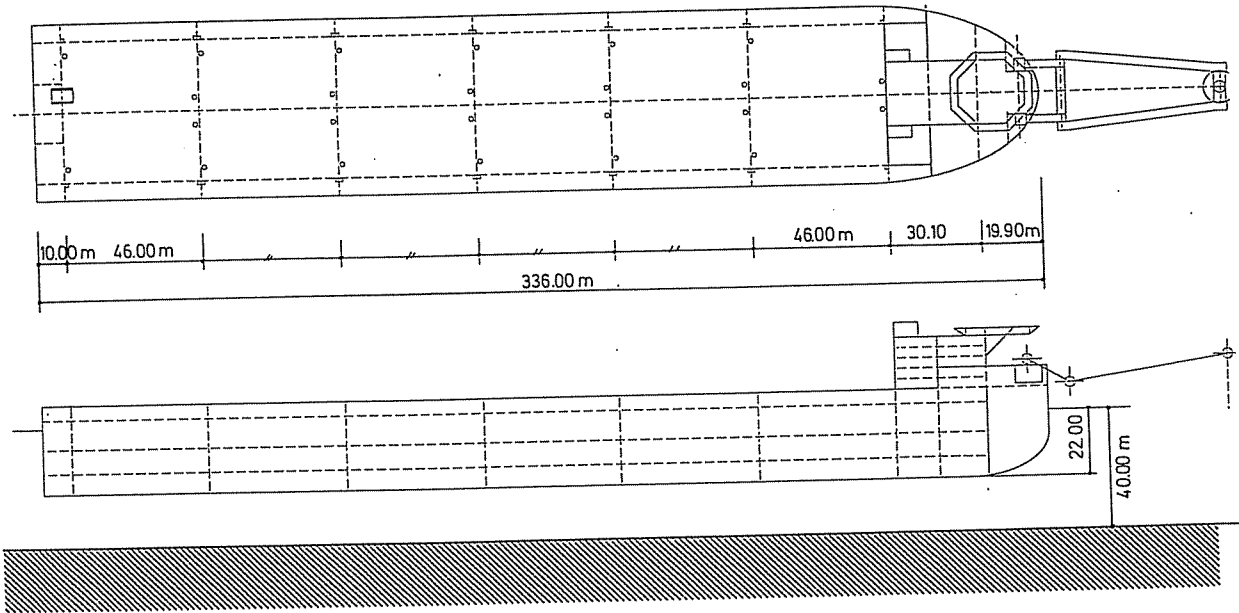


Figure VI.32 : Vue générale de la barge FSO

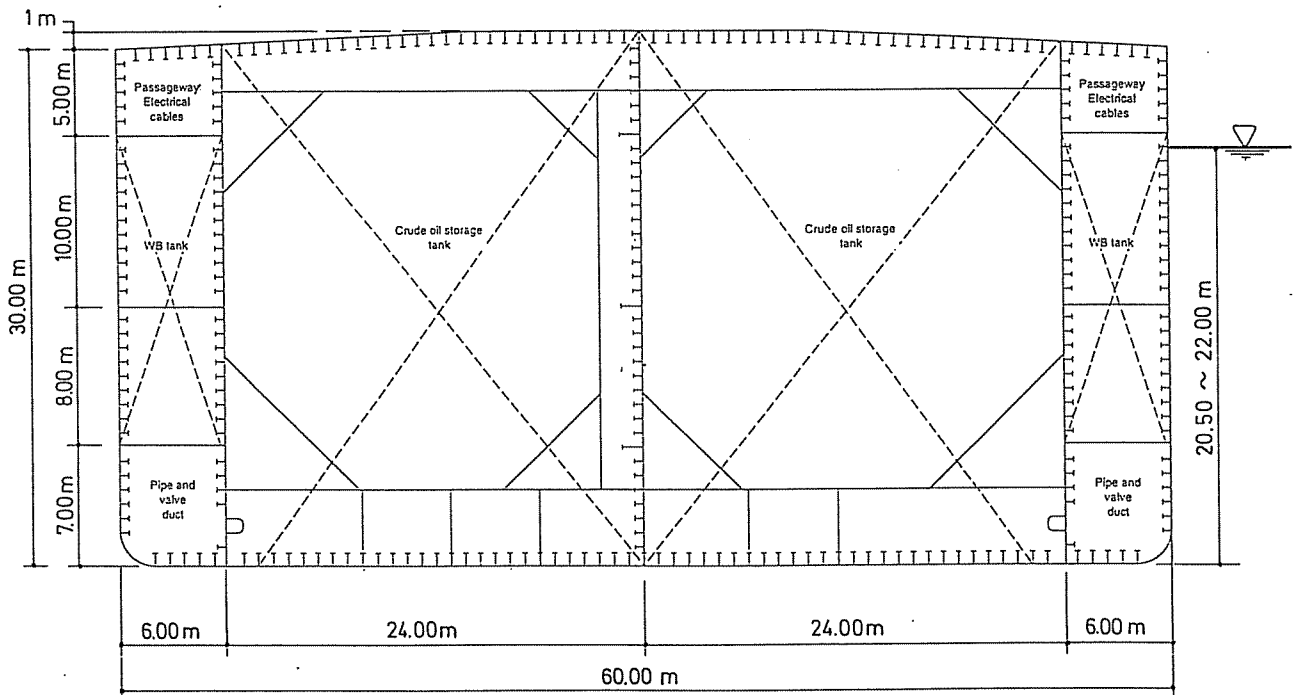


Figure VI.33 : Maître couple de la barge FSO

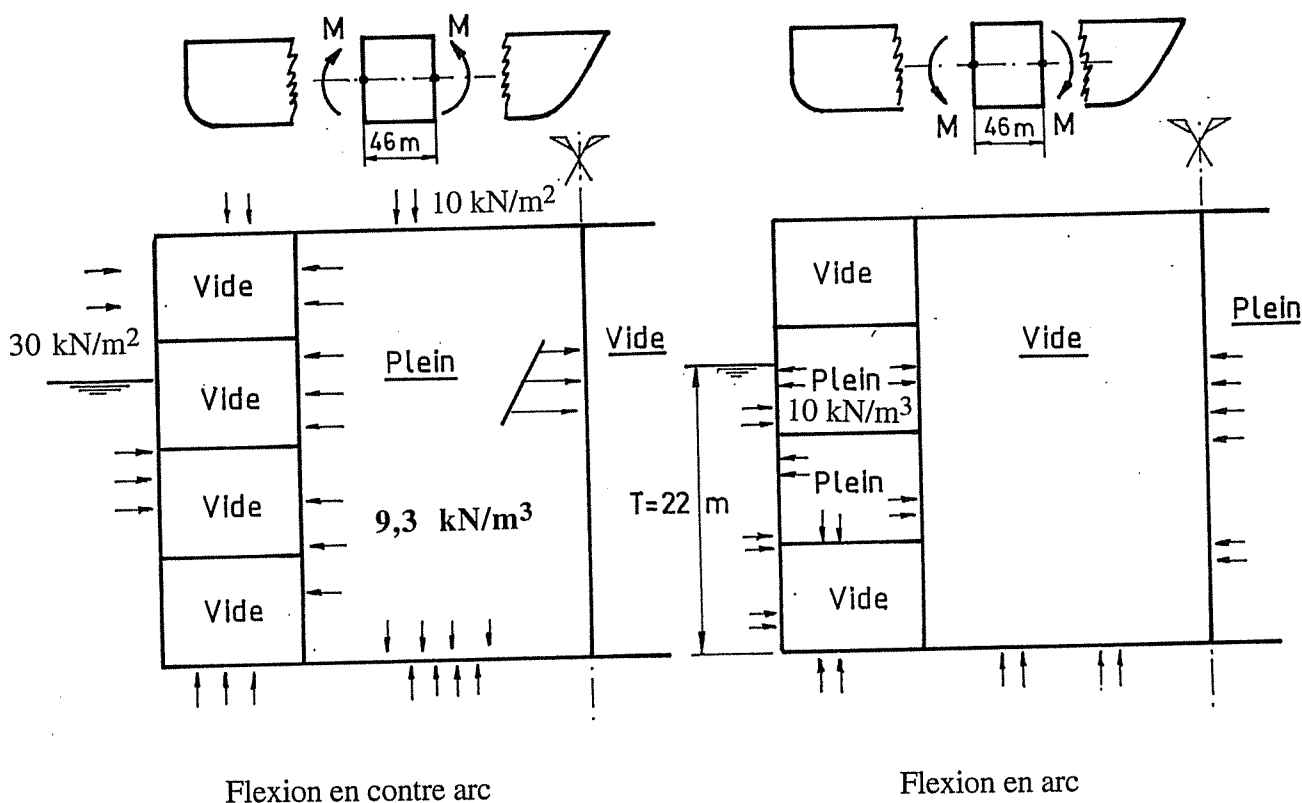


Figure VI.34 : Cas de chargements considérés

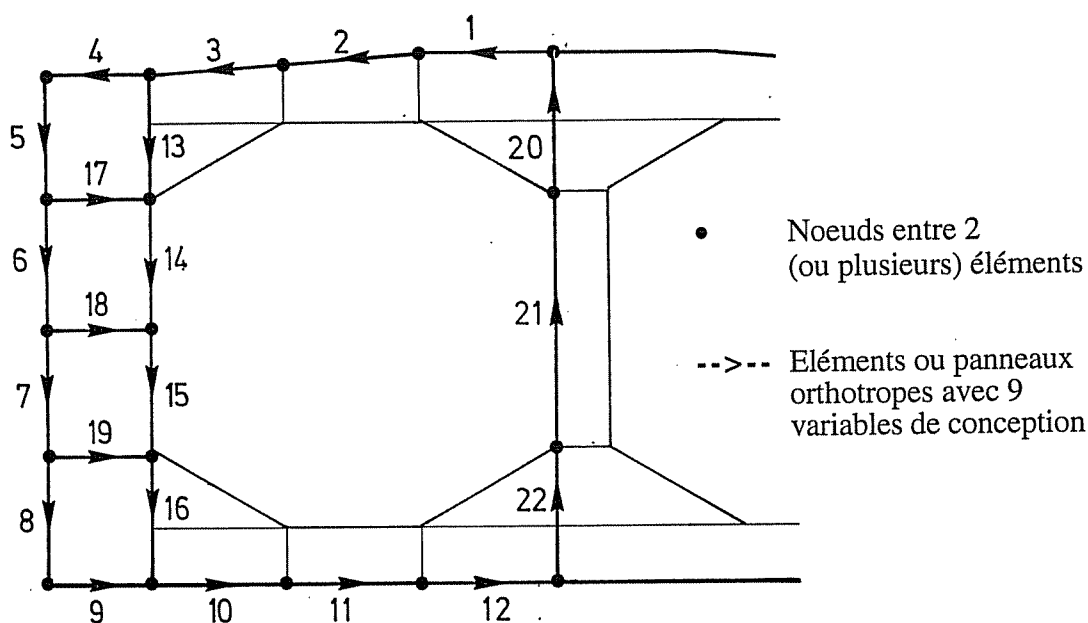


Figure VI.35 : Principe de la modélisation avec LBR-5 de la structure d'un compartiment.

En résumé, la modélisation utilisée comprend :

- 22 panneaux raidis avec 9 variables de conception chacun ;
- 2 panneaux additionnels pour pouvoir simuler la symétrie;
- 198 variables de conception (22 x 9);
- 48 conditions d'égalité entre les variables afin d'imposer une uniformité des entredistances au niveau, d'une part de la cale (pont, fond et cloison) et d'autre part de la zone de ballastage.

- 198 restrictions géométriques (9 x 22). Vu la hauteur des âmes des profilés longitudinaux et transversaux, on n'a pas imposé de restrictions géométriques sur l'éclatement des âmes. Leur stabilité au voilement et éventuellement leur renforcement devront être vérifiés par la suite (post-optimisation);
- 396 restrictions structurelles (198 par cas de charge) :
  - \*  $\sigma_c$  cadre (JAS - JAB et SEM),  $\sigma_c$  raid. (JAS - JAB et SEM) et  $\sigma_c$  bordé avec chaque fois :  $\sigma_c \leq s \cdot \sigma_o$  ( $s = 0,65$  et  $\sigma_o = 355 \text{ N/mm}^2$ );
  - \* instabilité locale du bordé :  $\delta_{\min} \leq \delta$ ;
  - \* résistance ultime des panneaux raidis :  $\sigma/\sigma_{ult} \leq s$  ( $s = 0,55$ );
- 2 restrictions sur la résistance ultime de la poutre navire :  $M/M_{ult} < s$  ( $s = 0,55$ ).

### XIX.2.1 Définitions de l'échantillonnage optimal

Afin de rechercher les échantillonnages optimaux (coût et poids), des bornes ont été imposées aux variables de conception ( $Xi_{MAX}$ ,  $Xi_{MIN}$ ). Ainsi, la borne supérieure pour l'épaisseur des bordés ( $\delta$ ) a été fixée à 40 mm.

Comme autres bornes, on a aussi imposé :

$$\begin{aligned}
 2,87 \text{ m} &\leq \Delta_{\text{cadre}} &\leq 7,66 \text{ m} \\
 0,5 \text{ m} &\leq \Delta_{\text{lisses}} &\leq 1,00 \text{ m} \\
 1,20 &\leq h_{\text{âme}} \text{ cadres (cales)} &\leq 6,00 \text{ m} \\
 0,50 &\leq h_{\text{âme}} \text{ cadres (caissons)} &\leq 2,50 \text{ m (sauf dans les panneaux 13,16,18)} \\
 8,0 \text{ mm} &\leq \text{épaisseur âme} &\leq 30 \text{ (ou 40) mm} \\
 &\dots\dots\dots
 \end{aligned}$$

Les premiers résultats obtenus ayant montré l'importance de la borne  $\delta \leq 40$  mm, il a été procédé, à titre de comparaison, à une seconde analyse en imposant, cette fois,  $\delta \leq 30$  mm.

De plus, on a différencié l'écartement des cadres situés dans les cales centrales -  $\Delta_c$  (cales), de l'écartement des cadres dans les caissons latéraux (zone de ballastage) -  $\Delta_c$  (caissons latéraux). Toutefois, il a été imposé que :  $\Delta_c$  (caissons latéraux) =  $\Delta_c$  (cales) /  $\alpha$ , avec  $\alpha$ , un nombre entier inférieur à 3 ( $\alpha \leq 3$ ).

Le tableau VI.21 compare les optimums pour six configurations différentes (C1 à C6) :

- les optimums pour  $\delta$  (tôle)  $\leq 40$  mm :
  - optimum coût :
    - C1 :  $\Delta_{\text{cadre}}$  (caissons latéraux) =  $\Delta_{\text{cadre}}$  (cales)
    - C2 :  $\Delta_{\text{cadre}}$  (caissons latéraux) =  $1/2 \Delta_{\text{cadre}}$  (cales)
  - optimum poids :
    - C3 :  $\Delta_{\text{cadre}}$  (caissons latéraux) =  $\Delta_{\text{cadre}}$  (cales)
    - C4 :  $\Delta_{\text{cadre}}$  (caissons latéraux) =  $1/2 \Delta_{\text{cadre}}$  (cales)

- les optimums pour  $\delta$  (tôle)  $\leq 30$  mm :
  - optimum coût :
 
$$\underline{C5}: \Delta_{\text{cadre}} (\text{caissons latéraux}) = \Delta_{\text{cadre}} (\text{cales})$$
  - optimum poids :
 
$$\underline{C6}: \Delta_{\text{cadre}} (\text{caissons latéraux}) = \Delta_{\text{cadre}} (\text{cales})$$

Notons que les coûts et les poids se réfèrent à un demi-compartiment (30 m de largeur) et que les renforts (goussets, raidisseurs d'âmes,...) ne sont pas inclus dans le poids.

Le détail des échantillonnages optimaux est présenté aux figures VI.36.a et b, 37.a et b, et 38.a et b pour, respectivement,  $\delta = 40$  mm (optimum coût),  $\delta = 40$  mm (optimum poids) et  $\delta = 30$  mm (optimum coût).

Les échantillonnages optimaux présentés dans ces figures ne sont toutefois pas directement utilisables par le praticien. Ils nécessitent des aménagements : présence de goussets, variation lente de la hauteur des âmes, etc. Ainsi, afin d'établir les plans d'exécution et pour des raisons pratiques et constructives, une plus grande standardisation et uniformisation est, en général, requise (exemples: des épaisseurs uniformes pour les tôles de fond et de pont, hauteur d'âme constante pour les cadres,...).

Il eut été possible d'imposer de telles conditions au processus d'optimisation. C'est volontairement que cela n'a pas été effectué afin de mieux faire ressortir les potentialités du processus d'optimisation et de mieux différencier les optimums poids et coût.

L'analyse du tableau comparatif (tableau VI.21) et des échantillonnages montre que :

- L'épaisseur maximale du bordé ( $\delta \leq 30$  mm ou  $\delta \leq 40$  mm) est une restriction active qui conditionne fortement l'optimum (restriction dimensionnante). Ainsi, il y a une augmentation de plus de 30 % du poids et du coût en imposant  $\delta \leq 30$  mm.
- Si l'on accepte un bordé de 40 mm, l'échantillonnage optimum varie considérablement selon que l'on recherche l'optimum poids ou l'optimum coût. Par contre, avec une épaisseur maximale de 30 mm pour le bordé, l'espace de conception (c'est-à-dire l'espace de variation des variables de conception) est tellement réduit que les optimums coût et poids sont presque identiques.
- L'optimisation de l'échantillonnage des cadres dans les cales (hiloires, <sup>bavots, varanques</sup> carlingues et membrures verticales de la cloison centrale) conduit généralement à de grandes hauteurs d'âme à mi-portée (flexion) et à de fortes épaisseurs avec appuis (effort tranchant).
- Le doublement du nombre de cadres au niveau des caissons latéraux ( $\Delta_{\text{caisson}} = \Delta_{\text{cale}}/2$ ) peut, dans certains cas, permettre de réduire le poids. Mais, il est toujours synonyme d'accroissement du coût. Il ne semble donc pas qu'il s'agisse d'une solution à retenir.
- Les optimums poids obtenus sont en général des solutions peu économiques. Ainsi, l'écart de coût entre l'optimum poids et l'optimum coût est de 5 % pour  $\delta \leq 40$  mm et de 18 % pour  $\delta \leq 30$  mm. Par contre, au niveau du poids, les optimums coûts conduisent à des structures acceptables: leur poids ne sont que 1 ou 2 % supérieur à celui de l'optimum poids. Cela démontre l'intérêt d'une optimisation sur base du coût par rapport à la recherche du poids minimal.

20-12-97

- Les configurations recommandées sont :
- \* pour l'optimum coût (C = 100 %, P = 109 %) :
    - ◇  $\delta \leq 40$  mm avec 7 cadres ( $\Delta = 5,75$  m)
    - ◇ coût au kilo : 87,4 FB
  - \* pour l'optimum poids (C = 106 %, P = 101 %) :
    - ◇  $\delta \leq 40$  mm avec 8 cadres ( $\Delta = 5,11$  m)
    - ◇ coût au kilo : 97,7 FB
- Au niveau des coûts au kilo (FB/kg), on constate que l'optimisation du coût conduit à des coûts unitaires 10 à 15 % plus faibles qu'une optimisation du poids (87 FB/kg au lieu de 98 FB/kg).

Configurations	Poids (kN et %)	Coût (Mio et %)	Coût au kg (FB/kg)	$\Delta_{\text{cale}}$ (m) et N(*)	$\Delta_{\text{caissons}}$ (m) et N(*)
<b><math>\delta \leq 40</math> mm</b>					
<b>Optimum coût</b>					
C1 : $\Delta_{\text{caisson}} = \Delta_{\text{cale}}$	29280 (109 %)	255,83 (100 %)	87,4	5,75 m N = 7	5,75 m N = 7
C2 : $\Delta_{\text{caisson}} = \Delta_{\text{cale}/2}$	29740 (111 %)	267,54 (105 %)	90,0	6,57 m N = 6	3,285 m N = 13
<b>Optimum poids</b>					
C3 : $\Delta_{\text{caisson}} = \Delta_{\text{cale}}$	27150 (101 %)	270,45 (106 %)	97,7	5,11 m N = 8	5,11 m N = 8
C4 : $\Delta_{\text{caisson}} = \Delta_{\text{cale}/2}$	26850 (100 %)	287,82 (113 %)	105,2	5,75 m N = 7	2,875 m N = 15
<b><math>\delta \leq 30</math> mm</b>					
<b>Optimum coût</b>					
C5 : $\Delta_{\text{caisson}} = \Delta_{\text{cale}}$	38870 (145 %)	343,84 (134 %)	88,5	3,07 m N = 14	3,07 m N = 14
<b>Optimum poids</b>					
C6 : $\Delta_{\text{caisson}} = \Delta_{\text{cale}}$	38500 (143 %)	388,64 (114 %)	100,9	3,07 m N = 14	3,07 m N = 14
<b>Echantillonnage de départ</b>					
(départ du processus d'optimisation)	39370 (147 %)	392,76 (154 %)	99,8	7,66 m N = 5	7,66 m N = 5

(\*) N = nombre de cadres par compartiment de longueur de 46 m,  $N = (46/\Delta) - 1$

*Echantillonnages recommandés*

Tableau VI.21 : Comparaison des optimums (10 itérations)

Le tableau VI.22 donne un aperçu du processus de convergence observé lors de l'optimisation de cette barge FSO. Il est relatif à l'optimum poids pour  $\delta \leq 40$  mm.

Itération n°	Poids 10 <sup>6</sup> N	Espacement des cadres cale (m)	$\delta$ panneau n° 1 (mm)	$\delta$ panneau n°12 (mm)	$\Delta_{\text{raid}}$ panneau n° 1 (m)	$\Delta_{\text{raid}}$ panneau n° 4 (m)
<b>Départ</b>	39,37 (145 %)	7,660	15,00	15,00	0,900	0,900
1	28,04	7,660	15,21	22,90	1,000	0,954
2	29,95	5,794	29,18	37,36	Borne max.	1,000
3	28,47	5,874	31,06	40,00	-	1,000
4	27,82	5,589	30,46	Borne max.	-	0,950
5	27,50	5,346	29,97	-	-	0,913
6	27,32	5,279	30,04	-	-	0,884
7	27,24	5,230	39,92	-	-	0,860
8	27,20	5,190	29,90	-	-	0,843
9	27,17	5,166	29,83	-	-	0,832
10	27,15 (100 %)	5,138	29,95	-	-	0,825

<b>Coût final :</b>	270,45 MIO FB pour un demi-compartiment de 46 m (sans les cloisons transversales).
<b>Coût au kg :</b>	97,7 FB/kg

Tableau VI.22 : Convergence du processus d'optimisation de la barge FSO (optimum coût,  $\delta \leq 40$  mm)

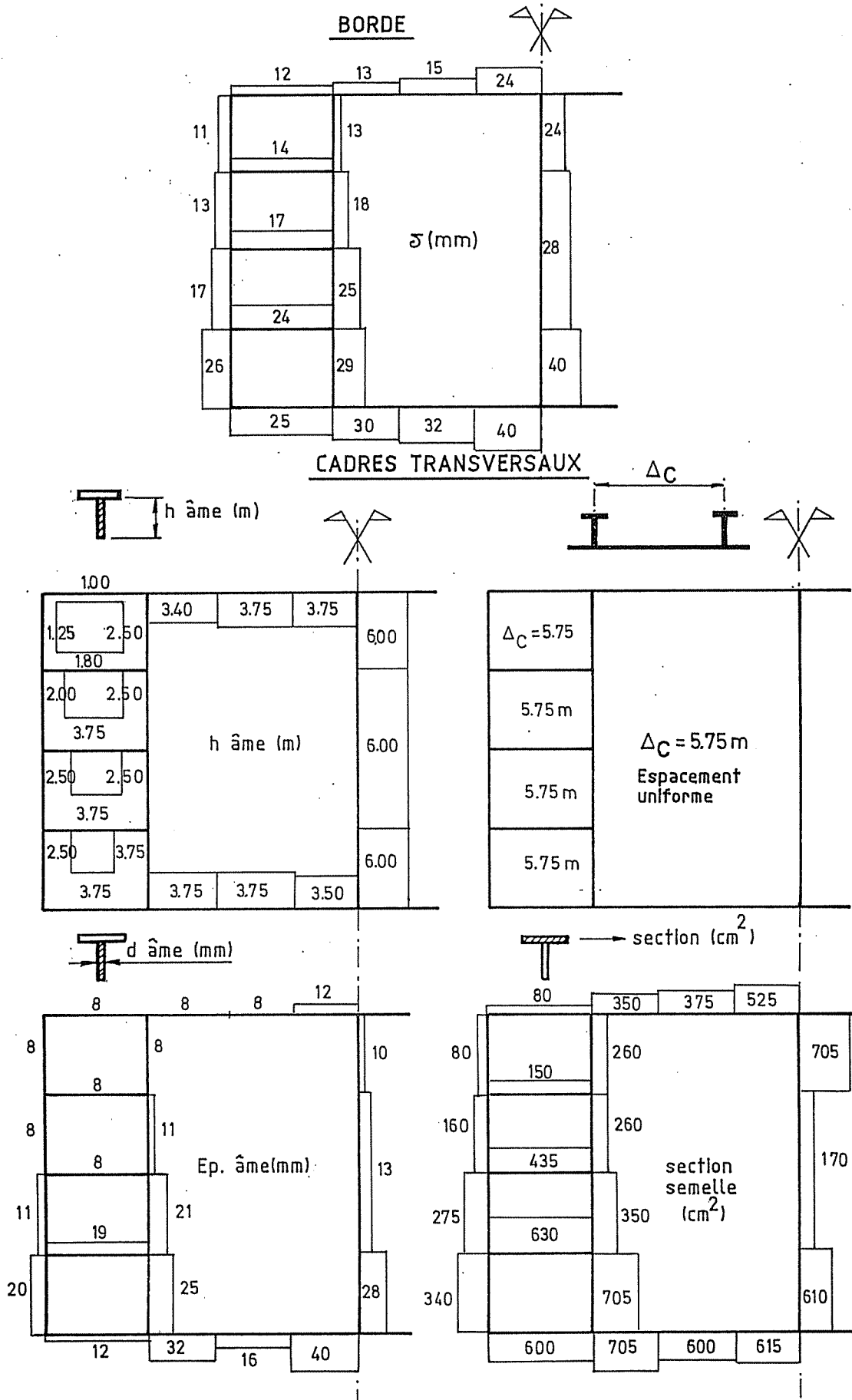


Figure VI.36.a : Echantillonnage optimal de la barge FSO  
(optimum coût -  $\delta \leq 40$  mm,  $\Delta = 5,75$  m)



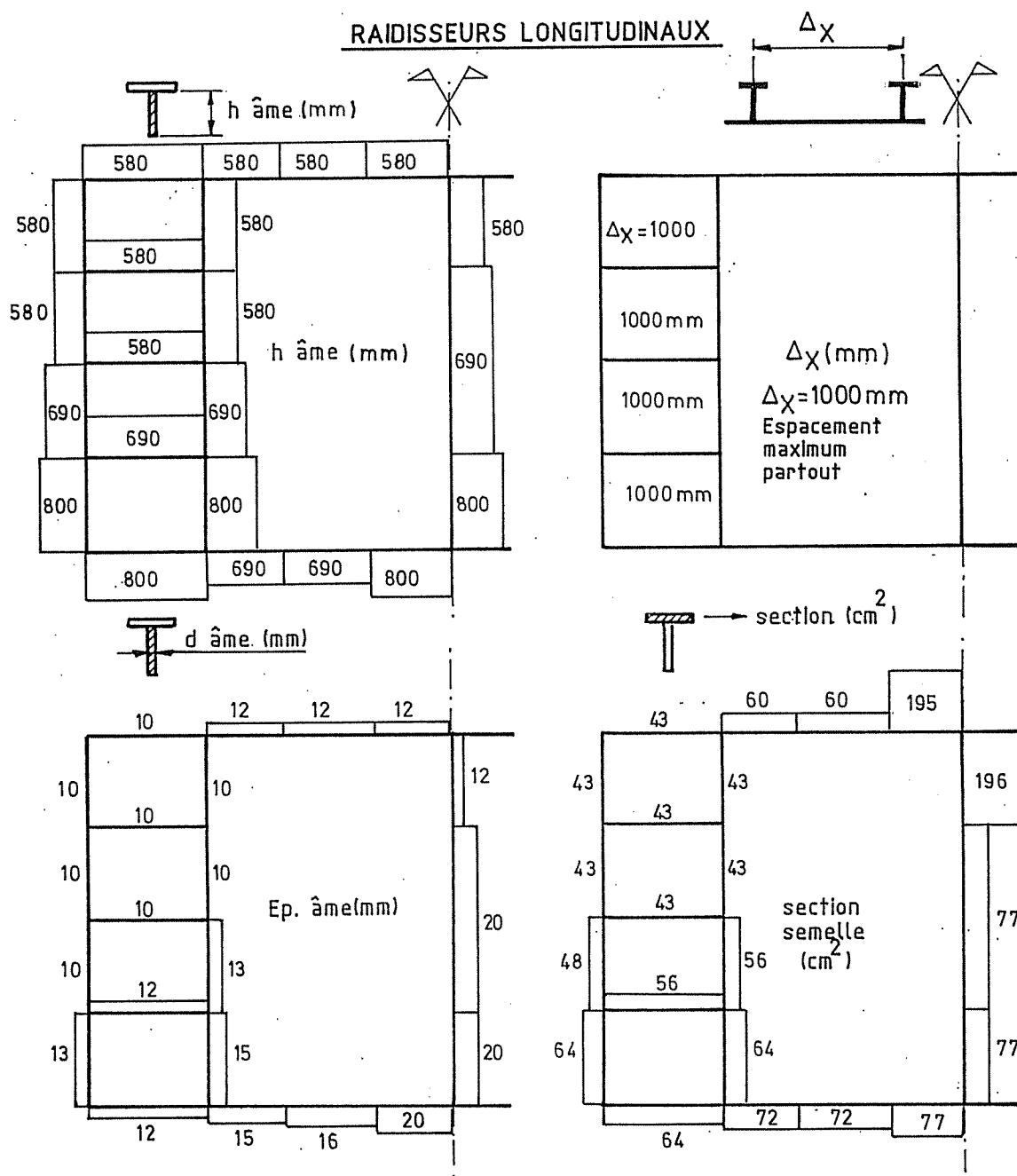


Figure VI.36.b : Echantillonnage optimal de la barge FSO  
(optimum coût -  $\delta \leq 40$  mm,  $\Delta = 5,75$  m)

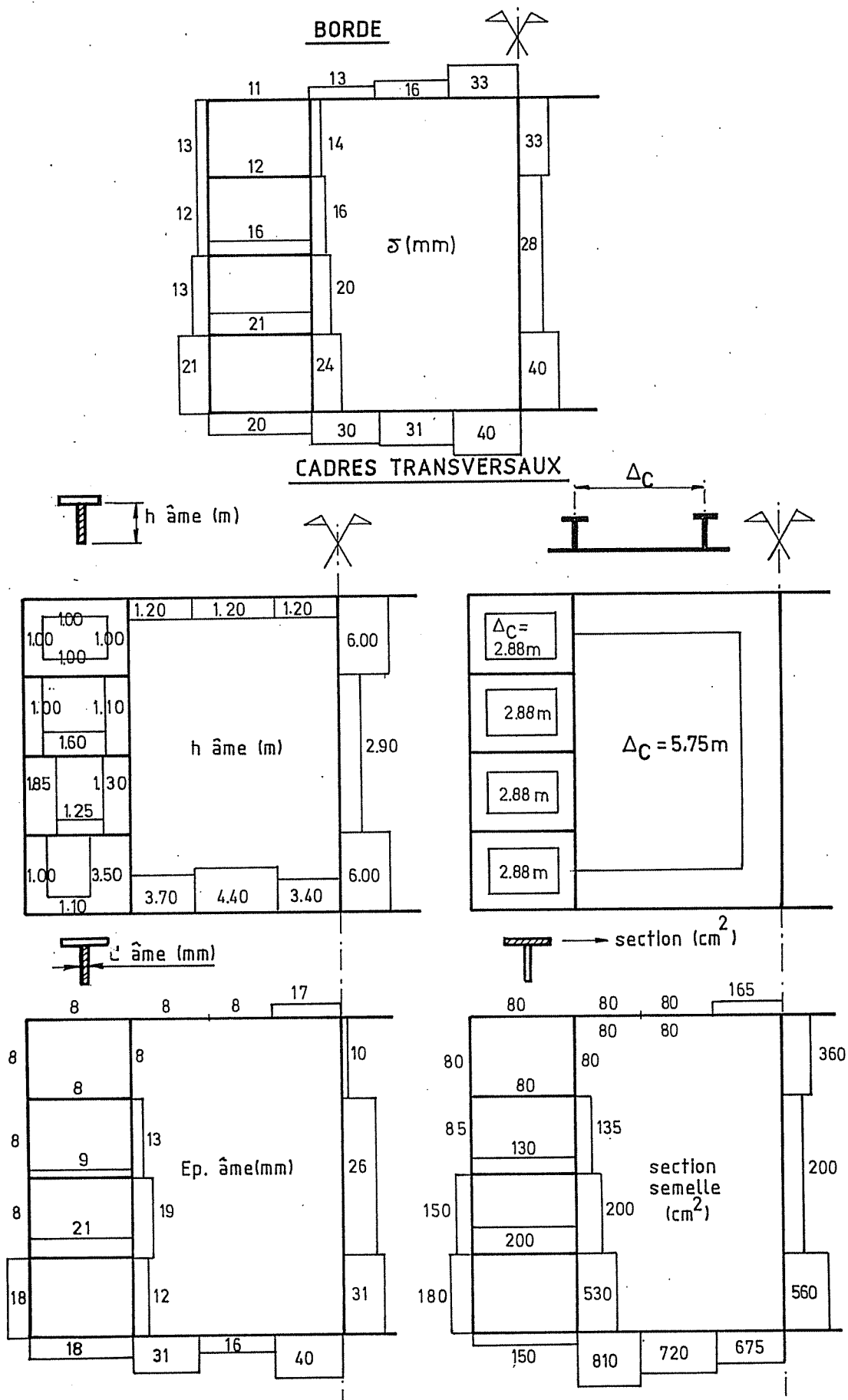


Figure VI.37.a : Echantillonnage optimal de la barge FSO  
 (optimum poids -  $\delta \leq 40$  mm,  $\Delta = 5,75$  m et  $2,875$  m)

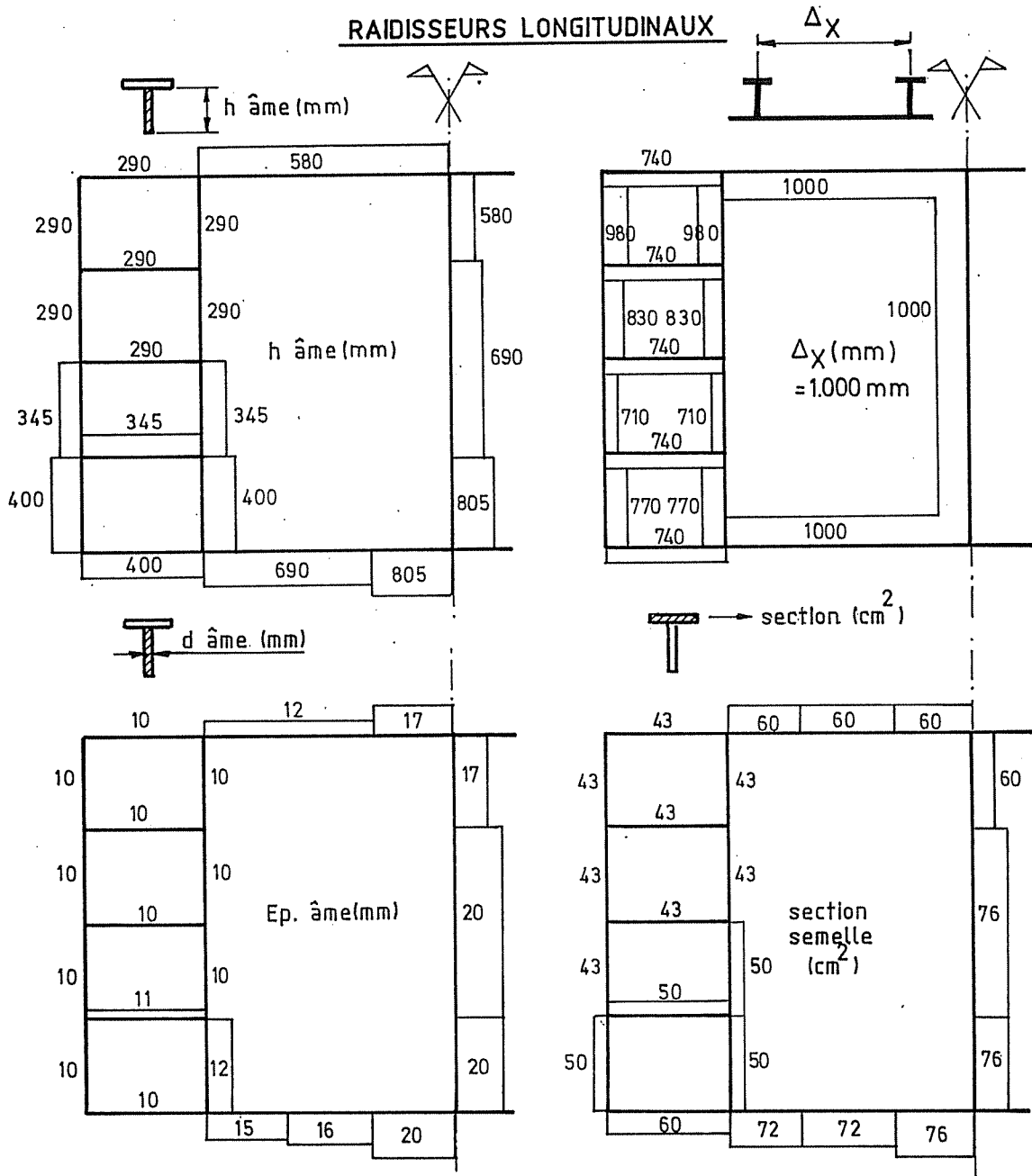


Figure VI.37.b : Echantillonnage optimal de la barge FSO  
 (optimum poids -  $\delta \leq 40$  mm,  $\Delta = 5,75$  m et  $2,875$  m)

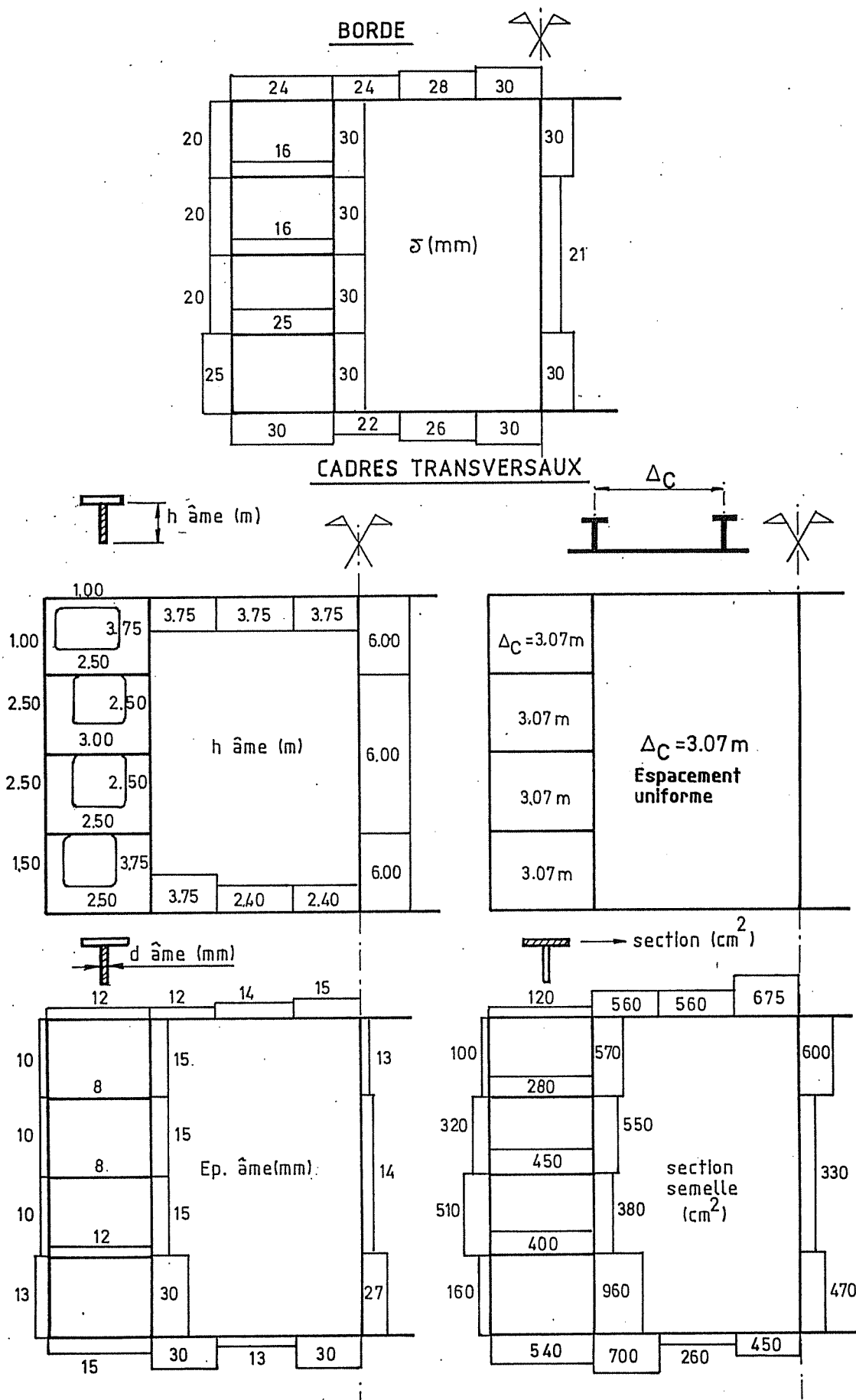


Figure VI.38.a : Echantillonnage optimal de la barge FSO  
(optimum coût -  $\delta \leq 30$  mm,  $\Delta = 3,07$  m)

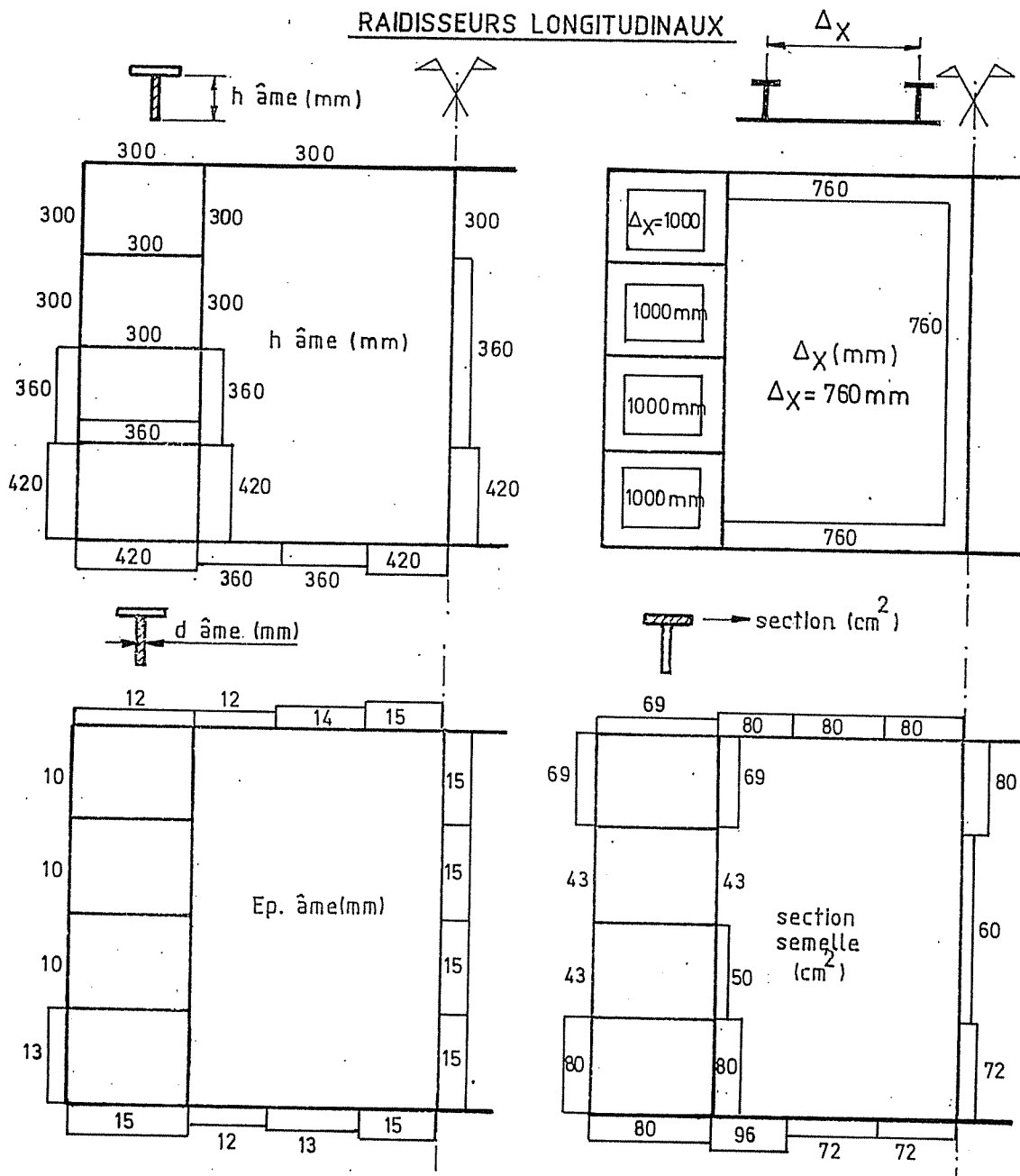
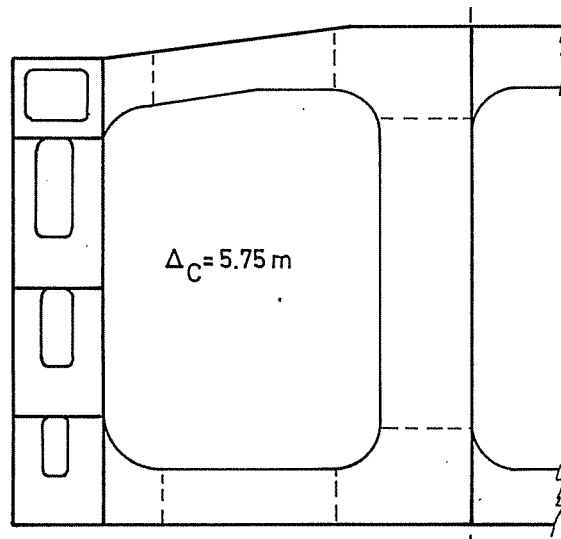
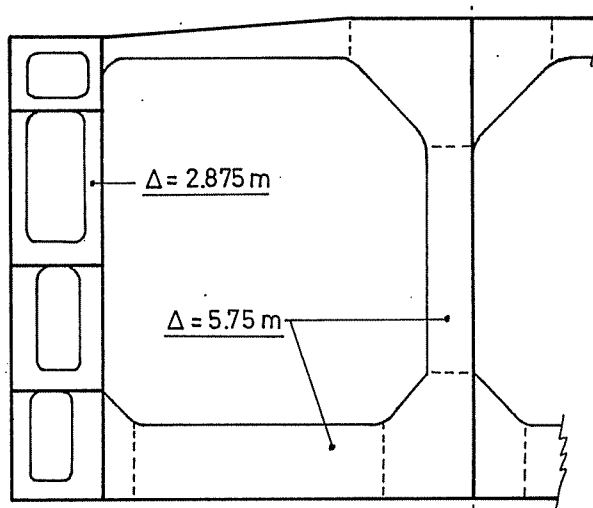


Figure VI.38.b : Echantillonnage optimal de la barge FSO  
(optimum coût -  $\delta \leq 30$  mm,  $\Delta = 3,07$  m)

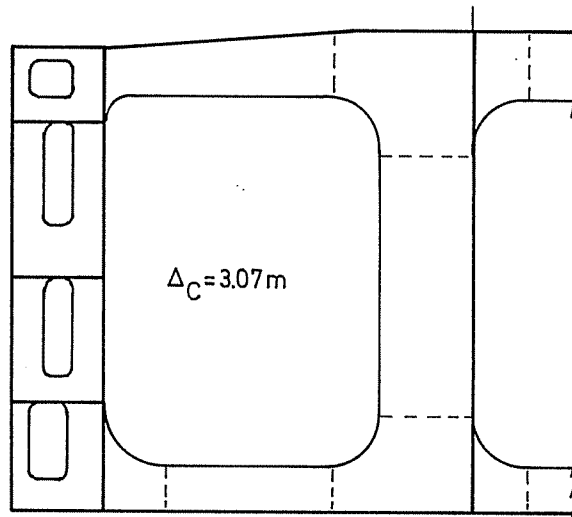
La figure VI.39 présente 3 conceptions différentes du maître couple résultant des optimisations et de l'uniformisation et la standardisation des renforts ainsi que l'introduction de goussets.



Optimum coût -  $\delta \leq 40$  mm,  $\Delta = 5,75$  m



Optimum poids -  $\delta \leq 40$  mm,  $\Delta_{\text{calles}} = 5,75$  m et  $\Delta_{\text{caissons}} = 2,875$  m



Optimum coût -  $\delta \leq 30$  mm,  $\Delta = 3,07$  m

Figure VI.39: Propositions pour le maître-couple de la barge FSO.

# **PARTIE VII**

## **CONCLUSIONS**





## **PARTIE VII**

### **CONCLUSIONS**

#### **CHAPITRE XX : CONCLUSIONS**

Nous clôturons en présentant le bilan du travail effectué et surtout, en définissant les lignes d'actions pour les recherches futures; les nôtres et celles qui, nous l'espérons, auront été suscitées.

Mais avant d'établir le bilan, nous proposons au lecteur de se référer à nouveau au texte original du projet de recherche tel que défini en 1990 (Partie I, § I.1).

L'outil d'optimisation est développé, il fonctionne et donne de bons résultats. Il combine le modèle d'analyse élastique des structures orthotropes LBR-4 à l'algorithme d'optimisation CONLIN. Il repose sur un groupe de restrictions dites rationnelles qui guident l'optimisation vers l'optimum de la fonction objectif en respectant toutes les impositions fixées (bornes technologiques, restrictions géométriques et structurelles et des conditions d'égalité entre les variables de conception).

Les restrictions structurelles considérées prennent en compte les différents états limites (service, ruine,...). Un effort particulier a été porté sur les états limites associés à la résistance ultime des panneaux raidis comprimés et à la résistance ultime de la poutre navire (c'est-à-dire du caisson principal de la structure d'ensemble).

Le modèle LBR-5 a été conçu comme un logiciel ouvert selon le concept d'une optimisation orientée modules. Le module d'analyse élastique global (LBR-4) et le module CONLIN forment l'ossature du modèle. Des modules complémentaires, décrivant des états limites à prendre en considération dans le processus d'optimisation, peuvent aisément être couplés par l'utilisateur au modèle de base.

Des applications didactiques ont été traitées en vue de valider le modèle. Ensuite, les optimisations d'une porte d'écluse maritime flottante et d'une barge FSO ont montré les potentialités pratiques de l'outil développé.

## XX.1 LIGNES D'ACTION POUR LE FUTUR

Nous distinguerons les développements à mener, des recherches à entreprendre.

Les développements s'intègrent directement dans le contexte du module LBR-5 présenté dans ce travail. Il s'agit d'extensions, d'améliorations possibles du modèle existant. Ces développements ont un caractère pratique et fonctionnel, ils constituent des développements numériques complémentaires à inclure au modèle existant.

Les recherches à entreprendre visent plutôt à étendre et à modifier le champ d'application du modèle développé. Elles ont un caractère beaucoup plus fondamental. Une recherche de fond doit précéder tout nouveau développement.

### a) Développements à mener

- Constituer des groupes de restrictions (non rationnelles) basées sur les règles d'échantillonnage des principaux règlements de classification. Ce travail devrait se faire en relation directe avec les sociétés de classification. Cela permettrait d'optimiser les structures sur base des règlements, de comparer les règlements entre eux et d'évaluer l'impact d'un échantillonnage sur base de calculs directs (approche rationnelle).
- Réaliser sur base des applications effectuées, une analyse de sensibilités portant sur le type des restrictions actives et sur les bornes de ces restrictions. La connaissance des restrictions actives est de première importance pour l'utilisateur. En effet, une légère modification (relaxation) des impositions (exemple: flèche maximale de L/200 au lieu de L/250) sur les restrictions actives peut :
  - entraîner un gain (réduction du minimum de la fonction objectif) qu'il est important d'évaluer. Une réduction non négligeable de la fonction objectif est possible suite à une légère relaxation de la borne d'une restriction (ou de plusieurs);
  - modifier les restrictions actives. Une restriction active peut être remplacée par une autre.

De plus, le lieu où les restrictions sont actives (exemples: jonction entre éléments, pont, muraille,...) constitue un enseignement important pour le concepteur. C'est aussi une information utile pour les opérations d'inspection et de maintenance.

- Permettre l'utilisation d'un grand nombre (>20) de termes de la série de Fourier au sein du processus d'optimisation. Dans le principe, cela ne pose pas de problèmes fondamentaux. Ce qui est possible pour un nombre réduit de termes, peut être reproduit un grand nombre de fois et le résultat final sera la somme des résultats obtenus pour chaque terme pris séparément (principe de superposition dans une analyse élastique-linéaire). Du point de vue numérique, il se pose cependant le problème de la gestion du calcul des sensibilités et surtout de l'accroissement important de la charge de calcul.

- 
- Ajouter des restrictions (rationnelles) relatives à la rigidité minimale des cadres (raidissage transversal). Pour rappel, ces cadres sont actuellement supposés suffisamment rigides pour garantir que la ruine apparaisse d'abord au niveau local (panneaux intercostaux).
  - Prévoir une restriction rationnelle qui prend en compte la flexion locale des raidisseurs (lisses) entre deux cadres transversaux. Le besoin d'une telle restriction avait été mentionné au § XIX.2 et son utilité s'est confirmée lors de l'optimisation de la barge flottante de stockage (Barge FSO).
  - Compléter le groupe des restrictions relatives aux instabilités locales des raidisseurs (tripping [HU94b]) et d'ensemble des panneaux raidis [RA91a].
  - Elaborer une interface automatique (sans intervention de l'utilisateur) entre le module LBR-5 et le programme HULLST de vérification détaillée de la résistance ultime de la structure d'ensemble (poutre navire) développée par Yao [YA93c]. Ce programme est déjà utilisable, en complément à LBR-5, comme outil de vérification post-optimisation.
  - Permettre la prise en compte de la torsion d'ensemble en combinaison à la flexion longitudinale d'ensemble.
  - Introduire des renforts fermés (raidisseurs ou lisses) dont la rigidité torsionnelle est bien plus importante que les profilés ouverts en T, L et bulbes.
  - Proposer une technique de modélisation simplifiée pour tenir globalement compte de la présence des caissons des doubles fonds qui apportent une rigidité torsionnelle très importante. Actuellement, le double fond est discrétisé par un ensemble de panneaux raidis qui forment des caissons fermés, modélisant ainsi, exactement, les rigidités torsionnelles et flexionnelles. L'inconvénient de cette discrétisation est le nombre important de panneaux requis, qui alourdit le processus d'optimisation.
  - Intégrer d'une manière explicite le niveau des imperfections initiales (déformations et contraintes résiduelles) dans les modèles de comportement des panneaux raidis. Le niveau des imperfections est en effet important pour l'évaluation de la résistance ultime des panneaux raidis et, de ce fait, pour le moment ultime de la poutre navire [PA95c, YA97].
  - ....

---

b) Recherches à entreprendre

- L'introduction des approches probabilistes dans les eurocodes ainsi que dans les règlements de classification (offshore et naval) doit inciter à reformuler certains états limites et spécialement la manière dont les coefficients de sécurité (partial safety factor) sont pris en compte.

Il faudrait donc constituer un nouveau groupe de restrictions rationnelles basées sur l'approche probabiliste («Reliability based»).

- Introduire le concept d'optimisation multi-objectifs afin de définir un groupe de solutions équivalentes (solutions de Pareto). L'analyse comparative de ces solutions et une aide à la sélection pourrait être incluses avec un procédé d'analyse multi-critères.
- Introduire les dimensions des traverses et surtout leur position comme variables de conception. L'expérience a montré l'intérêt de pouvoir optimiser simultanément les traverses (carlingues), les cadres (varangues, barrots, membrures) et les raidisseurs (lisses).

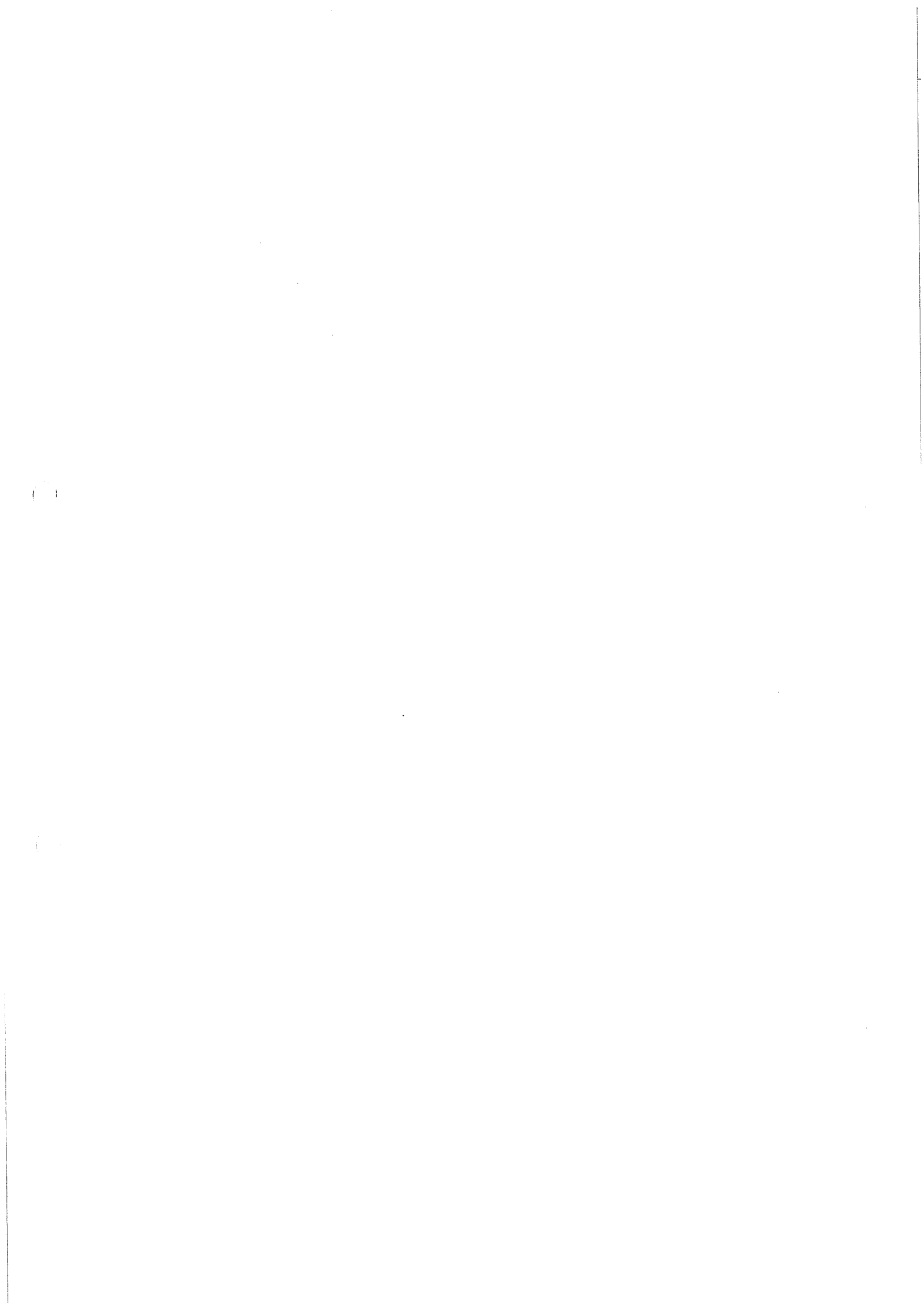
La position des traverses est une variable topologique au sens exact du terme. L'introduction de ces nouvelles variables de conception permettrait de rechercher la position exacte des membrures longitudinales principales (carlingues d'un bateau ou traverses d'une porte d'écluse) et éventuellement leur nombre.

- Prendre explicitement en compte les variables discrètes de conception : le nombre de membrures et les épaisseurs des tôles. Pour ce faire, une modification importante de l'algorithme mathématique doit être envisagée [BE97a].
- Les problèmes d'instabilité des panneaux raidis pourraient directement être pris en considération avec le module LBR-4 d'analyse élastique des contraintes. Des recherches [SH92b et OH93] montrent la possibilité d'appliquer le développement en série de Fourier à l'étude du voilement des plaques non raidies. Il s'agirait d'étendre cette possibilité aux plaques orthotropes.
- Envisager l'utilisation de la différentiation symbolique (Maple ou Mathematica) pour établir les sensibilités nécessaires au processus d'optimisation. Ainsi, lors de l'ajout de nouvelles restrictions, le calcul des sensibilités pourrait être envisagé de cette manière.
- Développer, en association avec un partenaire industriel, un calcul analytique du coût ajusté aux spécificités du partenaire. De plus, il serait judicieux d'ajouter au module actuel de calcul des coûts de construction, le calcul des coûts d'exploitation en vue d'une optimisation sur base de la rentabilité globale du bateau.

# REFERENCES

ET

ANNEXE



## REFERENCES

La classification choisie pour les références est de la forme [SM84].

Elle est constituée de :

- 2 lettres (les deux premières lettres de l'auteur), ex: SM pour Smith.
- 2 chiffres (année de parution du document), ex: 84 pour 1984.

Les ouvrages sont soulignés.

Ex.: [AV92] Aven T. (1992), Reliability and Risk Analysis, Elsevier Applied ...

Les codes et classifications sont en italiques.

Ex.: [API87] *American Petroleum Institute* (1987), Bulletin on Design ...

### A

- [ABS83] *American Bureau of Shipping* (1983), Rules for Building and Classing Steel Vessels
- [AD84] Adamchack J.C. (1984), Approximate Method for Estimating the Collapse of a Ship's Hull in Preliminary Design", Proc. Ship Structure Symposium'84, SNAME, pp37-61.
- [AN95] Anast (1995), Les portes flottantes automotrices - parts 1 et 2, Rapport interne 95-1, Université de Liège, Belgique, pp 1-9 et 1-21.
- [API87] *American Petroleum Institute* (1987), Bulletin on Design of Flat Plate Structures, API Bulletin 2v, First Edition, Washington, Usa, 33p.
- [AV92] Aven T. (1992), Reliability and Risk Analysis, Elsevier Applied Science, Distributed By Chapman & Hall, Uk, 247p.
- [AW82] Awadalla E.A. (1982), Optimum Design of Steel Panels, Thèse de Doctorat, Unité de Construction Navale de l'Université Catholique de Louvain la Neuve, Belgique.

### B

- [BA82] Bari A. (1982), The Design and Evaluation of Alternative Inland Waterway Transport Systems for Developing Country, PhD Thesis, University of Newcastle upon Tyne.
- [BA84] Baird B., Winkle I.E. (1984), Construction Cost Optimisation of Buyant Steel Structures, Seminar on Advances in Design for Production, Dpt. of Ship Science, University of Southampton, UK. (see also: Journal of Ship Production, 1 (1985), pp.259-266).
- [BA92] Balaz, Murray (1992), A Comparison of Some Design Rules with Results from Tests on Longitudinally Stiffened Deck Plates of Box-Girders, Journal of Constructional Steel Research, n°23, p31-54.
- [BE88] Bendsoe M.P., N. Kikuchi (1988), Generating Optimal Topologies in Structural Design using a Homogenization Method, Comp. Methods in Appl. Mechanics and Engineering, 71, pp197-224.
- [BE91a] Beckers P. (1991), Recent Developments in Shape Sensitivity Analysis : the Physical Approach, Eng. Opt., vol.18, pp.67-78.
- [BE91b] Benford H. (1991), Naval Architecture for Non-Naval Architects, Publ. by SNAME, USA, 229p.
- [BE92a] Beedle L.S. (1992), Stability of Metal Structures - A World View, Second Edition, Edt. Structural Stability Research Council, USA, 917p.

- [BE92b] Beghin D., Huther M., Parmentier G. (1992), The Probabilistic Approach : A Tool for Ship Rules Improvement, PRADS'92, Edt. Elsevier, vol 2, Newcastle upon Tyne, UK, pp 847-859.
- [BE95] Beghin D., Jastrzebski T., Taczala M. (1995), Result - A Computer Code for Evaluation of the Ultimate Longitudinal Strength of Hull Girder, PRADS'95, vol 2, Edt. Kim & Lee, Society of Naval Arch. of Korea, pp.832-843.
- [BE97a] Beckers M. (1997), Optimisation de structures en variables discrètes, Thèse de doctorat, LTAS, Faculté des sciences Appliquées, Université de Liège, Belgique.
- [BE97b] Beghin D. et al. (1997), Design Principles and Criteria (Report of ISSC Committee IV.1), Proc. of 13th ISSC, T. Moan and S. Berge (eds), Pergamon Press - Elsevier Science, Vol 1, pp.351-406
- [BI80] Billingsley D.W (1980), Hull Girder Response to Extreme Bending Moments., Proc. 5th STAR Symposium SNAME, pp51-64.
- [BI97] Birmingham R, Hall S., Kattan R. (1997), Shipyard Technology Development Strategies, Journal of Ship Production, SNAME, vol 13, n°4, pp.290-300.
- [BL95] Blomquist A. (1995), Tee-Beam Manufacturing Analysis: Producibility of Panel Stiffening Elements, Journal of Ship Production, vol.11, n°3, pp.171-186.
- [BO92] Bonello M.A. (1992), Reliability Assessment and Design of Stiffened Compression Flanges, Ph.D. Thesis, Imperial College of Science, University of London.
- [BO93] Bonello M A, Chryssanthopoulos M K and Dowling P J. (1993). Ultimate Strength Design of Stiffened Plates under Axial Compression and Bending, Marine Structures, vol.6, n° 5&6, p533-552.
- [BR87] Brown D. (1987), An Aid to Steel Cost Estimating and Structural Design Optimisation, Trans. North East Coast Instn. Engrs. Shipbuilders, vol.104, part 2, pp.45-61.
- [BR89] Brebbia C.A., Hernandez S. (1989), Computer Aided Optimum Design of Structures : Recent Advances (vol.1) - Applications (vol.2), Springer-Verlag.
- [BR92] Bruce G., Clark J. (1992), Productivity Measures as a Tool for Performance Improvement, Trans. RINA, vol.134 part B, pp.289-299.
- [BR95a] Braham M., Maquoi R., Rangelov N., Richard C. (1995), The Influence of the Out-of-Flatness Defects of the Webs on the Resistance of the Slender Built-up Welded Beams in Compression and Bending, Construction métallique, CTICM, n°1-1995 (32ème année), pp3-28.
- [BS82] *BS5400* (1982), Code of Practice for Design of Steel Bridges, Part III, British Standards Institution, London.
- [BS90] *BS5950* (1990), Structural Use of Steelwork in Buildings, British Standards Institution, London.
- [BU66] Buxton I.L (1966), The Design of Tanker Hull Structure by Computer with Particular Reference to one Midship Cargo Tank, Trans. RINA, vol.108, pp.405-419.
- [BU76] Buxton I.L. (1976), Engineering Economics and Ship Design, The British Ship Research Association, Wallsend Research Station, UK, 107p.
- [BU84a] Bunday B.D. (1984), Basic Optimisation Methods, Edward Arnold (Publ.).
- [BU84b] Buxton I.L. (1984), Preliminary Design For Production, Seminar on Advances in Design for Production, Dpt. of Ship Science, University of Southampton, UK.
- [BU87] Buxton I.L., Hills W., Whatmore J.M. (1987), The Effects on the Steelmass of Ro-Ro Vessels of Changing Ship Design Parameters, PRADS'87, Trondheim, pp.1116-1127.
- [BU89] Bunch H.M. (1989), A Study of the Causes of Man-Hour Variance of Naval Shipyard Work Standard, NSRP Ship Production Symposium, SNAME, Virginia, pp15.1-8.
- [BU95a] Buxton I.L. (1995), A Techno-Economic Approach to the Comparison of Underwater Coatings for New Ships, PRADS'95, vol 2, Edt. Kim & Lee, Society of Naval Arch. of Korea, pp.1214-1227.
- [BU95b] Bunch H.M. (1995), Catalogue of Ship Producibility Improvements Concepts, Journal of Ship Production, vol.11, n°3, pp.203-207.
- [BV84] *Bureau Veritas* (1984), Règlement pour la construction et la classification des bateaux de navigation intérieure, DSM - Publications Techniques Marine, Paris La Défense, France.
- [BV87] *Bureau Veritas* (1987), Rules and Regulations for the Classification of Mobile Offshore Drilling Units, Part II Structural Safety, Paris.
- [BV96a] *Bureau Veritas* (1996), Echantillonnage de la structure de la coque (L>65m), Chap 5, Partie II (et révision mars 1997), DSM - Publications Techniques Marine, Paris La Défense, France.
- [BV96b] *Bureau Veritas* (1996), Echantillonnage de la structure de la coque (L<65m), Chap 6, Partie II (et révision mars 1997), DSM - Publications Techniques Marine, Paris La Défense, France.



- [BV97] *Bureau Veritas* (1997), Règlement pour la classification des navires, DSM - Publications Techniques Marine, Paris La Défense, France.

## C

- [CA65a] Caldwell J.B. (1965), Ultimate Longitudinal Strength, Trans. RINA, vol.107, pp.411-430.
- [CA65b] Carreyette J.F. (1965), Shiprepair Steel Renewal Rates, Trans. RINA, vol.107, pp.571-580.
- [CA78a] Caldwell J. (1978), Design for Production, Advanced Ship Design Techniques, WEGEMT, University of Newcastle upon Tyne, UK, 19p.
- [CA78b] Carreyette J.F. (1978), Preliminary Ship Cost Estimation, Trans. RINA, vol. 120, pp.235-249.
- [CA86] Caldwell J.B. (1986), Structural optimization : What is wrong with it ?, in Advances in Marine Structures, Edt. Smith & Clarke, Elsevier Applied Science, pp.561-584.
- [CA88] Catley D. et al. (1988), Design Optimization, Report of Committee V.5 of ISSC, 10th ISSC Conference, Lyngby, vol.2, pp.179-221.
- [CA90] Catley D. et al. (1990), Design Optimization : A State-of-the-Art Review, Marine Structures, Elsevier Science Publ., vol.3, pp.343-390.
- [CA97] Catley D., Hage A. et al. (1997), Design Method (Report of ISSC Committee IV.2), Proc. of 13th ISSC, T. Moan and S. Berge (eds), Pergamon Press - Elsevier Science, Vol 1, pp.407-473
- [CH77] Chatterjee S., Dowling P.J. (1977), The Design of Box-girder Compression Flanges. Steel Plated Structures; an International Symposium. Crosby Lockwood Staples, London
- [CH86] Chalmers D.W. (1986), Structural Design for Minimum Cost, Advances in Marine Structures, Edt. Smith & Clarke, Elsevier Applied Science, pp.650-669.
- [CH90] Chandrashekhara, Srinivas M.K. (1990), Bending Analysis of Cylindrical Shells through Transfer Matrices Approach, Bull. of IASS, vol.31, n° 3(104), pp123-131.
- [CH91] Chapman J.C, Smith C.S., Davidson P.C, Dowling P.J. (1991), Recent developments in the Design of Stiffened Plate Structures, Proc. of Advances in Marine Structures-2, Elsevier, A.R.E. Dunfermline, UK, May, pp529-548.
- [CH92] Chalmers D.W, Smith C.S. (1992), The Ultimate Longitudinal Strength of a Ship's Hull, PRADS'92, Edt. Elsevier, vol 2, Newcastle upon Tyne, UK, pp745-763.
- [CH95a] Chao F.S.B.(1995), What about Double Hull for Bulk Carriers, PRADS'95, vol.1, Edt. Kim & Lee, Society of Naval Arch. of Korea, pp XIX-XXVIII.
- [CH95] Cho S.R., Song J.Y., Kim C.W., Kang H.S. (1995), A Simplified Ultimate Strength Analysis Method for Corrugated Bulkheads, PRADS'95, vol 2, Seoul, Korea, pp820-831.
- [CH97a] Chao R.J., Ayyub B.M. (1997), Reliability and Uncertainty Evaluation for Longitudinal Bending of Hull Girders of Surface Ships, Journal of Ship Research, SNAME, vol 41, n°1, pp57-68.
- [CH97b] Chen Q., Zimmerman T., DeGeer D., Kennedy B. (1997), Strength and Stability Testing of Stiffened Plate Components, Ship Structure Committee n°399, U.S. Coast Guard, Washington, USA, 126p.
- [CL58] Clarkson (1958), Strength of Approximately Flat Long Rectangular Plates, Trans. North East Coast Inst. Eng. Shipbuilding, n°74, pp 21-40.
- [CO89] CONLIN (1989), User's and Installation Manuel (Version 2), LTAS, Université de Liège, Liege, Belgique.
- [CO94] Cohn M.Z., Dinovitzer A.S. (1994), Application of Structural Optimization, Journ. of Structural Engg., ASCE, vol.120, n°2, pp.617-650.
- [CR91] Crowder M.J, Kimber A.C., Smith R.L., Sweeting T.J. (1991), Statistical Analysis of Reliability Data, Chapman & Hall, London, UK, 247p.

## D

- [DA89] Davidson P.C. (1989), Design of Plate Panels Under Biaxial Compression, Shear and lateral Pressure, Ph.D. Thesis, Imperial College, University of London.
- [DA90a] Danielson D.A., Kihl D.P., Hodges D.H (1990), Tripping of Thin-Walled Plating Stiffeners in Axial Compression, Thin-Walled Structures, vol.10, pp.121-142.

- [DA90b] Davidson P.C, Chapman J.C, Smith C.S., Dowling P.J. (1990), The Design of Plate Panels Subject to In-Plane Shear and Biaxial Compression, Trans. RINA, vol.132, pp.267-286.
- [DA92] Davidson P.C, Chapman J.C, Smith C.S., Dowling P.J.(1992), The Design of Plate Panels Subject to Biaxial Compression and Lateral Pressure, Trans. RINA, vol.134, pp.149-160.
- [DA94] Daidola J., Parente J., Robinson W. (1994), Hull Structural Concepts for Improved Producibility, Ship Structure Committee n°377, U.S. Coast Guard, Washington, USA, 240p.
- [DA97] Damonte R., Figari M., Porcari R. (1997), Ultimate Bending Moment of the Ship Hull Girder, Int. Shipbuilding Progress, 44, n° 440, pp.299-319.
- [DA98] Da Ronch C. (1998), Avant-projet d'une porte flottante pour écluse maritime de taille moyenne, Travail de fin d'études, Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, Belgique.
- [DE61] Dehousse N.M.(1961), Les bordages raidis en construction hydraulique, Thèse d'agrégation, Mémoires du centre d'Etudes, de Recherche et d'Essais Scientifiques du Génie Civil (Nouvelle série), Vol n°1, Liège.
- [DE67] Dehousse N.M., Deprez J. (1967), Les bordages orthotropes plans, Calcul d'une porte d'écluse, Mémoires du CERES (Nouvelle série) n°22, Université de Liège, Liège.
- [DE85] Dehousse N.M., Rodriguez S. (1985), Construction des grandes écluses maritimes. Quelques suggestions en vue d'en simplifier la réalisation par l'emploi de portes-robots, A.I.P.C.N., n° 49.
- [DE95a] Defigos A. Th. (1995), Fleet Planning Using Zero-One Goal Programming, M.Sc. Dissertation, University of Newcastle upon Tyne.
- [DE95b] Dehousse N.M. (1995), Pour la première fois de l'histoire, si on excepte Colbert, un homme Louis Emile Bertin, aura la possibilité de penser à lui seul une flotte homogène et cohérente, Bulletin de la Classe des Sciences, Académie Royale de Belgique, 6<sup>e</sup> série, Tome VI, n° 7-12, pp385-416.
- [DnV78] *Det Norske Veritas* (1978), Ships' Load and Strength Manual, DnV Classification and Registry of Shipping, Oslo, Norway.
- [DnV92a] *Det Norske Veritas* (1992), Hull Structural Design Ships with Length 100 meters and Above, Rules for Classification of Ships, Oslo, Norway.
- [DnV92b] *Det Norske Veritas* (1992), Structural Design, General, Rules for Classification of Mobile Offshore Units, Oslo, Norway.
- [DnV92c] *Det Norske Veritas* (1992), Buckling Strength Analysis, Classification Notes 30.1, Oslo, Norway.
- [DO73] Dowling P.J., Chatterjee S., Frieze P., Moolani F. (1973), Experimental and Predicted Collapse Behaviour of Rectangular Steel Box Girders, Int. Conf. on Steel Box Girder Bridges, London, pp.77-94.
- [DO77] Dowling P.J., Moolani F., Frieze P. (1977), The effect of Shear Lag on the Ultimate Strength of Box Girders, Steel Plates Structures, P.J Dowling et al. eds., Crosby Lockwood Staples, London, pp.108-141.
- [DO81] Dow R.S., Hugill R., Clark J., Smith C.S (1981), Evaluation of Ultimate Ship Hull Strength, SNAME, Extreme Loads Response Symposium, Arlington, pp.133-148.
- [DO90] Dowling P.J. (1990), New Directions in European Structural Steel Design, Journal Constructional Steel Research, vol.17, pp.113-140.
- [DO91a] Dow R.S. (1991), Testing and Analysis of a 1/3-scale Welded Steel Frigate Model, Proc. of Int. Conf. on Advances in Marine Structures-2, Edt. C.S. Smith and Dow, ARE, Dunfermline, Scotland, pp.749-773.
- [DO91b] Dowling et al. (1991), Design of Flat Stiffened Plating: Phase 1 Report, CESLIC Report SP 9, Dept. of Civil Engineering, Imperial College, London.
- [DO92a] Dowling P.J., Harding J.E., Bjorhovde R. (1992), Constructional Steel Design - An International Guide, Elsevier Applied Science, London, 941p.
- [DO92b] Dowling P.J., Chryssanthopoulos M. (1992), Recent Advances in the Stability of Steel Plated Structures, Third Pacific Structural Steel Conference, Jap. Soc. Steel Const., Tokyo.
- [DO95] Doi (1995), CIM for Shipbuilding by Hitachi Zosen, Report, Hitachi Zosen Ariakje Works, Japon, 15p.
- [DU67] Duffin J.D., Peterson E., Zener C. (1967), Geometric Programming - Theory and Application, John Wiley & Sons, New York.
- [DU86] Dubas P., Gehri E. (1986), Behaviour and Design of Steel Plated Structures, ECCS-CECM Publication, n° 44, Applied Statics and Steel Structures, Zurich.

- [DU96] Duysinx P. (1996), Optimisation topologique: du milieu continu à la structure élastique, Thèse de doctorat, Université de Liège, Fac de Sciences Appliquées, LTAS report OF-37.
- [DW76] Dwight J.B, Little G.H (1976), Stiffened Steel Compression Flanges - A Simpler Approach, The Structural Engineer, vol.54, n°12, pp.501-509.

## E

- [EC88] *ECCS-56* (1988), Buckling of Steel Shells, 4th edition, ECCS - Technical Working Group 8.4 Stability of Shells, Publ. n°60, European Convention for Constructional Steel Work.
- [EC90] *ECCS-60* (1990), Recommendations for the Design of Longitudinally Stiffened Webs and of Stiffened Compression Flanges; 1st edition, ECCS - Technical Working Group 8.3 - Structural Stability, Publ. n°60, European Convention for Constructional Steel Work.
- [EL97] Elvekrok D.R. (1997), Concurrent Engineering in Ship Design, Journal of Ship Production, vol 13, n° 4, pp.258-269.
- [EN94] Englekirk R. (1994), Steel Structures. Controlling Behavior Through Design, John Wiley & Sons, 807p.
- [EN98] Ennis K.J., Dougherty J.J., Lamb T., Greenwell C., Zimmermann R. (1998) Product-Oriented Design and Construction Cost Model, Journal of Ship Production, SNAME, vol.14, n°1, pp.41-58.
- [EV63] Evans J.H., Khoushy D. (1963), Optimized Design of Midship Section Structure, Trans. SNAME, vol.71, pp.144-191.
- [EV70] Evans J.H. (1970), Structural Performance Norms in Ship Design, Trans. SNAME, vol. 78, pp.327-355.
- [EV75] Evans Harvey J. (1975), Ship Structural Design Concepts, Cornell Maritime Press, Cambridge,USA, 900p.
- [EU93] *Eurocode 3* (1993), Execution of Steel structures - Part 1, General Rules and Rules for Buildings, prEN 1090-1 : 1993, European Committee for Standardization, Brussels.
- [EY94] Eyres D.J. (1994), Ship Construction (Fourth Edt.), Butterworth-Heinemann, UK,340p.

## F

- [FA65] Faulkner D. (1965), Written discussion in [CA65a], Trans RINA, vol. 107, pp425-426.
- [FA73] Faulkner D., Adamchak J.C. et al. (1979), Synthesis of Welded Grillages Compression and Normal Loads., Computers & Structures, vol 3, pp221-246.
- [FA75a] Faulkner D. (1975), Compression Strength of Welded Grillages., Chap. 21 in [EV75], pp633-712.
- [FA75b] Faulkner D. (1975), Strength of Welded Grillages Under Combined Loads., Chap. 22 in [EV75], pp713-746.
- [FA75c] Faulkner D. (1975), A Review of Effective Plating for Use in the Analysis of Stiffened Plating in Bending and Compression, Journal of Ship Research, vol.19, n° 1, pp.1-17.
- [FA79] Faulkner D., Sadden J.A. (1979), Toward a unified approach to ship structural safety, Trans. RINA, vol 121, pp1-28.
- [FI74] Fisher K.W. (1974), The Relative Costs of Ship Design Parameters, Trans. RINA, vol 116, pp.129-155.
- [FI98] FINELG® (1998), Non Linear FEM Software, MSM Dpt., University of Liège, Liège.
- [FL79] Fleury C. (1979), Structural Weight Optimization by Dual Methods of Convex Programming, Int. J. for Num. Methods in Engrg., 14, 1761-1783
- [FL82a] Fleury C. (1982), Introduction to Mathematical Programming, Chap 7: Foundations of Structural Optimization: A Unified Approach, A.J. Morris ed., John Wiley & sons, pp 273-298.
- [FL82b] Fleury C. (1982), Unconstrained and Linearly Constrained Minimization, Chap 8: Foundations of Structural Optimization: A Unified Approach, A.J. Morris ed., John Wiley & sons, pp 299-334.
- [FL82c] Fleury C. (1982), General Nonlinear Programming Methods, Chap 9: Foundations of Structural Optimization: A Unified Approach, A.J. Morris ed., John Wiley & sons, pp 335-362.
- [FL82d] Fleury C. (1982), Reconciliation of Mathematical Programming and Optimality Criteria Methods, Chap 10: Foundations of Structural Optimization: A Unified Approach, A.J. Morris ed., John

- Wiley & sons, pp 363-404.
- [FL86] Fleury C., Braibant V. (1986), Structural Optimization : A New Dual Method using Mixed Variables, International Journal for Numerical Methods in Engineering, vol.23, pp409-428.
- [FL89a] Fleury C. (1989). CONLIN, An Efficient Dual Optimizer Based on Convex Approximation Concepts, Structural Optimization, vol 1, pp81-89.
- [FL89b] Fleury C. (1989), Efficient Approximation Concepts Using Second Order Information, Int J. for Num. Methods in Engrg, 28, pp2041-2058.
- [FL91] Fleury C. (1991), Optimisation des structures, Notes de cours, Université de Liège, Fac. des Sciences Appliquées.
- [FL93a] Fleury C. (1993), Mathematical Programming Methods for Constrained Optimization: Dual Methods, Chap7 : Structural Optimization: Status and Promise, (M.P. Kamat ed.), serie: Progress in Astronautics and Aeronautics, AIAA, vol 150, pp 123-150.
- [FL93b] Fleury C. (1993), Recent Developments in Structural Optimization Methods, Chap 9: Structural Optimization: Status and Promise, (M.P. Kamat ed.), serie: Progress in Astronautics and Aeronautics, AIAA, vol 150, pp 183-208.
- [FO86] Forgiogne G.A. (1986), Quantitative Decision Making, Wardworth Publishing Company, California, 897p.
- [FR87] Frieze P.A., Winkle I.E., Das P.K., Baird D. (1987), Optimisation of Stiffened Cylinders in Offshore Construction, The Naval Architect, RINA, Oct.87, pp.233-247.
- [FR91a] Frieze P.A., Lin Y.T.(1991), Ship Longitudinal Strength Modelling for Reliability Analysis., Proceedings of the Marine Structural Inspection, Maintenance, and Monitoring Symposium, SSC/SNAME, Airlington, 18-19 March, pp III.B1-19.
- [FR91b] Frieze et al. (1991), Report of ISSC Committee V.1- Applied Design, 11th ISSC Conference, Wuxi, China, Vol 2.
- [FR93] Francescutto A. (1993), Is it Really Possible to Design Safe Ships?, RINA, Spring Meetings 1992, paper n°3, 6p.
- [FU91] Fu J.F., Fenton R.G., Cleghorn W.L. (1991), A Mixed Integer-Discrete-Continuous Programming Method and its Application to Engineering Design Optimization, Eng. Opt., UK, vol.17, pp.263-280.

## G

- [GA86] Gass W., Dove C., Chalmers D., Smith C.S. (1986), Fabrication and Testing of a Prototype Corrugated GRP Hull, Advances in Marine Structures, Edt. Smith & Clarke, Elsevier Applied Science, pp.515-525.
- [GA93] Galli A.M., Qualich G. (1993), Characteristics and Development of CAD/CAM in Ship Design and Production, IMAM'93, Edt. A. Bogdanov, Varna, pp.223-229.
- [GA94] Gang H., Zeng G. (1994), Analysis and Optimization of Stiffened Cylindrical Shells under External Pressure, Intern. Shipbuilding Progress, vol.41, n°427, pp.199-222.
- [GE93] Gessis S.N. (1993), Evolution of Cost/Schedule Control (Direct Labor) in Naval Shipyards, Journal of Ship Production, vol.9, n°4, pp.245-253.
- [GI74] Gill P.E., Murray W. (Eds.) (1974), Numerical Method for Constrained Optimization, Academic Press, New York.
- [GI81] Gill P.E., Murray W., Wright A. (1981), Practical Optimization, Academic Press, New York.
- [GL90] *Germanischer Lloyd* (1990), Offshore Technology, Part II Offshore Installations, Rules for Classification and Construction.
- [GL92] *Germanischer Lloyd* (1992), Ship Technology, Part I Seagoing Ships, Chap. 1: Hull Structures and errata January 1993, Rules for Classification and Construction.
- [GO65] Goss R.O (1965), Economic Criteria for Optimal Ship Designs, Trans. RINA, vol.107, pp.581-600.
- [GO78] Gordon G., Pressman I. (1978), Quantitative Decision Making for Business, Englewood Cliffs : Prentice-Hall, 546p.
- [GO89] Goldberd D.E. (1989), Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning, Addison-Wesley Publishing Company, USA, 403p.

- [GO93] Gordo J.M., Soares C.G. (1993), Approximate Load Shortening Curves for Stiffened Plates Under Uniaxial Compression. Integrity of Offshore Structures - 5, D. Faulkner et al. (Eds.), EMAS, pp.189-211.
- [GO95] Gordo J.M., Soares C.G. (1995), Collapse of Ship Hulls under Combined Vertical and Horizontal Bending Moments. PRADS'95, vol 2, Edt. Kim & Lee, Society of Naval Arch. of Korea, pp808-819.
- [GO96] Gordo J.M., Soares C.G., Faulkner D. (1996), Approximate Assessment of the Ultimate Longitudinal Strength of the Hull Girder. Journal of Ship Research, SNAME, vol 40, n°1, pp60-69.
- [GR85] Grilli S. (1985), Etude expérimentale et numérique du comportement hydrodynamique de grandes portes flottantes automotrices pour écluses et barrières marées-tempêtes, Thèse de doctorat, Université de Liège, Collection des publications de la Faculté des Sciences Appliquées, n° 99, Belgique.
- [GR97] Greene E. (1997), Design Guide for Marine Applications of Composites, Ship Structure Committee, SSC-403, U.S. Coast Guard, Washington, USA.,342p.
- [GU92] Guo M., Harik I.E. (1992), Stability of Eccentrically Stiffened Plates, Thin-Walled Structures, vol. 14, pp.1-20.

## H

- [HA60] Harlander, L.A. (1960), Optimum Plate-Stiffener Arrangement for Various Types of Loading, Journal of Ship Research, SNAME.
- [HA84] Hargroves M.R. (1984), Ship Structural Design Perspective, Seminar on Advances in Design for Production, Dpt. of Ship Science, University of Southampton, UK.
- [HA92] Harvald S.A., Jensen J.J. (1992), Steel Weight Estimation for Ships, PRADS'92, Edt. Elsevier, vol 2, Newcastle upon Tyne, UK, pp873-886.
- [HA93a] Hage A., Marchal J., Rodriguez S. (1993), Sistema Informatizado de Ante-Proyecto de Proyecto para Astilleros de Tamano Medio Pequeno, XIII Congreso Panamericano de Ingeniera Naval, Transport Maritimo e Ingeniera Portuaria, Caracas; Venezuela.
- [HA93b] Hage A., Marchal J., Rodriguez S. (1993), Development of CAD/CAE System for Ship Design Suitable for Small and Medium Shipyards, IMAM'93, Varna, Bulgaria.
- [HA94a] Hage A., Marchal J., Rodriguez S. (1994), Logiciel d'aide à la détermination détaillée du poids et du bilan électrique d'un navire, 94ème session de l'ATMA, Paris, Avril 1994.
- [HA94b] Hatzidakis N., Bernitsas M. (1994), Comparative Design of Orthogonally Stiffened Plates for Production and Structural Integrity - Part 1 & 2, Journal of Ship Production, vol.10, n°3, pp.146-155 and pp.156-163.
- [HE91] Heder M., Ulfvarson A. (1991), Hull Beam Behavior of Passenger Ships. Marine Structures, Elsevier, vol 4, n° 1, pp.17-34.
- [HE96] Hengst S., Koppies J.D. (1996), Analysis of Competitiveness in Commercial Shipbuilding, Journal of Ship Production, vol.12, n°2, pp.73-84.
- [HI89] Hills W., Buxton I.L. (1989), Integrating Ship Design and Production Considerations during the Pre-Contract Phase, The North East Coast Institution of Engineers and Shipbuilders, vol.106, part 1, pp.7-19.
- [HI90] Hills W., Buxton I.L., Maddison R. (1990), Design for Steelwork Production during the Concept Design Stage, Journal of Ship Production, vol.6, n°3, pp.151-163.
- [HI93a] Hinton E., Rao N.V. (1993), Structural Shape Optimization of Shells and Folded Plates Using Two-Noded Finite strips, Computers & Structures, vol.46, n°6, pp.1055-1071
- [HI93b] Hinton E., Rao N.V. (1993), Analysis and Shape Optimization of Variable Thickness Prismatic Folded Plates and Curved Shells - Part 1 et 2, Thin-Walled Structures, vol. 17, pp. 81-111 et pp. 161-183.
- [HO90] Hori T., Sekihama M., Rashed S. (1990), Structural 'Design-by-Analysis' Approach Applied to a Product Oil Carrier with a Unidirectional Girder System, Spring Meetings of RINA, London, paper n°8, 11p.
- [HU80] Hughes O.F., Mistree F., Zanic V. (1980), A Practical Method for the Rational Design of Ship Structures, Journal of Ship Research, SNAME, vol.24, n°2, pp.101-113.
- [HU81] Hughes O.F., (1981), Design of Laterally Loaded Plating Uniform Pressure Loads, Journal of Ship Research, vol.25n°2 pp.77-89.

- [HU87] Hung C.F. (1987). Computer Aided Design of Complex Ship Structure Based on Finite Element and Multilevel Optimization Methods, PRADS'87, Trondheim, pp.845-860.
- [HU88] Hughes O.F. (1988), Ship Structural Design : A Rationally-Based, Computer-Aided Optimization Approach, Edited by the SNAME, New Jersey, 566p.
- [HU91] Hughes O., Caldwell J.B (1991), Plate Bending, Vol 1 of Marine Structures, Selected topics, examples and problems (Supplement to[HU88]), SNAME, 50p.
- [HU92] Hughes O.F, Mc Natt T.R (1992), Unified Structural Design Method for Standard and Non-standard Design Requirements, PRADS'92, Edt. Elsevier, vol 2, Newcastle upon Tyne, UK, pp860-872.
- [HU93a] Hu S.Z. (1993), A Finite Element Assessment of the Buckling Strength Equations of Stiffened Plates, Ship Structures Symposium'93, SNAME & SSC, Arlington, pp.J1-J9.
- [HU93b] Hu S.Z. (1993), A Numerical Study of Tripping Behaviour of Stiffened Plates, Second Canadian Marine Dynamics Conference, University of British Columbia, Vancouver, pp.203-210.
- [HU94a] Hughes O.F, Hage A. et al. (1994), Applied Computer Aided Design - Report of ISSC Committee V.5, Proc. of 12th ISSC, Jeffrey N.E. and Kendrick A.M. (eds), Institute for Marine Dynamics, St. John's, Canada, Vol 2, pp203-247.
- [HU94b] Hughes O., Nikolaidis E., Ayyub B., White G., Hess P. (1994), Uncertainty in Strength Models for Marine Structures, Ship Structure Committee n°375, U.S. Coast Guard, Washington, USA, 130p.
- [HU95a] Hu S.Z. (1995), Prediction of Ultimate Bending Moment of Ship Hulls Using Simplified Approach. Proceedings of 15th Canadian Congress of Applied Mechanics, Victoria, B.C. Canada, pp. 256-257.
- [HU95b] Humphries A.D., Shenoi R.A. (1995), CASCET - A Computer Aided Ship Cost Estimating Tool, PRADS'95, vol 2, Edt. Kim & Lee, Society of Naval Arch. of Korea, pp.1228-1239.

## I

- [IT94] Ito H., Hayashi K., Kitano K. (1994), A Comparative Study of Simplified Methods to Analyse the Strength of Double-Hulled Tankers in Collision, Proceedings of ISOPE'94, Osaka, vol.IV, pp.563-569.

## J

- [JA87] Jang C.D. , Na S.S. (1987), On the Minimum Structural Weight Design of Oil Tankers by Generalized Slope Deflection Method, PRADS'87, Trondheim, pp.1128-1137.
- [JA91] Jang C.D. , Na S.S. (1991), On the Optimum Structural Design of Marpol Tankers Considering Tank Arrangement, in Computer Methods in Marine and Offshore Engineering, Edt. Murthy, Computational Mechanics Publ., UK, pp. 25-40.
- [JA95a] Jang C.D., Seo S.I.(1995), Basic-Studies for the Automatic Fabrication of Welded Built-up Beams, Journal of Ship Production, vol.11, n°2, pp.111-116.
- [JA95b] Jang C.D., Seo S.I.(1995), A simplified Approach to the Analysis of the Ultimate Strength of Welded Stiffened Plates. Journal of Hydrospace Technology, Vol 1, n°2, pp145-166.
- [JE70] Jelen F.C. (1970), Cost and Optimization Engineering, McGraw-Hill Book Company, New York, 449p.
- [JE94] Jensen J.J. et al. (1994), Design Example - Hull Girder Collapse, (Report of ISSC Committee III.1, Ductile Collapse), Proc. of 12th ISSC, Jeffrey N.E. and Kendrick A.M. (eds), Institute for Marine Dynamics, St. John's, Canada, Vol 1, pp.351-369.
- [JE97] Jensen J.J et al (1997), Ultimate Strength (Report of ISSC Committee III.1), Proc. of 13th ISSC, T. Moan and S. Berge (eds), Pergamon Press - Elsevier Science, Vol 1, pp.233-283
- [JO76] Johnston B.G. (1976), Ed. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 3rd ed., Wiley, New York.
- [JO90] Jonsson O., Larsson T. (1990), Lagrangean Relaxation and Subgradient Optimization Applied to Optimal Design with Discrete Sizing, Eng. Opt., vol.16, pp.221-233.

## K

- [KE91] Keane A.J., Price W.G., Schachter R.D (1991), Optimization Techniques in Ship Concept Design, Trans. RINA, Vol 133 part A, pp.123-143.
- [KE93a] Keane R.G., Fireman H. (1993), Producibility in the Naval Ship Design Process : A Progress Report, Journal of Ship Production, vol.9, n°4, pp.210-223.
- [KE93b] Kermani B., Waldron P. (1993), Analysis of Continuous Box Girder Bridges Including the Effects of Distorsion, Computers & Structures, vol.47, n°3, pp427-440.
- [KI78] Kim K.S. (1978), Standard Design Method for Grillages in Ships, M.Sc. Thesis, University of Newcastle upon Tyne.
- [KI82] Kim K.S. (1982), Strength Analysis as a Basis for Structural Design and Optimisation, Ph.D. Thesis, University of Newcastle upon Tyne.
- [KI91a] Kitada T., Nakai H., Furuta T. (1991), Experimental Study on Ultimate Strength Plates Subjected to Longitudinal tension and transverse Compression, Journal of Constructional Steel Research, n°19, p203-212.
- [KI91b] Kitada T., Nakai H., Furuta T. (1991), Ultimate Strength and Interaction Curve of Stiffened Plates Subjected to Biaxial In-Plane Forces, Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, vol.8, n°3, pp.113-122.
- [KI92a] Kim Y.D, Park S.W, Won M.C et al. (1992), An Integrated System for the Basic Design of Ship Structure, PRADS'92, Edt. Elsevier, vol 2, Newcastle upon Tyne, UK, pp.887-898.
- [KI92b] Kirsch U., Topping B.H. (1992), Minimum Weight Design of Structural Topologies, Journal of Structural Engineering, ASCE, vol.118, n°7, pp.1770-1785.
- [KI94] Kim K.S., Han G.Y. (1994), Structural Optimization with Multiple Objectives, TEAM-TAPEI'94, National Taiwan Univ., Taipei, pp.397-410.
- [KI95] Kim. B.J., Kim O.H. (1995), Design Criteria of the Longitudinal Hull Girder Strength Based on the Reliability Analysis.PRADS'95, vol 2, Edt. Kim & Lee, Society of Naval Arch. of Korea, pp771-782.
- [KO90] Kobayashi M., Kuramoto Y., Mizuno H. (1990), Design Study on Longitudinal Strength of a 164-Cabin cruise Ship in Waves, Trans. RINA, n° 132, UK, pp153-159.
- [KO93] Kolev P. (1993), Parametric studies of Optimum Designs, IMAM'93, Edt. A. Bogdanov, Varna, pp.17-21.
- [KR91a] Kriezis G.A. (1991), Standardization in Ship Structural Design, Journal of Ship Production, SNAME, vol.7, n°1, pp.37-46.
- [KR91b] Krol W.P. (1991), Midship Section Design Using a Bilevel Production Cost Optimization Scheme, Journal of Ship Production, SNAME, vol.7, n°1, pp.29-36.
- [KU84a] Kuo C. (1984), Ship Design for Production - Some Thoughts on The Future Potential, Seminar on Advances in Design for Production, Dpt. of Ship Science, University of Southampton, UK.
- [KU84b] Kuo C., Mac Callum K., Shenoï R. (1984), An Effective Approach to Structural Design for Production, Trans. RINA, vol.126, pp.33-50.
- [KU93] Kukreti A.R., Cheraghi E. (1993), Analysis Procedure for Stiffened plate Systems Using an Energy Approach, Computers & Structures, vol.46, n°4, pp.649-657.
- [KU95] Kuo C. (1995), The Impact of The Safety Requirements in Shipbuilding, PRADS'95, vol 2, Edt. Kim & Lee, Society of Naval Arch. of Korea, pp.1240-1251.
- [KU97] Kumakura Y. et al (1997), Fabrication Technology (Report of ISSC Committee V.8), Proc. of 13th ISSC, T. Moan and S. Berge (eds), Pergamon Press - Elsevier Science, Vol 2, pp.247-280

## L

- [LA94] Labview ®, (1994), Data Acquisition Software, distributed by National Instrument Corporation, USA.
- [LB96] LBR4 (1996), Logiciel des bordages raidis - version 4- User Guide, ANAST, Université de Liège.
- [LE88] Lewis E. V. (1988), Principles of Naval Architecture (2nd revision), vol.1, Publ. by SNAME, USA, 310p.
- [LE90] Lee J.S., Faulkner D. (1990), System Design of Floating Offshore Structures, Trans. RINA, vol. 132, pp.223-240.

- [LE95] Lee C.L., Mioduchowski A., Faulkner M.G. (1995), Optimization of Corrugated Claddings, ASCE, Journal of Structural Engineering, vol 121, n°8, pp1190-1196.
- [LE96] Lee T.E., Song J.S et al. (1996), Search-Based Heuristic Algorithms for Basic Planning in a Large Shipyard, J. of Ship Production, SNAME, vol.12, n°4, pp211-219.
- [LI81] Liu D., Hughes O., Mahowald J. (1981), Applications of a Computer-Aided, Optimal Preliminary Ship Structural Design Method, SNAME Trans., vol.89, pp.275-294.
- [LI85] Lin Y.T. (1985), Ship Longitudinal Strength Modelling, PhD. Thesis, University of Glasgow, UK.
- [LI90] Liew J.Y, Shanmugam N.E., Lee S.L. (1990), Optimum Design of Thin-Plated Steel Box Columns, Eng. Opt., vol.16, pp.291-313.
- [LI93] Liang C.C, Yang M.F., Chen H.W. (1993), Elastic-Plastic Axisymmetric Failure of Swedge-Stiffened Cylindrical Pressure Hull Under External Pressure, Journal of Ship Research, vol 37, n°2, pp176-188.
- [LI97] Liu D., thayamballi A. (1997), The Durability of Ships Considering Fatigue Cracking, Journal of Ship&Ocean Technology, SNAK, Sotech vol 1, n°1, pp.57-72.
- [LO92] Loseth R., Sekkesaeter G., Valsgard S. (1992), Economics of Ship High-Tensile Steel in Ship Hulls, Report, Det Norske Veritas Classification A/S, Norway, 18p.
- [LR76] *Lloyd's Register of Shipping* (1976), Small Ships: Rules for the Hull Construction of Steel Ships under 90m in length, London, UK.
- [LR86] *Lloyd's Register of Shipping* (1986), Rules for Inland Waterways Ships, London, UK.
- [LR92] *Lloyd's Register of Shipping* (1992), Rules and Regulations for the Classification of Ships, London, UK.
- [LU94] Lu J.F. (1994), A Study on Optimum Structural Design of Midship Section of Double Hull Tanker, TEAM-TAPEI'94, National Taiwan Univ., Taipei, pp.385-395.
- [LY82] Lyon T. (1982), A Calculator-Based Preliminary Ship design Procedure, Marine Technology, SNAME, vol.19, n°2, pp.140-158.

## M

- [MA66] Mandel Ph., Leopold R. (1966), Optimization Methods Applied to Ship Design, Trans. SNAME, pp.477- 495.
- [MA67a] Massonnet C. (1967), Résistance des Matériaux - Tome I et II, 2ème édition, Sciences et Lettres, Liège.
- [MA67b] Massonnet C. (1967), Pièces comprimées et fléchies. Résistance des Matériaux - Tome I, 2ème édition, Sciences et Lettres, Liège, pp 426-433.
- [MA73a] Maquoi R. (1973), Etude théorique et expérimentale de la résistance postcritique des semelles comprimées raidies des ponts métalliques en caisson, Thèse de Doctorat, Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, Liège.
- [MA73b] Mansour A.E., Faulkner D. (1973), On Applying the Statistical Approach to Extreme Sea Loads and Ship Hull Strength, Trans. RINA, vol 115, pp277-313.
- [MA80] Mansour A.E., Thayamballi A. (1980), Ultimate Strength of a Ship's Hull Girder in Plastic and Buckling Modes, Ship Structure Committee n°299, U.S. Coast Guard, Washington, USA, 69p.
- [MA85] Mansour A.E. (1985), Approximate Formulae for Preliminary Design of Stiffened Plates. Proc. of OMAE'86, Tokyo.
- [MA86] Maquoi R. (1986), Compléments de stabilité des constructions métalliques, Note de cours, Université de Liège, MSM, Liège.
- [MA88a] Marchal J. (1988), Constructions Navales - Calcul de la structure, Tome I, Note de Cours, ANAST, Université de Liège, Liège.
- [MA88b] Marchal J. (1988), Constructions Navales - Description de la structure, Tome II, Note de Cours, ANAST, Université de Liège, Liège.
- [MA90a] Mansour A. (1990), An Introduction to Structural Reliability Theory, Ship Structure Committee n°351, U.S. Coast Guard, Washington, USA, 338p.
- [MA90b] Mansour A.E., Yang J.M., Thayamballi A. (1990), An Experimental Investigation of Ship Hull Ultimate Strength, Trans. SNAME, vol.98, pp.411-439.



- [MA92] Mansour A.E. (1992), Behaviour of Plates under Combined Loads, Proceedings of ISOPE'92, San Francisco, vol.IV, pp.468-474.
- [MA93a] Mano M. (1993), Some Considerations for Better Hull Structural Design, IMAM'93, Edt. A. Bogdanov, Varna, pp.3-9.
- [MA93b] Mansour A.E., Lin M., Hovem L., Thayamballi A. (1993), Probability-Based Ship Design Procedures : A Demonstration, Ship Structure Committee n°368, U.S. Coast Guard, Washington, USA, 111p.
- [MA93c] Marchal J. (1993), Analyse technico-économique des systèmes de transport, Note de Cours, ANAST, Université de Liège, Liège.
- [MA93d] Marchal J. (1993), Théorie du navire - La statique, vol.I - La dynamique, vol.II - La propulsion, vol.III, Notes de Cours, ANAST, Université de Liège, Liège.
- [MA94a] Mansour A.E., Hovem L. (1994), Probability-Based Ship Structural Safety Analysis, Journal of Ship Research, vol.38, n°4, pp329-339.
- [MA94b] Mansour A.E., Lin M., Hovem L., Thayamballi A. (1994), Probability-Based Ship Design : Loads and Load Combinations, Ship Structure Committee n°373, U.S. Coast Guard, Washington, USA, 270p.
- [MA95] Mansour A.E., Lin Y.H., Paik J.K. (1995), Ultimate Strength of Ships Under Combined Vertical and Horizontal Moments, PRADS'95, vol 2, Edt. Kim & Lee, Society of Naval Arch. of Korea, pp844-856.
- [MA96a] Mansour A.E., Wirsching P., White G., Ayyub B. (1996), Probability-Based Ship Design : Implementation of Design Guidelines, Ship Structure Committee n°392, U.S. Coast Guard, Washington, USA, 164p.
- [MA96b] Mattheck C. (1996), Design in Nature, Structural Engineering International, IABSE, Vol.6, n°3, pp.177-180.
- [MA97a] Mansour A.E., Wirsching P., et al. (1997), Assessment of Reliability of Ship Structures, Ship Structure Committee, SSC-398 and SSC-398A (Appendices), U.S. Coast Guard, Washington, USA.,424p. & 184p.
- [MA97b] Masson J.C. (1997), Le dimensionnement en construction navale, PRIMECA, Université d'Automne, Le dimensionnement en conception de produits, Ed. Hervé Gachon, 18-20 nov., Metz.
- [MA98] MAESTRO® (1998), Method for Analysis Evaluation and Structural Optimization, Software distributed by Ross-MacNatt Naval Architects, Annapolis, USA.
- [MC67] McKenzie K.I.(1967), The Buckling of a Rectangular Plate Under Combined Biaxial Compression, Bending and Shear., Aero. Q., vol.15 n°3, pp239-246
- [MC84] McCallum K.J. (1984), Ship Design for Production - A Research Case Study, Seminar on Advances in Design for Production, Dpt. of Ship Science, University of Southampton, UK.
- [ME92a] Melitz D.T., Robertson E.J., Davison N.J. (1992), Structural Performance Management of VLCCs : An Owner's Approach, Marine Technology, vol.29, n°4, pp.250-262.
- [ME92b] Mendara Z.K. (1992), Interaction Stability Criteria in Combined stresses for Metal Plates and Shells. Proc. IASS Congress, Toronto, p 666-675
- [MI92] Mistree F., Hughes O.F., Bras B. (1992), Compromise Decision Support Problem and the Adaptive Linear Programming Algorithm, in Structural Optimization : Status and Promise, Edt. Manohar P. Kamat, vol.150 of Progress in Astronautics and Aeronautics, AIAA, Washington, pp.251-290.
- [MI94] Michimoto J., Mano M., Inoue O. (1994), Strength of Double Hull Construction, TEAM-TAPEI'94, National Taiwan Univ., Taipei, pp.1-19.
- [MI96] Mikami I., Niwa K. (1996), Ultimate Strength of Orthogonally Stiffened Steel Plates. Journal of Structural Engg., ASCE, vol 122, n°6, pp 674-682.
- [MO68] Moe J., Lund S. (1968), Cost and Weight Minimization of Structures with Special Emphasis on Longitudinal Strength Members of Tankers, Trans. RINA, vol 110, pp.43-70.
- [MO84] Molland A.F. (1984), Ship Design for Production - A Discussion of Levels of Application, Seminar on Advances in Design for Production, Dpt. of Ship Science, University of Southampton, UK.
- [MO88] Moan T. et al. (1988), Report of ISSC Committee IV.1- Design Philosophy, 10th ISSC Conference, Lyngby, Denmark, Vol 1, pp582-662.
- [MO91] Moan T. et al. (1991), Report of ISSC Committee IV.1- Design Philosophy, 11th ISSC Conference, Wuxi, China, Vol 1, pp575-644.

- [MO94] Moan T., Rigo Ph. et al. (1994), Report of ISSC Committee V.1 Applied Design - Strength Limit States Formulations, Jeffrey N.E. and Kendrick A.M. (eds), Institute for Marine Dynamics, Proc. of 12th ISSC, St. John's, Canada, Vol 2, pp.1-58.
- [MU75] Murray N.W. (1975), Analysis and Design of Stiffened Plates for Collapse Load, The Structural Engineer, vol.53, n°3, pp.153-158.

## N

- [NA91] Nara S., Fukumoto Y. (1991), Etude Statistique de la résistance ultime des plaques en acier sollicitées dans leur plan, Construction Métallique, CTICM, n°3, p15-24.
- [NA92] Nakai H., Kitada T., Murayama Y. (1992), On Ultimate Strength of Horizontally Curved Box Girder Bridges, Proc. Constructional Steel Design: Word Developments, Elsevier Applied Science, p108-117.
- [NE57] Nelson H., Wright D, Dolphin J. (1957), Demonstrations of Plastic Behaviour of Steel Frames, ASCE, vol 83, n°EM4.
- [NI92] Nikolaidis E., Kaplan P. (1992), Uncertainties in Stress Analysis on Marine Structures - Part I & II, Int. Shipbuilding Progress, vol.39, n°417, pp 19-53 and n°418, pp99-133.
- [NI94] Niho O., Yanagibayashi S., Akashi T. (1994). Structural Design of Double Hull Tankers, Proceedings of ISOPE'94, Osaka, vol.IV, pp.534-541.
- [NKK93a] *Nippon Kaiji Kyokai - NKK (1993)*, Part C: Hull Construction and Equipment; Annex C1.1.22 Direct Strength Calculation, Japan.
- [NKK93b] *Nippon Kaiji Kyokai - NKK (1993)*, Part P: Mobile Offshore Units; P5: Calculation of Strength, Japan.
- [NO70] Nowacki H., Brusis F., Swift P.M. (1970), Tanker Preliminary design - An Optimization Problem with Constraints, Trans. SNAME, vol. 78, pp.357-390.
- [NO93a] Nobukawa H., Zhou G., Kitamura M., Kondo K. (1993), Structural Optimization of Tanker with Double Hull System Based on Plastic Design, Journal of Soc. of Naval Arch. of Japan, vol.173, pp.269-276.
- [NO93b] Nobukawa H., Zhou G., Kitamura M., Kondo K. (1993), Cost Minimization of Double Hull Tanker Structures Based on Plastic Design, Journal of Soc. of Naval Arch. of Japan, vol.174, pp.494-499.
- [NO94] Nobukawa H., Kitamura M., Zhou G. (1994), Application of Multiplier Method to Ship Structural Optimization - in View of the Discrete Values of Standard Plate Thickness, Journal of Soc. of Naval Arch. of Japan, vol.176, pp.291-299.
- [NO95] Nobukawa H., Zhou G., Kitamura M., Kobayashi S. (1995), Structural optimization for Small container Ship with Large Hatch Opening, Journal of Soc. of Naval Arch. of West Japan, vol.90, pp.181-197.

## O

- [OK85] Okamoto T., Hori T., Tateishi M., Rashed S., Miwa S. (1985), Strength Evaluation of Novel Unidirectional-Girder-System Product Oil Carrier by Reliability Analysis, Annual Meeting of SNAME, New-York, paper n°2, 18p.
- [OK92] Okada T., Neki I. (1992), Utilization of Genetic Algorithm for Optimizing the Design of Ship Hull Structures, J.S.N.A. Japan, vol 171, pp.71-83.
- [OK97] Okumoto Y., Matsuzaki S. (1997), Approach to Accurate Production of Hull Structures, Journal of Ship Production, SNAME, vol 13, n°3, 207-214.
- [OH93] Ohga M., Shigematsu T., Kawaguchi K. (1993), Buckling Analysis of Thin-Walled Members with Variable Thickness, Journal of Structural Engineering, ASCE, vol.121, n°6, pp.919-924.
- [OP94] OPTIM (1994), Shape Optimization Tool to Multidisciplinary Industrial Design, Projet Brite Euram, LTAS, ULg, Belgique.
- [OS92] Osyczka A. (1992), Computer Aided Multicriterion Optimization System (CAMOS), International Software Publishers, Poland, 148p.

## P

- [PA84] Parker T.J. (1984), Contractual and Organisational Implications of Advanced Shipbuilding Methods, Seminar on Advances in Design for Production, Dpt. of Ship Science, University of Southampton, UK.
- [PA86] Pattison D.R., Moores N. (1986), Computer Aided Structural Design in Goddess, in Advances in Marine Structures, Edt. Smith & Clarke, Elsevier Applied Science, pp.610-630.
- [PA90] Paul H., Gupta N, Yu C.H. (1990), A Geometric Programming Method for Cost-Optimal design of a Modular Floor System, Eng. Opt., UK, vol.16, pp.205-220.
- [PA91] Park S.W., Paik J.K., Nho I., Lee H.S. (1991), An Optimum Structural Design System Using Reanalysis Method, in Computer Methods in Marine and Offshore Engineering, Edt. Murthy, Computational Mechanics Publ., UK, pp.211-224.
- [PA92a] Paik. J.K., Kim D.H., Bong H.S., Kim M.S., Han S.K. (1992), Deterministic and Probabilistic Safety Evaluation for a New Double-Hull Tanker with Transverseless System, SNAME Transactions, vol.100, pp173-198.
- [PA92b] Paik J.K. (1992), Ultimate Hull Girder Strength Analysis Using Idealized Structural Unit Method: A Case Study for Double Hull Girder with transverseless System PRADS'92, Edt. Elsevier, vol 2, Newcastle upon Tyne, UK, pp745-763.
- [PA93] Papadakis N.A., Cho W. (1993), Strength Analysis of Sandwich Shell structures Subjected to Hydrostatic Load, Journal of Ship Research, vol 37, n°3, pp253-272.
- [PA94a] Paik J.K. (1994), Tensile Behavior of Local Members on Ship Hull Collapse, Journal of Ship Research, vol 38, n°3, pp.239-244.
- [PA94b] Paik J.K. (1994), Hull Collapse of an Aging Bulk Carrier under Combined Longitudinal Bending and Shearing Force, Trans. RINA, vol 136, pp217-228.
- [PA95a] Paik J.K., Mansour A.E. (1995), A Simple Formulation for Predicting the Ultimate Strength of Ships, Journal of Marine Science and Technology, SNAJ, n°1, pp52-62.
- [PA95b] Paik J.K. (1995), A new Concept of the Effective Shear Modulus for a Plate Buckled in Shear, Journal of Ship Research, vol 39, n°1, pp70-75.
- [PA95c] Pang A.A., Tiberi R., Lu L.W., Ricles J., Dexter R. (1995), Measured Imperfections and their effects on Strength of Component Plates of a Prototype Double Hull Structure, Journal of Ship Production, SNAME, vol.11, n°1, pp.47-52.
- [PA96a] Paik J.K., Pedersen, P.T. (1996), A Simplified Method for Predicting Ultimate Compressive Strength of Ship Panels, International Shipbuilding Progress, vol 43, n°434, pp139-157.
- [PA96b] Paik J.K., Thayamballi A.K., Jung S.C. (1996), Ultimate Strength of Ship Hulls under Combined Vertical Bending, Horizontal Bending, and Shearing Forces, Trans. SNAME, vol.104., 24p.
- [PA96c] Paik J.K., Lee J.M (1996), An Empirical formulation for Predicting Ultimate Compressive Strength of Plates and Stiffened Plates, Journal of Ship Research (to appear).
- [PA96d] Paik J.K., Yang S.H., Thayamballi A.K. (1996), Residual Strength Assessment of Ships after Collision and Grounding, Int. Conf. on Designs and Methodologies for Collision and Grounding Protection of Ships, SNAME-SNAJ, San Francisco, pp.2.1-18.
- [PA98] Paik J.K, Thayamballi A.K., Park Y.E. (1998), Local Buckling of Stiffeners in Ship Plating, Journal of Ship Research, SNAME, vol.42, n°1, pp.56-67.
- [PE94] Pegg et al. (1994), Quasi-Static Load Effects - Calculation Procedure. Jeffrey N.E. and Kendrick A.M. (eds), Institute for Marine Dynamics, Proc. of 12th ISSC, St. John's, Canada, Vol 2, pp157-158.
- [PI94] Pittaluga et al. (1994), Report of ISSC Committee IV.1 Design Philosophy, Jeffrey N.E. and Kendrick A.M. (eds), Institute for Marine Dynamics, Proc. of 12th ISSC, St. John's, Canada, Vol 1, pp525-592.
- [PL93] Planco Consulting GmbH (1993), Evaluation macro-économique des investissements dans les infrastructures de Transport, Rapport FE-90372/92, Publications du Ministère Fédéral des Transports, Essen-Bonn, 289p.
- [PY90] Pyrz M. (1990), Discrete Optimization of Strusses with Stability Constraints, Eng. Optimization, UK, vol.16, pp.79-89.

## R

- [RA84] Rawson K.J.(1984), Ship Design - Some Methodological Thoughts, Seminar on Advances in Design for Production, Dpt. of Ship Science, University of Southampton, UK.
- [RA89] Rack F.H. (1989), Significantly Reduced Shipbuilding Costs Through Constraint(s) Management, NSRP Ship Production Symposium, SNAME, Virginia, pp.17.1-17.
- [RA91a] Rahman M.K. (1991), Production-Oriented Structural Design of Ships, with Particular Application to Inland Waterway Vessels, PhD Thesis, University of Newcastle upon Tyne, Dpt of Marine Technology, pp1-300.
- [RA91b] Rains D.A., Johnson J.A. (1991), Naval Ship Design Optimization Through effectiveness Analysis, Marine Computers'91, SNAME, Boston, 23p.
- [RA92a] Rahman M.K., Caldwell J.B. (1992), Rule-Based Optimization of Midship Structures, International Journal of Marine Structures, vol.5, n° 6 , pp467-490.
- [RA92b] Rahman M.K. (1992), Ship Structures : Improvement by Rational Design Optimisation, PRADS'92 - International Symposium on Practical Design of Ships and Mobile Units, Newcastle upon Tyne, vol.2, pp966-979.
- [RA92c] Rajeev S., Krishnamoorthy (1992), Discrete Optimization of Structures Using Genetic Algorithm, Journal of Structural Engineering, vol.118, n°5, pp.1233-1249.
- [RA92d] Rahal K., Harding J.E. (1992), Design of Transverse Web Stiffeners in Plate and Box Girder Bridges, Proc. Constructional Steel Design: Word Developments, Elsevier Applied Science, pp.128-139.
- [RA94a] Rawson K.J., Tupper E.C. (1994), Basic Ship Theory (Fourth edition), vol.1 & 2, Longman Scientific & Technical, Essex, UK., 720 p.
- [RA94b] Ray T., Sha O.P. (1994), Multicriteria Optimisation Model for a Containership Design, Marine Technology, SNAME, vol.31, n°4, pp.258-268.
- [RA95a] Rahman M.K., Caldwell J.B. (1995), Ship Structures : Improvement by Rational Design Optimisation, International Shipbuilding Progress, n° 429, pp.61-102.
- [RA95b] Rajasekera J.R., Fang S.C. (1995). A New Approach to Tolerance Allocation in Design Cost Analysis, Eng. Opt., vol.24, pp.283-291.
- [RA96] Rahman R.K., Chowdhury M. (1996), Estimation of Ultimate Longitudinal Bending Moment of Ships and Box Girders, Journal of Ship Research, SNAME, pp.244-257.
- [RE79] Reckling K.A. (1979), Preliminary Report on Box Girder Experiments. Included in Report of Committee II.2 on Non-linear Structural Response. Proceedings, 7th Int. Ship Structures Congress, Paris.
- [RE90] Reitman M.I., Hall W.B. (1990), Optimal structural standardization, Eng. Optimization, vol.16, pp.109-128.
- [RI89a] Rigo Ph. (1989), Utilisation des développements harmoniques aux calculs des ouvrages hydrauliques métalliques, Thèse de Doctorat, Université de Liege, Eds: Collection des Publications de la Faculté des Sciences Appliquées, n°120, Liege, 379 p.
- [RI89b] Rigo Ph. (1989), Le calcul des structures cylindriques flottantes, Association Technique Maritime et Aéronautique (ATMA), 89ème Session, Paris, pp.323-336.
- [RI89c] Rigo Ph. (1989), Calcul des constructions hydrauliques métalliques par la méthode des développements harmoniques, Annales de l'Institut Technique du bâtiment et des Travaux Publics, Théories et Méthodes de Calcul 305, SEBTP, n° 474, Paris, 16p.
- [RI89d] Rigo Ph. (1989), A Software for the Computation and Design of the Stiffened Hydraulic Structures, P.I.A.N.C., Bulletin n°65, 16p.
- [RI89e] Rigo Ph. (1989), La méthode des bordages raidis. Calcul des coques cylindriques soumises à une pression hydraulique, Construction métallique du CTICM, n°3, Paris, pp.25-33.
- [RI90a] Rigo Ph. (1990), Les structures prismatiques orthotropes, Association Internationales des Ponts et Charpentiers, Periodica AIPC 1/1990, P-142/90, Zürich, pp13-28.
- [RI90b] Rigo Ph. (1990), The design of the Orthotropic Hydraulic Structures with the L.B.R.-3 Software, Hydrosoft Journal, Comput.Mechanics Inst., vol.3, n°3, pp120-124.
- [RI92a] Rigo Ph. (1992), Stiffened Sheathings of Orthotropic Cylindrical Shells, Journal of Structural Engineering, ASCE, vol 118, n°4, pp926-943.

- [RI92b] Rigo Ph. (1992), The Computation of Prismatic Structures, Applied to Naval Architecture., Marine Structures, Elsevier, vol 5, n° 3, pp313-332.
- [RI95] Rigo Ph., Moan T., Frieze P., Chryssanthopoulos M. (1995), Benmarking of Ultimate Strength Predictions for Longitudinally Stiffened Panels", PRADS'95, Sixth International Symposium on Practical Design of Ships and Mobile Units, vol2, Seoul, Corée, pp2.869-2.882
- [RI96a] Rigo Ph., Marchal J., Rodriguez S. (1996), The Use of Floating Gates for Storm Surge Barrier, Barrages: Engineering Design & Environmental Impacts, Edt. N. Burt & J. Watts, John Wiley & Sons (Publ.), pp.421-430.
- [RI96b] Rigo Ph., Marchal J. (1996), Ship Construction - Midship Section, Note de Cours CIUF, ANAST, Université de Liège, Liège.
- [RI97] Rizzuto E.(1997), Discussion on the ISSC Committee III.1 Report , Proc. of 13th ISSC, T. Moan and S. Berge (eds), Pergamon Press - Elsevier Science, Vol 3, (to appear).
- [RO79] Rozvany G.I.N. (1979), Optimal design of Flexural Systems: Beams, Grillages, Slabs, Plates and Shells, Pergamon Press.
- [RO90c] Roman R. (1990), Utilisation de systèmes robotisés et automatisés dans la construction navale, ATMA, vol. 90, pp.189-215.
- [RO92] Robson A. (1992), Analysis of Matrix Method of Producing Flat stiffened Panels Using the Techniques of Modelling and Simulation, Report, Marine Technology Dpt., University of Newcastle upon Tyne, 90p.
- [RO93] Ross C.T.F, Palmer A. (1993), General Instability of Swedge-Stiffened Circular Cylinders Under Uniform External Pressure, Journal of Ship Research, vol 37, n°1, pp77-85.
- [RU84] Rutherford, S.E. (1984), Stiffened Compression Panels. The Analytical Approach, Technical Report HSR No. 82/26/R2, Lloyd's Register of Shipping, London.
- [RU90] Rutherford S.E., Caldwell J.B. (1990), Ultimate Longitudinal Strength of Ships : A Case Study, SNAME Transactions, Vol 98, pp441-471.

## S

- [SA69] Sander G. (1969), Applications de la méthode des éléments finis à la flexion des plaques, Collection des publications des Sciences Appliquées - ULg, n°15, Liège.
- [SA85] Save M., Prager W. (Eds.) (1985), Structural Optimization, vol.1, Optimality Criteria, Plenum Press, New York.
- [SA90] Save M., Prager W. (Eds.) (1990), Structural Optimization, vol.2, Mathematical Programming, Plenum Press, New York.
- [SA92] Samuelson L.A., Eggwertz S. (1992), Shell Stability Handbook, Elsevier Applied Science, London, 278p.
- [SA95] SAMCEF-OPTI® (1995), Système d'Analyse des Milieux Continus par Eléments Finis - version 6.1, Users and Reference Manuel, SAMTECH S.A., Liège, Belgium
- [SA96] Salajegheh E. (1996), Discrete Variable Optimization of Plate Structures Using Penalty Approaches and Approximation Concepts, Eng. Opt., vol.26, pp.195-205.
- [SC91] Schaffer R.L., Kupersmith J.A, Wilson R., Valsi T. (1991), Explosive Ordnance Disposal SWATH Ship Design, Marine Technology, vol.28, n°4, pp.181-196.
- [SE78] Sen P. (1978), Optimal Ship Choice under Uncertain Operating Conditions, Trans. RINA, vol.120, pp.137-147.
- [SE85] Sen P., Bari A. (1985), Inland Waterway Fleet replacement : Evaluation with Multiple Objectives, Trans. RINA, pp.205-220.
- [SE89a] Sen P., Shi W.B., Cadwell J.B. (1989), Efficient design of Panel structures by a General Multiple Criteria Utility, Eng. Opt., Vol.14, pp.287-310.
- [SE89b] Sen P., Shi W.B., Cadwell J.B. (1989), Guru: a generalised Multi-Criteria Utility for Reanalysis in Design, Eng. Opt., Vol.15, 18p.
- [SE91] Senjanovic I., Fan Y. (1991), Pontoon Torsional Strength Analysis Related to Ships with Large Deck Openings, Journal of Ship Research, SNAME, vol.35 n°4, pp339-351.
- [SE92a] Sen P. (1992), Marine Design : The Multiple Criteria Approach, Trans. RINA, vol.134 part B, pp.251-266.

- [SE92b] Senjanovic I., Fan Y. (1992), A Higher-Order Theory of Thin-Walled Girders with Application to Ship Structures, *Computers & Structures*, vol.43, n°1, pp31-52.
- [SE95] Sen P., Yang J.B. (1995), An Investigation into the Influence of Preference Modelling in Ship design with Multiple Objectives, *PRADS'95*, vol 2, Edt. Kim & Lee, Society of Naval Arch. of Korea, pp.1252-1263.
- [SH84] Shenoï R.A. (1984), Design for Production - A Review, Seminar on Advances in Design for Production, Dpt. of Ship Science, University of Southampton, UK.
- [SH88] Shi W.B. (1988), Optimization of Marine Structural Forms, PhD. Thesis, University of Newcastle upon Tyne, Dpt. of Marine Technology, pp1-270.
- [SH90a] Shanmugam N.E., Arockiasamy M. (1990), Local Buckling of Stiffened Plates in Offshore Structures, *Journal of Constructional Steel Research*, vol.38,n°1, pp.41-59.
- [SH90b] Shin D.K., Gurdal Z., Griffin O.H. (1990), A Penalty Approach for Nonlinear Optimization with Discrete Design Variables, *Eng. Opt.*, vol.16, pp.29-42.
- [SH92a] Shi W.B. (1992), In-services Assessment of Ship Structures: Effects of General Corrosion on Ultimate Strength, *Springs Meetings 1992 RINA*, paper n°4.
- [SH92b] Shigematsu T., Ohga M., Hara T. (1992), Study of the Buckling load of Stiffened Shells by the Transfer Matrix Method *Archive of Applied Mechanics*, Springer-Verlag, n°62, pp.28-42 (in German).
- [SI92] Sivakumaran K.S., Lu S. (1992), Collapse Behavior of Thin Rectangular Plates subjected to Partial Biaxial Compression, *Thin-Walled Structures*, Vol.14 , p307-325.
- [SK87] Skaar K., Valsgard S., Kohler P., Murer C. (1987), How Low Can Steel Weight go with Safety and Economy, *PRADS'87*, Trondheim, pp.1-29.
- [SL96a] Sladoljev Z. (1996), Search for a Model of Effective Ship Production Management, *Journal of Ship Production*, SNAME, vol.12, n°4, pp220-229.
- [SL96b] Sladoljev Z. (1996), Profit-Oriented Production Strategy in Shipyards, *Journal of Ship Production*, SNAME, vol.12, n°4, pp244-246.
- [SM66] Smith C.S (1966), Elastic Analysis of Stiffened Plating Under Lateral Loading, *Trans. RINA*, vol.108, pp.113-131.
- [SM73] Smith G.K. (1973), Design Optimisation of Mammoth Oil Tanker Structures, Ph.D. Thesis, University of Newcastle upon Tyne.
- [SM76] Smith, C.S. (1976), Compressive Strength of Welded Steel Ship Grillages, *Trans. RINA*, vol.117, pp. 325-359.
- [SM77] Smith C.S. (1977), Influence of Local Compressive Failure on Ultimate Longitudinal Strength of a Ship's Hull, *PRADS'77 - International Symposium on Practical Design in Shipbuilding*, Tokyo, pp73-79.
- [SM86] Smith C.S. (1986), Structural Design of Longitudinally Corrugated Ship Hulls, *Advances in Marine Structures*, Edt. Smith & Clarke, Elsevier Applied Science, pp.515-525.
- [SM88] Smith C.S., Davidson P.C, Chapman J.C, Dowling P.J., (1988), Strength and Stiffness of Ship's Plating under In-Plane Compression and Tension, *Trans. RINA*, vol.130, pp. 277-296.
- [SM92] Smith C.S., Anderson N., Chapman J.C, Davidson P.C., Dowling P.J. (1992), Strength of Stiffened Plating under Combined Compression and Lateral Pressure, *Trans. RINA*, vol.134, pp.131-148.
- [SO80] Southern G. (1980), Work Content Estimating from a Ship Steelwork Data Base, *Trans. RINA*, vol.121, pp.339-347
- [SO87] Sourullos D.P. (1987), Preliminary Ship Design as a Multi-Objective Optimisation Problem, M.Sc. Dissertation, University of Newcastle upon Tyne.
- [SO88a] Soares G.C. (1988), Design Equation for the Compressive Strength of Unstiffened plate Elements with initial Imperfections, *J. Constructional Steel Research* , vol 9, pp.287-310.
- [SO88b] Soares G.C. (1988), A Code Requirements for the Compressive Strength of Plate Elements, *Marine Structures*, vol 1, pp.71-80.
- [SO92a] Soares G.C. (1992), Design Equation for Ship plate Elements under Uniaxial Compression, *J. Constructional Steel Research* , vol 22, pp.99-114.
- [SO92b] Soares C.G., Kmiecik (1992), Simulation of the Ultimate Compressive Strength of Unstiffened rectangular Plates, *Charles Smith Memorial Conference*, Dunfermline, UK.

- [SO93] Soares C.G., Kmiecik (1993), Simulation of the Ultimate Compressive Strength of Unstiffened rectangular Plates, *Marine Structures*, vol 6, pp.553-569.
- [SO96] Soares C.G., Gordo J.M. (1996), Compressive Strength of Rectangular Plates Under Biaxial load and Lateral Pressure. *Thin-Walled Structures*, Elsevier Applied Science Ltd., n° 24, pp.231-259.
- [ST80] Staffurth C. (1980), Project Cost Control Using Networks, Published by London Heinemann in association with the Operational Research Society and the Institute of Cost and Management Accountants, London, UK.
- [ST95] Stott P.W. (1995), Marketing Strategy for Merchant Shipbuilders, *Journal of Ship Production*, vol.11, n°3, pp.149-158.
- [ST97] Stott P.W. (1997), Shipbuilding Competitiveness: The Marketing Overview, *Journal of Ship Production*, vol.13, n°1, pp.1-7.
- [SU73] Summers L.S. (1973), The Prediction of Shipyard Costs, *Marine Technology*, SNAME, pp 8-15.
- [SU96a] Sueoka H. (1996), Contemporary Ship Structural Design and Fabrication, (Restricted Ed. - MHI), Mini Symposium of ISSC Committee II.1, Yokohama, 17 th Dec. 97, 16 p.
- [SU96b] Sumi Y., Rigo Ph. et al. (1996), Two-Phase Finite Element Comparative Study of a Side Structure of a Middle Size Tanker. *Int. Journal of Marine Structures*, Elsevier Applied Sc., vol.9, n°2, pp151-179
- [SU97] Sumi Y., Rigo Ph. et al (1997), Finite Element Analysis Guidelines, Quasi-static Response (Report of ISSC Committee II.1), Proc. of 13th ISSC, T. Moan and S. Berge (eds), Pergamon Press - Elsevier Science, Vol 1, pp.131-138.
- [SV87] Svanberg K. (1987), The Method of Moving Asymptotes - A New Method for Structural Optimization, *Int. J. Num. Methods in Engrg.*, 24, pp359-373.

## T

- [TA80] Taggart R. (1980), Ship Design and Construction, Publ. by SNAME, New York, USA, 738p.
- [TA94] Taniguchi T., Unno M., Kada K., Kohsaka A., Murakimi A. (1994), Structural Strength Evaluation of a 280,000 DWT Double-Hull VLCC, *Proceedings of ISOPE'94*, Osaka, vol.IV, pp.550-556.
- [TI59] Timoshenko S., Woinowsky -Krieger S. (1959), Theory of Plates and shells, 2nd Ed., McGraw-Hill, New-York.
- [TI61] Timoshenko S.P., Gere J.M. (1961), Theory of Elastic Stability, 2nd Ed., McGraw-Hill, New-York.
- [TO96] Todd D. (1996), Multiple Criteria Decision Making in Engineering Design using Genetic Algorithms, Report of Engineering Design Center, University of Newcastle upon Tyne, UK, 15p.
- [TR90] Trincas G., Zanic V., Grubisic I. (1990), An advanced System for Interactive Optimization, *ATMA*, Paris, vol.90, pp.505-525.

## U

- [UE83] Ueda Y., Yao T. (1983), Ultimate Strength of Compressed Stiffened Plates and Minimum Stiffness Ratio of their Stiffeners, *Eng. Struct.*, Butterworth & Co. Ltd., vol.5, pp.97-107.
- [UE84] Ueda Y., Rashed S.M.H., Paik J.K. (1984), Plate and Stiffened Plate Units of the Idealized Structural Unit Method, *J. Soc. Naval Arch. of Japan*, vol 156.
- [UE91a] Ueda Y., Rashed S.M.H. (1991), ISUM :Applied to Marine Structures, *Trans. of JWRI*, Osaka, Japan, vol 20 n°1, pp123-136/
- [UE91b] Ueda Y., Yao T. (1991), Fundamental Behavior of Plates and Stiffened Plates with Welding Imperfections, *ISMS'91*, Shanghai, pp.377-388.
- [UE95] Ueda Y., Rashed S.M.H., Paik J.K. (1995), Buckling and Ultimate Strength Interaction in Plates and Stiffened Panels under Combined Inplane Biaxial and Shearing Forces. *Marine Structures*, Elsevier, vol 8, n° 1, pp.1-36.
- [US90] Usami T. (1990), A simplified Analysis of the Strength of Stiffened Box Members in Compression and Bending, *J. Constructional Steel Research*, n°17, 1990, p 237-247.

## V

- [VA58] Vasta J. (1958), Lessons learned from full-scale structural tests, Trans. SNAME vol 66, pp165-243
- [VA65] Vaughan H. (1965), Elastic Analysis of I Beams Using Plate Theory, Trans. RINA, vol.107, pp.395-410.
- [VA84] Vanderplaats G.N. (1984), Numerical Optimization Techniques for Engineering Design, McGraw-Hill Book Comp., 333p.
- [VA85] Van Frachen Th. (1985), Optimisation technico-économique de la structure de la coque du navire, PhD Thèse, Université de Louvain-la-Neuve, pp1-209.
- [VA91a] Van Dansik M., Puthli R.S. (1991), Computer Aided Design of Stiffened Steel Plated Compression Flanges in Box Girders, TNO-report BI-91-195, Delft.
- [VA91b] Valsgaard S., Steen E.(1991), Ultimate hull girder strength margins in present class requirements, Proceedings of the Marine Structural Inspection, Maintenance, and Monitoring Symposium, SSC/SNAME, Airlington, 18-19 March, pp III.B1-19.
- [VI86] Viner A.C. (1986), Development of Ship Strength Formulations, Advances in Marine Structures Conference, Edt. Smith & Clarke, Elsevier Applied Science, London, pp.152-173.
- [VO49] von Karmann Th. (1949), Les méthodes mathématiques de l'ingénieur, Librairie Béranger (Bibl. Campus, Ulg), Liège.

## W

- [WA92] Wada T., Mano M. (1992), A Practical Design of Hull Structures, PRADS'92, Edt. Elsevier, vol 2, Newcastle upon Tyne, UK, pp873-886.
- [WA94a] Wang W-H, Chen J-Z (1994), The Effects of Deck Structure on Torsion Behaviour of Ship with Large Hatch Openings. Team-Taipei 94', 8th Technical Exchange and Advisory Meeting, National Taiwan Univ., Taiwan, pp51-65
- [WA94b] Wang W-H, Chen J-Z (1994), The Effects of Deck Structure on Torsion Behaviour of Ship with Large Hatch Openings. Team-Taipei 94', 8th Technical Exchange and Advisory Meeting, National Taiwan Univ., Taiwan, pp51-65.
- [WA95] Wang. X., Moan T. (1995), Reliability Based Design of Stiffened Panels in Production Ships Under Combined Biaxial and Lateral Loading, PRADS'95, vol 2, Edt. Kim & Lee, Society of Naval Arch. of Korea, pp795-807.
- [WA97] Wade M., Koenig P., Karaszewski Z., Gallagher J., Doughert J., MacDonald P. (1997), Reliability and Uncertainty Evaluation for Longitudinal Bending of Hull Girders of Surface Ships, Journal of Ship Production, SNAME, vol 13, n°1, pp57-73.
- [WE91] Welsh M., Buxton I.L., Hills W. (1991), The Application of an Expert System to Ship Concept Design Investigations, Trans. RINA, Vol. 133 part A, pp. 99-122.
- [WI86] Winkle I.E, Baird D. (1986), Towards More Effective Structural Design Through Synthesis and Optimisation of relative Fabrication Costs, Trans. RINA, vol.128, pp.313-336.
- [WI90] Wisniewski M., Dacre T. (1990), Mathematical Programming, Mc Graw-Hill Book Company (Publ.), UK, 361p.

## X

- [XU95] Xu C., YU M. (1995), On Multi-Objective Fuzzy Optimization of Ship Structures, Int. Shipbuilding Progress, vol 42 n° 432, pp.325-341.

## Y

- [YA91] Yao T., Nikolov P.I. (1991), Progressive Collapse of a Ship's Hull under Longitudinal Bending, J. Society of Naval Architects of Japan, vol.170, pp.449-461.
- [YA92] Yao T., Nikolov P.I. (1992), Progressive Collapse of a Ship's Hull under Longitudinal Bending (2nd report), J. Society of Naval Arch. of Japan, vol.172, pp.437-446.



- 
- [YA93a] Yang J., Sen P., Meldrum P. (1993), An Integrated MCDM-Based Decision Support System for Efficient Engineering Design, Report of Engineering Design Center, University of Newcastle upon Tyne, UK, 48p.
- [YA93b] Yao T., Fujikubo M., Nie Ch. (1993), Buckling/Plastic Behaviour of Plates Under Inplane Cyclic Loading, Eurodyn'93, Structural Dynamics, Edt. T. Moan et al., Balbema Publ., pp.787-794.
- [YA93c] Yao T. (1993), HULLST (Ultimate Strength of Ship Gireder Program), User's Guide, Hiroshima University, NAOE, Hiroshima, Japan.
- [YA94] Yao T., Fujikubo M., Kondo K., Nagahama S. (1994), Progressive Collapse Behaviour of Double Hull Tanker under Longitudinal Bending, Proceedings of ISOPE'94, Osaka, vol.IV, pp.570-577.
- [YA95] Yao T. (1995), Investigation into Longitudinal Strength of Ship Hull; Historical Review and State of the Art, 30th Japan Technical Committee of DnV, Singapore, 40p.
- [YA97] Yao T., Fujikubo M., Varghese B., Yamamara Y., Niho O. (1997), Bucling/Plastic Collapse Strength of Wide rectangular Plate under Combined Pressure and Thrust, J. Society of Naval Architects of Japan, vol.182, pp.561-570.
- [YE97] Yee R.D., Malik L., Basu R., Kirkhope K. (1997), Guide to Damage Tolerance Analysis of Marine Structures, Ship Structure Committee n°402, U.S. Coast Guard, Washington, USA, 257p.

**Z**

- [ZA92] Zaras J., Rhodes J., Krolak M. (1992), Buckling and Post-buckling Behaviour of Rectanglar plates under Linearly Varying Compression and shear : Part 1 & 2, Thin-Walled Structures, vol.14, pp.59-87 et 105-126.
- [ZH94] Zhang W.H., Fleury C. (1994), Recent Advances in Convex Approximation Methods for Structural Optimization, Proc. 2nd CST, Advances in Structural Optimization, Ed. B.H.V. Topping and M. Papadrakakis, pp83-90.
- [ZH96] Zhang W.H., Fleury C., Duysinx P., Nguyen V.H., Haubrugge S. (1996), A Generalized Method of Moving Asymptotes (GMAA) Including Equality Constraints, Structural Optimization, vol 12, 2/3, pp143-146.

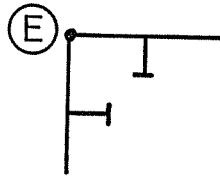


## ANNEXE 1

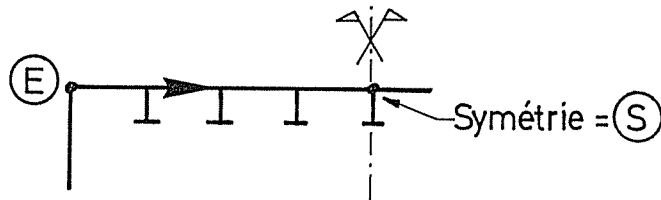
### MODE DE DISTRIBUTION DES RAIDISSEURS

Plusieurs types de jonction entre panneaux peuvent exister, ainsi:

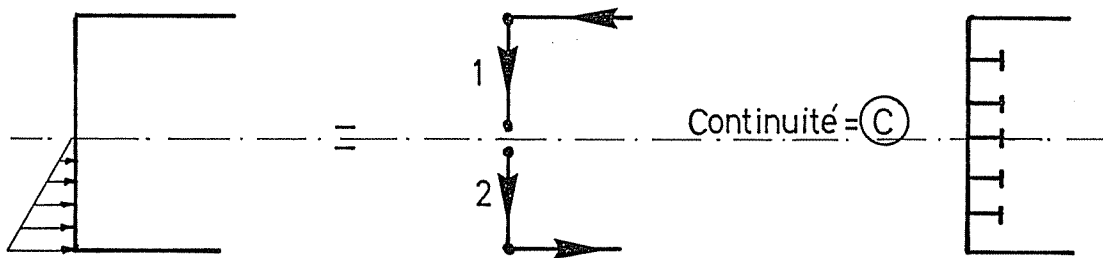
- E  $\equiv$  Fonction avec des autres panneaux:



- S  $\equiv$  Symétrie:

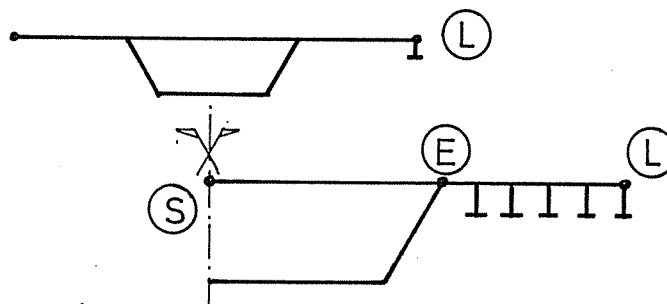


- C  $\equiv$  Continuité de panneaux:



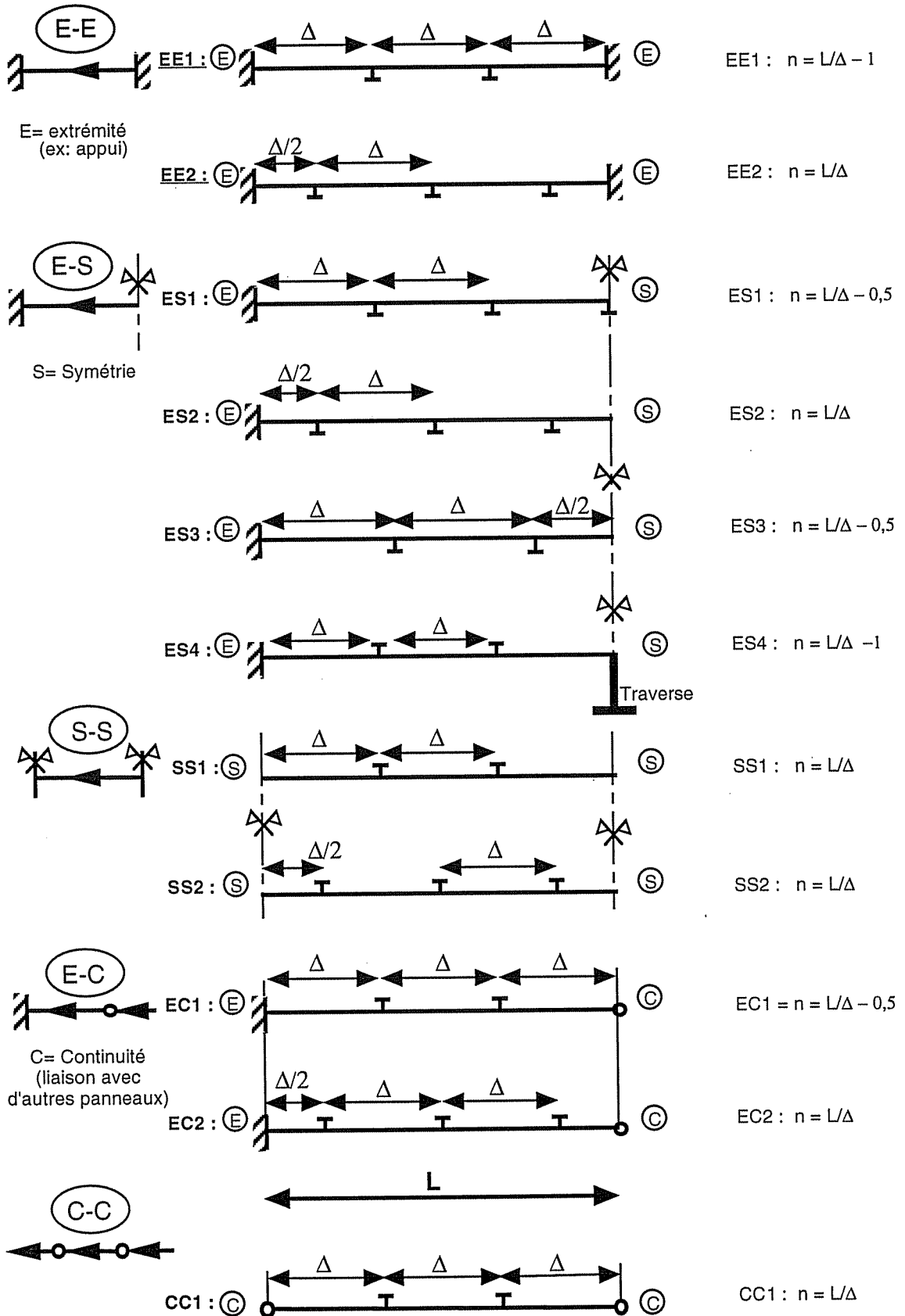
Par principe on admettra qu'il y a toujours un raidisseur au droit d'une jonction. Si les raidisseurs des deux panneaux jointifs sont différents, en pratique, il faudra y placer le plus gros. Pour le programme, il s'agira en fait d'une valeur moyenne.

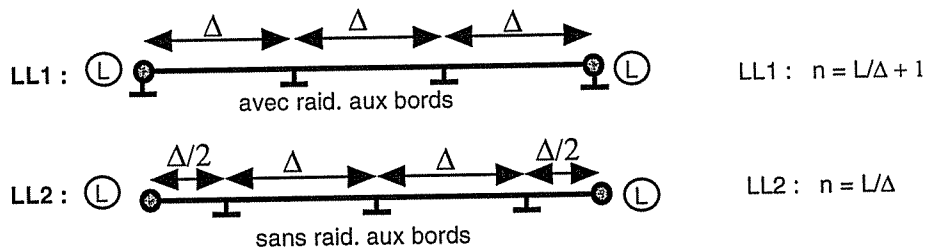
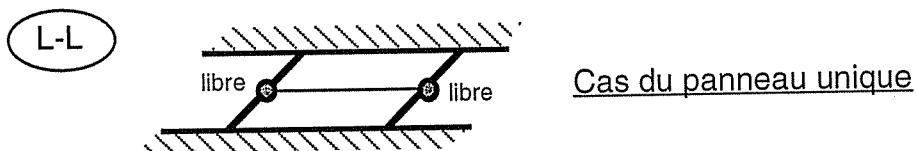
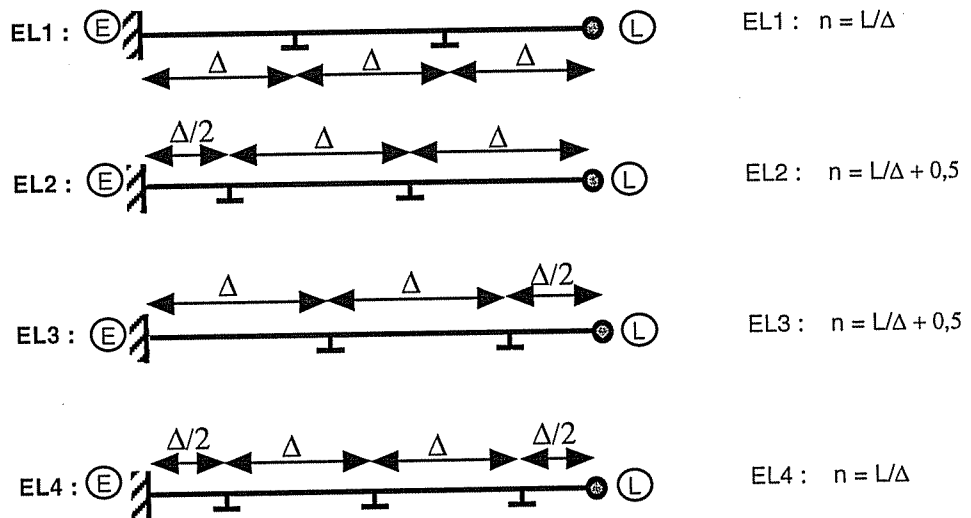
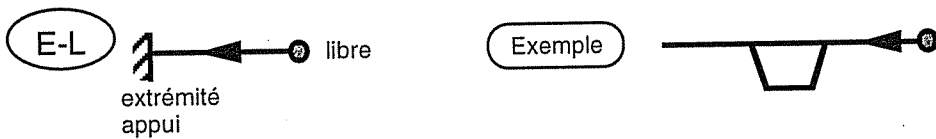
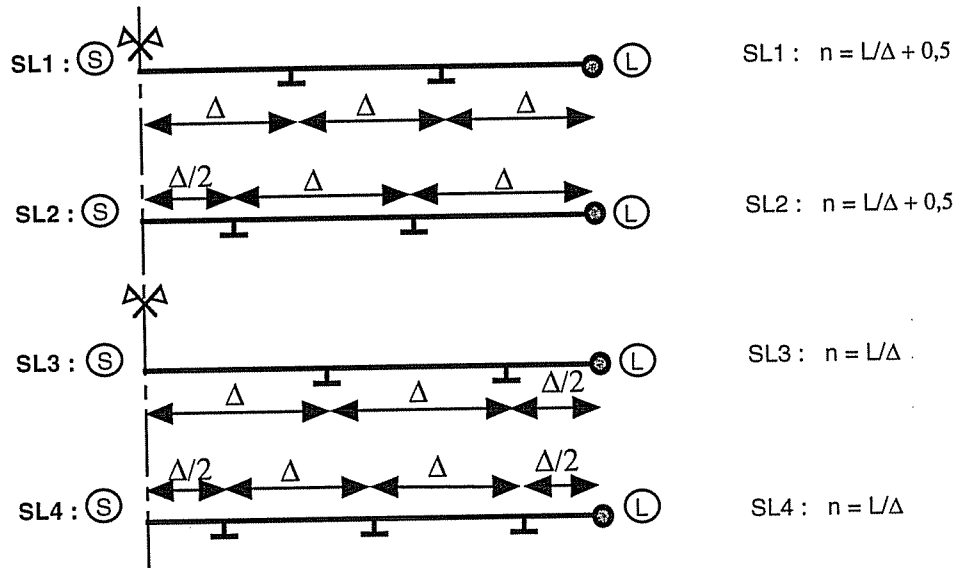
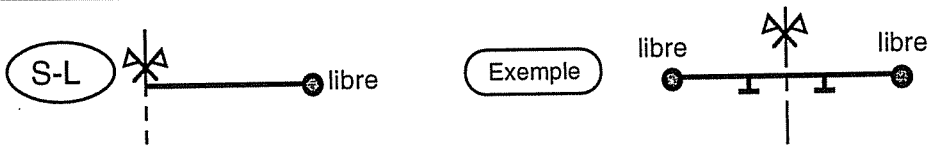
- L  $\equiv$  Extrémité libre:



A chaque extrémité d'un panneau, on peut donc associer un type de jonction (E,S,C ou L). A un panneau donné doit donc correspondre 2 lettres, exemples: EE, ES, SC ...

Voici ci-dessous une série non exhaustive de combinaison de jonctions et de distribution de raidisseurs:





## Modification des données

### Version LBR-4 :

La seule donnée requise est EPSR, la largeur collaborante moyenne d'un raidisseur. Ce n'est pas suffisant pour définir:

- le nombre de raidisseur (LBR-4),
- l'entredistance réelle ( $\Delta$ ) nécessaire pour le calcul de la résistance ultime.

### Version LBR-5 :

Les données sont  $\Delta$  et CODE

- $\Delta$  = Entredistance réelle entre 2 raidisseurs,
- CODE = Code de référence qui précise le type de raidissage en fonction du type de panneau.

Exemples : EE1, EE2  
 ES1, ES2, ES3, ES4  
 SS1, SS2  
 EC1, EC2  
 CC1  
 SL1, SL2, SL3, SL4  
 EL1, EL2, EL3, EL4  
 LL1, LL2.

A partir de CODE et de  $\Delta$ , on peut recalculer le paramètre EPSR nécessaire à l'utilisation du module LBR-4.

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{c'est-à-dire} \quad \left. \begin{array}{l}
 n = \frac{L}{\Delta} - 1,0 \\
 \text{ou} \frac{L}{\Delta} - 0,5 \\
 \text{ou} \frac{L}{\Delta} \\
 \text{ou} \frac{L}{\Delta} + 0,5 \\
 \text{ou} \frac{L}{\Delta} + 1
 \end{array} \right\} \text{en fonction du CODE choisi.} \\
 \text{pour } C^* = -1,0; -0,5; 0,0; +0,5 \text{ ou } 1,0
 \end{array} \right\}$$

$$\begin{array}{l}
 EPSR = \frac{L}{n} \\
 EPSR = \frac{L}{L/\Delta + C^*} \\
 n = \frac{L}{\Delta} + C^*
 \end{array}$$

Dans le processus d'optimisation, à chaque itération, on définit un nouveau EPSR (variable de conception) et l'on recalcule le  $\Delta$  (entredistance réelle) qui y est associé.

$$EPSR = \frac{1}{1/\Delta + C^*/L} \quad \text{avec } C^* = -1,0; -0,5; 0,0; +0,5; +1,0 \quad \text{selon le CODE}$$

TYPE	CODE	C*
EE	EE1	-1.0
	EE2	0.0
ES	ES1	-0.5
	ES2	0.0
	ES3	-0.5
SS	SS1	0.0
	SS2	0.0
EC	EC1	-0.5
	EC2	0.0
CC	CC1	0.0
SL	SL1	+0.5
	SL2	+0.5
	SL3	0.0
	SL4	0.0
EL	EL1	0.0
	EL2	+0.5
	EL3	-0.5
	EL4	0.0
LL	LL1	+1.0
	LL2	0.0

Classement par type

C*	CODE
C*=-1	EE1, ES4
C*=-0.5	ES1, ES3
	EC1
	EL3
C*=0	EE2
	ES2
	SS1, SS2
	EC2
	CC1
	SL3, SL4
	EL1, EL2
LL2	
C*=+0.5	SL1, SL2
	EL2
C*=+1.0	LL1

Classement selon C\*

