



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Ecole Nationale Polytechnique

Département : Genie-Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Thème

**RENFORCEMENT D'UN BATIMENT
R+5+SS
EN PANNEAUX PREFABRIQUES**

Proposé par :

M. A. BOURZAM
C.T.C Centre -BLIDA-

Dirigé par :

M^{me}: N. BAUCHE
Chargé de cours à l'E.N.P

Etudié par :

M. MESSELEM Boubakeur
M. GUENNICHE Amine

Promotion 2000



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Ecole Nationale Polytechnique

Département : Genie-Civil



PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Thème

RENFORCEMENT D'UN BATIMENT

R+5+SS

EN PANNEAUX PREFABRIQUES

Proposé par :

M. A. BOURZAM
C.T.C Centre –BLIDA-

Dirigé par :

M^{me}: N. BAUCHE
Chargé de cours à l'E.N.P

Etudié par :

M. MESSELEM Boubakeur
M. GUENNICHE Amine

Promotion 2000

E.N.P 10, Avenue Hassen Badi, EL HARRACH, ALGER.

Tél. : 02 52 53 01/03

Fax. : 02 52 29 73

Télex. : 64147 ENP

E-mail : ENP@IST.CERIST.DZ

تهتم دراستنا بتقوية عمارة مركبة بالخرسانة الجاهزة وذلك بعد تعرضها لانفجار، وقد تم عرض بعض الحلول الممكنة لإنجازه. نوع البناء الجاهز المستعمل في إنجاز العمارة هو كوبال ذو الأصل الدانماركي. كل حل مقترح حسب وحقق طبقا للقوانين سارية المفعول.
ت حية : تشديد، تقوية، ترميم، كوبال، حائط جاهز، اجر من نوع سيالكو كالكير

Resumé :

Notre étude s'intéresse au renforcement d'une structure en béton préfabriqué endommagée par une explosion.

Les méthodes de réparation et de renforcement se rapportant à chaque type de dégât ont été présentées. Le système de préfabrication utilisé dans cet ouvrage est de type COOPAL provenant d'une société danoise.

Chaque solution de réparation ou de renforcement proposée est calculée et vérifiée selon les règlements en vigueur.

Mots clés : confortement, renforcement, réparation, COOPAL, panneau préfabriqué, brique silico-calcaire.

Summary :

Our survey is interested in the backing of a structure in prefabricated concrete damaged by an explosion

Methods of repair and backing relating to every type of damage have been presented. The system of prefabrication used in this work is COOPAL type coming from a Danish society.

Every solution of repair or backing proposed is calculated and true according to the in force regulations.

.keyword : confortements, backing, repair, COOPAL, prefabricated panel, silico - chalky brick,

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- *A ma grand-mère.*
- *A mes très chers parents.*
- *A mes frères.*
- *A mes sœurs surtout Latifa.*
- *A toute la famille Guenniche et Bounif.*
- *A tous mes amis et en particulier Sid ahmed, Rezkellah,
Boubakeur, Mouhamed, Soufiane, Hassene, Moad.*

Amine.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- *A ma grand-mère.*
 - *A mes très chers parents.*
 - *A mes frères.*
 - *A mes sœurs.*
 - *A toute la famille Messelem.*
- *A tous mes amis et en particulier Sliman, Hakim, Farid*
 - *A toute la promotion 2000 de l'E.N.P et l'E.M.P.*

Boubakeur.

remerciements

Nos sincères remerciements et notre profonde reconnaissance vont à notre adorable promotrice M^{me} BAOUCHE pour nous avoir estimé capable de traiter ce sujet et pour toute l'aide et le soutien dont elle a fait preuve durant ces longs mois de travail.

Nous tenons à adresser nos chaleureux remerciements à M^r A.BOURZAM pour l'aide qu'il nous a apporté et sa disponibilité ainsi que ses précieux conseils.

Nous remercions également M^r S.AYAD pour sa collaboration ainsi que sa suivie durant la réalisation de cette étude.

Nous n'oublions pas de remercier Le Colonel DJ.CHERIFA ainsi que Le Capitaine KOULOUGLI pour le matériel qu'ils nous ont confié.

Nos remerciements vont aussi aux membres de jury d'avoir accepter à examiner et évaluer notre travail.

Finalement, nous remercions tous les enseignants qui ont participé à notre formation, à toute la promotion 2000 et tous ceux qui nous ont aider de près ou de loin.

LISTE DES FIGURES

N°	Titre	Page
1.1	Vue en plan d'un R.D.C.	05
1.2	Vue en plan d'un étage courant.	06
4.1	Composition standard de la dalle plancher.	25
4.2	Panneau de façade.	25
4.3	Panneau sandwich porteur.	26
4.4	Panneau intérieur.	27
4.5	Type d'éléments préfabriqués.	29
4.6	Moule pour la production des éléments horizontaux.	30
4.7	Moules pour la production des éléments verticaux.	31
4.8	Une représentation judicieuse des éléments nécessaires dans le rayon d'action de la grue permet une réalisation rapide.	35
4.9	Montage rationnel exécuté d'après un planning adéquat.	36
4.10	Montage effectué au moyen d'une grue se déplaçant sur chenilles.	37
4.11	Mise en place d'une unité sanitaire.	38
4.12	Joint entre pignon et mur de s/sol.	39
4.13	Joint entre palier et mur de façade du vide sanitaire.	40
4.14	Fixation verticale entre façades.	41
4.15	Joint entre dalle et mur longitudinal du vide sanitaire.	42
4.16	Joint entre dalle et mur d'escaliers du vide sanitaire.	43
4.17	Joint entre dalle et mur du vide sanitaire (joint de dilatation).	44
4.18	Joint entre mur longitudinal et mur transversal.	45
4.19	Joint entre dalle et mur transversal du vide sanitaire.	46
4.20	Fixation verticale entre façades.	47
4.21	Joint entre façade et mur transversal.	48
5.1	Façade postérieure de l'immeuble.	51
5.2	Vue en perspective de la colonne réservée pour la cage d'escaliers.	52
5.3	Coupe sur escaliers.	53
5.4	Les panneaux de façade détruits.	54
5.5	Les potelets de voile endommagés.	55
5.6	Les panneaux de façade inclinés.	56
5.7	Vue de l'intérieur de la cage d'escaliers soufflée.	57
5.8	Le voile transversal soufflé.	58
6.1	Diagramme contraintes-déformations du béton.	61
6.2	Diagramme contraintes-déformations des aciers à l'E.L.U.	63
6.3	Règle des trois pivots.	65
6.4	Diagramme contraintes-déformations.	65
7.1	Schéma de ferrailage du voile transversal.	71
7.2	Schéma de ferrailage du linteau.	71
7.3	Schéma de ferrailage du panneau transversal.	72
7.4	Schémas statiques de la paillasse.	74
7.5	Schémas statiques du becquet.	76
7.6	Schéma de ferrailage des trumeaux 1 et 4.	86
7.7	Schéma de ferrailage des trumeaux 2 et 3.	86
7.8	Schéma de ferrailage des linteaux 1 et 3.	86
7.9	Schéma de ferrailage du linteau 2.	86
7.10	Reprise de la façade postérieure en utilisant un voile coulé sur place.	87
7.11	Schéma de ferrailage des panneaux 1 et 3.	89
7.12	Schéma de ferrailage du panneau 2.	89

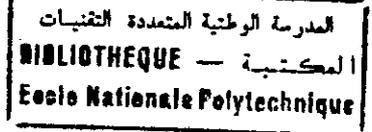
NOTATIONS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

f_{c28} : résistance à la compression à 28 jours,
 f_{t28} : résistance à la traction à 28 jours,
 f_{bu} : contrainte du béton à l'ELU,
 γ_b : coefficient de sécurité.
 σ_b : contrainte du béton à l'ELS,
 $\bar{\sigma}_b$: contrainte admissible du béton à l'ELS,
 τ_u : contrainte de cisaillement à l'ELU,
 $\bar{\tau}_u$: contrainte admissible de cisaillement à l'ELU,
 E_{ij} : module de déformation instantanée du béton,
 E_{vj} : module de déformation différée du béton,
 ν : coefficient de poisson,
 f_e : limite élastique de l'acier.
 ϵ : déformation,
 E_s : module d'élasticité de l'acier,
 f_{su} : contrainte de l'acier à l'ELU,
 γ_s : coefficient de sécurité,
 η : coefficient de fissuration,
 σ_s : contrainte de l'acier à l'ELS,
 $\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible de l'acier à l'ELS,
 z : bras de levier,
 d : hauteur utile,
 d' : enrobage,
 l : longueur,
 b : largeur,
 h : hauteur totale,
 A_s : section d'armature tendue,
 A_{sc} : section d'armature comprimée,
 A_{smin} : section d'armature minimale,
 I : inertie,
 μ_{bu} : moment réduit à l'ELU,
 μ_{bu} : moment limite réduit à l'ELU,
 P : poids,
 q_u : charge de calcul à l'ELU,
 λ : l'élançement,
 l_f : longueur de flambement,

i : rayon de giration,
 B : aire de la section du béton,
 A_{br} : section de béton réduite,
 S_f : espacement,
 M_{tu} : moment de torsion à l'ELU,
 τ_{ut} : contrainte tangentielle de torsion,
 u : périmètre,
 HA : haute adhérence,
 RL : rond lisse,
 TS : treillis soudé,
 M_u : moment fléchissant à l'ELU,
 N_u : effort normal à l'ELU,
 V_u : effort tranchant à l'ELU,
 G : centre de masse,
 C : centre de torsion,
 ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales,
 ϕ_t : diamètre des armatures transversales,
 R : résistance moyenne de rupture en compression de la brique de maçonnerie,
 σ_m : résistance à la compression du mortier utilisé,
 σ_{br} : résistance à la compression de la brique utilisée,
 R_n : la résistance normative de la maçonnerie à la compression,
 R_{adm} : résistance admissible de calcul en compression de la maçonnerie utilisée,
 τ_n : la résistance normative de la maçonnerie au cisaillement,
 τ_{lim} : contrainte limite de cisaillement,
 τ_{adm} : la résistance admissible de la maçonnerie au cisaillement,
 m_{ld} : coefficient de fluage de longue durée,
 ϕ_n : coefficient de flambement,
 ω : coefficient de majoration des contraintes sur A_c ,
 e_0 : excentricité de calcul,
 e_0 : excentricité réelle,
 e_{accid} : excentricité accidentelle,
 $A.N$: application numérique,
 CCL : conclusion,

TABLE DES MATIÈRES :



LISTE DES FIGURES NOTATIONS

Chapitre 1 :

INTRODUCTION GÉNÉRALE

1.1.Introduction	1
1.2.Objectif de l'étude.....	2
1.3.Présentation de l'étude.....	3

Chapitre 2 :

ÉTABLISSEMENT D'UNE CONSTAT D'EXPERTISE

2.1.But de l'expertise.....	7
2.2.Procédure d'expertise des constructions.....	7
2.3.Fiche d'évaluation des dommages.....	8
2.3.1. Classification des constructions.....	8
2.3.2. Niveau des dommages.....	8
2.4.Conclusion.....	11

Chapitre 3 :

RÉPARATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES

3.1.Origines des dommages	14
3.1.1. Erreurs de conception	14
3.1.2. Erreurs de calcul.....	14
3.1.3. Qualité de la réalisation.....	14
3.2.Définitions.....	15
3.3.Différentes méthodes de renforcement des constructions endommagées.....	15
3.3.1. Mesures urgentes.....	18
3.3.2. Techniques de réparation des éléments de structure.....	18
3.3.3. Techniques de renforcement des structures.....	20

Chapitre 4 :

LE SYSTÈME DE CONSTRUCTION COOPAL

4.1.Aperçu sur le système Coopal.....	22
4.2.Caractéristiques techniques du système.....	23
4.3.Confection des éléments préfabriqués.....	30
4.3.1. Éléments planchers.....	30
4.3.2. Éléments de façades et de pignons.....	30
4.3.3. Éléments verticaux intérieurs.....	31
4.3.4. Éléments spéciaux.....	31
4.4.Stockage des éléments préfabriqués à l'usine.....	31
4.5.Transport des éléments préfabriqués.....	32
4.6.Mise en œuvre et ordonnancement.....	32
4.7.Avantages et inconvénients du système Coopal.....	33
4.8.L'entreprise détentrice du système.....	34

Chapitre 5 :

RAPPORT DE CONSTAT

5.1.Introduction	49
5.2.Dégâts relevés.....	49
5.3.Conclusion.....	50

Chapitre 6 :

Caractéristiques mécaniques des matériaux

6.1. Béton	59
6.1.1. Résistance mécanique du béton.....	59
6.1.2. Contraintes limites.....	59
6.1.3. Diagrammes contraintes-déformations.....	61
6.1.4. Module déformation longitudinale.....	61
6.1.5. Coefficient de POISSON.....	62
6.2. Les aciers.....	62
6.1. Types d'aciers utilisés.....	62
6.2. Contrainte à l'état limite ultime.....	63
6.3. Hypothèses de calcul à l'E.L.U.....	64

Chapitre 7 :

MÉTHODES DE RENFORCEMENT ADOPTÉES

7.1. Introduction.....	66
7.2. Calcul du voile transversal.....	67
7.2.1. Ferrailage vertical	67
7.2.2. Ferrailage horizontal.....	68
7.2.3. Vérification à la compression.....	69
7.2.4. Calcul du linteau.....	69
7.3. Calcul des escaliers.....	73
7.1. Détermination des charges et surcharges sur la volée.....	73
7.2. Combinaison d'actions.....	73
7.3. Étude de la volée.....	73
7.4. Calcul des éléments structuraux	83
7.5. Première solution (coulage d'un voile en béton).....	84
7.6. Deuxième solution (confection des panneaux identiques).....	88
7.7. Troisième solution (portique multi-étages).....	92
7.7.1. Pré-dimensionnement des poutres et des poteaux.....	92
7.7.2. Combinaison d'actions.....	93
7.7.3. Ferrailage des poutres.....	93
7.7.4. Ferrailage des poteaux.....	95
7.8. Quatrième solution (mur porteur en maçonnerie chaînée).....	98
7.8.1. Calcul des sollicitations.....	98
7.8.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	98
7.8.3. Vérification de la contrainte de compression.....	101
7.8.4. Vérification au cisaillement	101
7.8.5. Calcul à la traction.....	101
7.9. Prescriptions techniques.....	104

CONCLUSION GÉNÉRALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

Annexe I : Descente de charge

Annexe II : Calcul de l'excentricité

Annexe III : Distribution des efforts aux différents voiles

Annexe IV : Combinaisons d'actions et exemple de calcul

Annexe V : Calcul numérique

Annexe VI : Photos

==== CHAPITRE I =====

INTRODUCTION GÉNÉRALE

*« l'imagination est plus importante
que la connaissance »*

Einstein.

CHAPITRE I

INTRODUCTION GENERALE

1.1 INTRODUCTION :

Pendant la durée de vie d'une construction peuvent apparaître des dégâts plus ou moins importants en fonction de l'origine du sinistre. Il est donc intéressant de savoir distinguer entre les fissures, les désordres non préjudiciables et les dégâts dangereux donc inacceptables pour la durabilité de l'ouvrage.

Les travaux de réparation et de renforcement d'un ouvrage ont pour but d'arrêter une évolution dommageable, de reconstituer l'intégrité du béton et de réaliser une protection efficace de la structure.

Pour mieux comprendre le « comment » et le « pourquoi » des différentes solutions techniques de réparation ou de renforcement, il est utile de rappeler les causes des désordres que l'on peut rencontrer. Elles sont réparties en quatre grandes catégories :

- causes naturelles résultant de l'ambiance et de l'environnement, (température, humidité, vent, agressivité du milieu, etc. ...).
- causes structurelles résultant d'une anomalie d'utilisation ou de fonctionnement mécanique de l'ouvrage (effet d'encastrement, de continuité, de fluage, de retrait avec redistribution des moments).
- causes accidentelles (feu, choc, séisme, explosion, ...).
- Vieillesse normale dû à l'usage, à l'usure...

Le choix de la méthode adéquate de réparation et l'élaboration d'un projet de confortement doit satisfaire les trois critères :

- assurer la sécurité.
- être techniquement possible.
- être économiquement justifié.

Le critère le plus prépondérant est le critère *sécurité*. Ce critère peut s'exprimer sous les formes suivantes :

- les structures devraient résister aux tremblements de terre modérés et faibles sans désordres.
- les éléments non structuraux peuvent subir des dommages limités dont la réparation reste économique et justifiée.
- les systèmes structuraux devraient supporter des séisme d'une intensité maximale prévue sans effondrement et avec des dommages limités aux éléments de structure.

1.2 OBJECTIF DE L'ÉTUDE :

L'entreprise (CTC centre, direction de Blida) nous a confié ce travail qui a pour but l'étude et la réparation d'un bâtiment R+5+SS à usage d'habitation, en béton préfabriqué et contreventé par murs de refend. Cet ouvrage, portant le numéro 69, est implanté à « Ouled yaiche », Wilaya de Blida et fait partie des 1024 logements. Il fut la cible, le 24 septembre 1997, de l'explosion d'une bombe.

Les dimensions en plan de ce bâtiment sont les suivantes (fig 1.1 et 1.2):

- longueur $L=24.20$ m.
- largeur $l=9.86$ m.

la figure (5.1) représente une vue en élévation avec les dimensions suivantes :

- Hauteur totale $H=18.42$ m
- Hauteur d'étage $h=3.00$ m

Il comporte un sous-sol coulé sur place de 2.4 m de hauteur, un rez-de-chaussée et cinq autres niveaux.

Le procédé de construction utilisé est de type **COOPAL** qui sera décrit ultérieurement.

La structure est constituée d'une ossature en murs porteurs et dalles en béton, le tout préfabriqué et assemblé par boulonnage sur site.

1.3 PRÉSENTATION DE L'ÉTUDE :

Le but de cette étude est le calcul et la proposition de solutions appropriées pour rendre à la structure endommagée son état de service initial.

Pour mieux faciliter la compréhension des travaux réalisés dans cette étude, il est indispensable de définir et d'expliquer certaines notions de base qui font partie de la philosophie actuelle de la réparation et du renforcement. Ceci nous a amené à élaborer la structuration suivante :

Chapitre I : Introduction générale :

Elle situe le problème et met l'accent sur son importance.

Chapitre II : Etablissement de constat d'expertise :

Il nous permet le recensement et la classification des constructions endommagées.

Chapitre III : réparation et renforcement des ouvrages en béton armé :

Il nous expose les différentes méthodes usuelles utilisées pour la réparation et le renforcement des ouvrages de génie civil.

Chapitre IV: Le système de construction « coopal » :

Ce chapitre est réservé à la description du système de préfabrication **coopal**, ses caractéristiques, ses avantages et ses inconvénient.

Chapitre V : Rapport de constat

Dans ce chapitre seront relevés les dommages occasionnés par l'explosion.

Chapitre VI : caractéristiques mécaniques des matériaux:

ce chapitre est consacré à la présentation des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour la réparation.

Chapitre VII : Méthodes de renforcement adoptées :

Dans ce chapitre seront exposées les différentes solutions proposées ainsi que leurs justifications.

Ce travail s'achève par une mise au point sur l'importance de la réparation et du renforcement des structure.

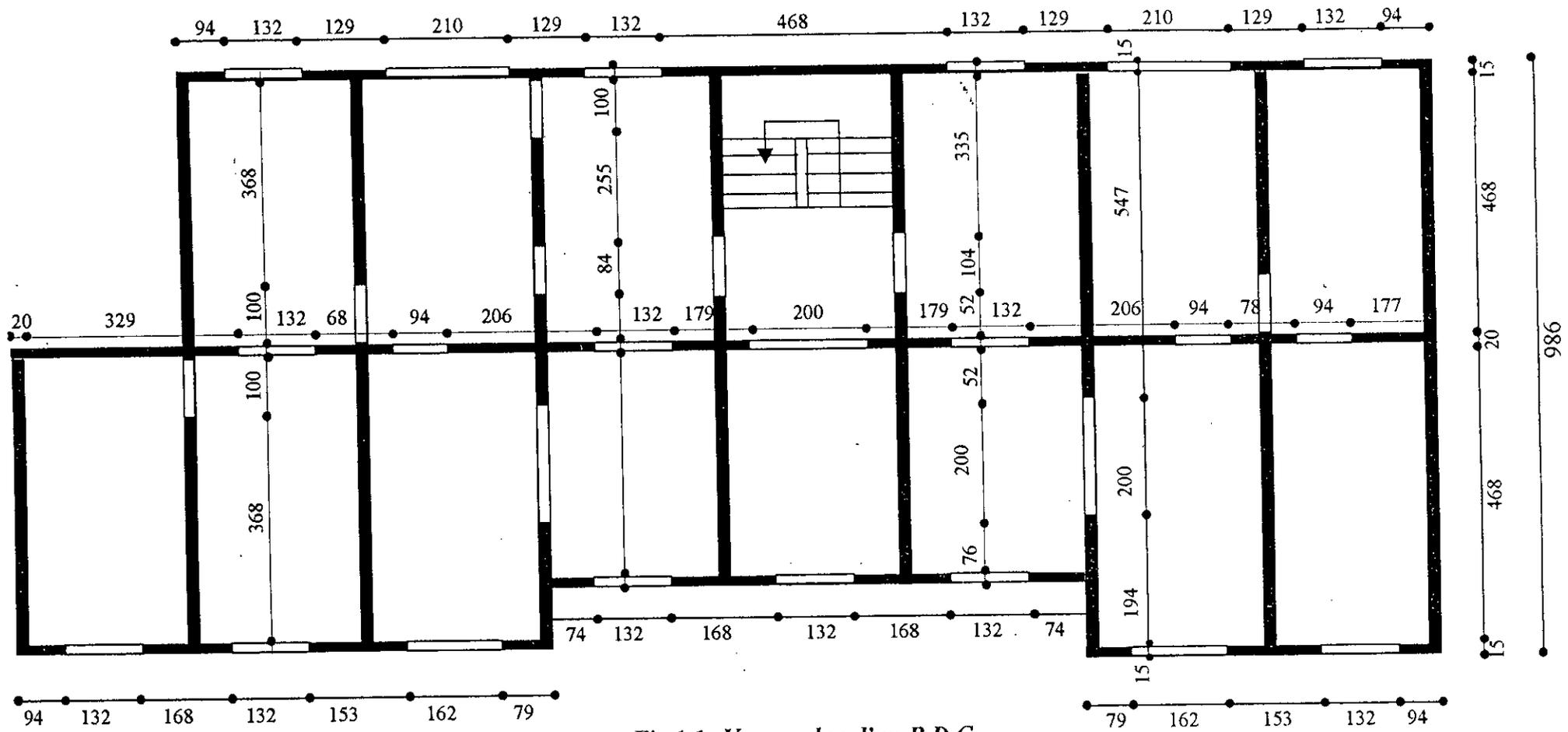


Fig 1.1 : *Vue en plan d'un R.D.C.*
Échelle 1/100

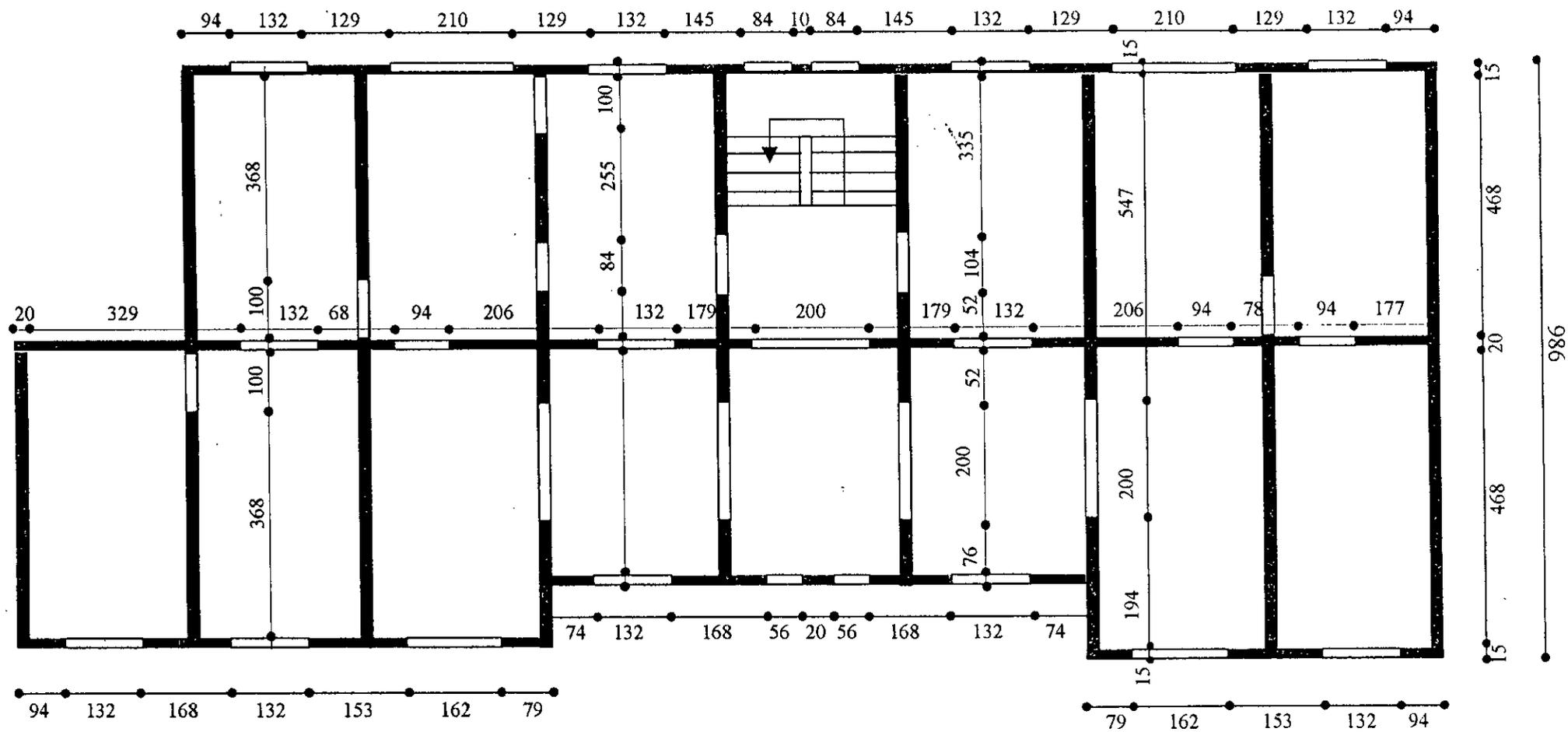


Fig 1.2 : *Vue en plan d'un étage courant.*
Échelle 1/100

==== CHAPITRE II ====

ETABLISSEMENT D'UN CONSTAT D'EXPERTISE

« L'homme qui ne sait rien et qui s'en rend compte c'est l'ignorant. Celui qui ne s'en rend pas compte c'est le sot. »

Ibn Ahmed.

CHAPITRE II**ETABLISSEMENT D'UN CONSTAT D'EXPERTISE****2.1 BUT DE L'EXPERTISE :**

Lorsqu'un séisme violent se produit, des dégâts importants peuvent être relevés au niveau des constructions.

Une campagne systématique d'experts techniques des constructions devra faire un constat de la zone sinistrée en vue de reloger au plus vite le plus grand nombre de personnes. Cette opération aura donc pour but la classification des constructions afin d'inventorier les parties du patrimoine utilisables immédiatement, celles qui nécessitent des réparations et celles qui sont irrécupérables.

Les expertises présentent ainsi un enjeu considérable : sécurité des personnes et sauvegarde du patrimoine.

Il faudra donc concilier l'impératif économique et social (c'est-à-dire récupération du maximum des constructions), et l'impératif technique (garantir la sécurité des personnes). Il est donc indispensable d'élaborer une méthodologie d'évaluation des dommages pour apporter le maximum de garanties.

2.2 PROCEDURE D'EXPERTISE DES CONSTRUCTIONS :

Une fiche d'évaluation des dommages a été élaborée par le CTC en vue de recueillir le maximum d'informations avec le maximum d'exactitude.

Chaque construction expertisée aura donc une fiche remplie par l'ingénieur. Cette fiche permet d'avoir des renseignements d'ordre général et des observations effectuées sur place.

Après la récolte des données, une saisie informatique, des études statistiques et autres traitements pourront être élaborés.

Les informations ainsi obtenues servent à connaître la distribution des dommages. Elles peuvent être également utilisées pour étudier :

- le comportement des structures soumises au séisme et la pathologie sismique dans le but d'améliorer les règlements de construction.
- la planification des travaux de démolition et de reconstruction.
- La corrélation avec les cartes isoséistes et les cartes d'accélération estimée à posteriori afin de valider les modèles théoriques du hasard et du risque sismique de la région.

2.3 FICHE D'ÉVALUATION DES DOMMAGES :

2.3.1 Classification des constructions :

On attribue aux constructions l'une des couleurs suivantes :

- *Verte* : construction ayant subi peu ou pas de dommages et pouvant être réoccupée immédiatement.
- *Orange* : construction ayant subi des dommages et nécessitant une deuxième expertise plus approfondie qui permettra de décider si ces constructions peuvent ou non être récupérées, suivant l'importance des dommages et le coût des réparations.
- *Rouge* : construction ayant subi des dommages donc à condamner.

2.3.2 Niveau des dommages :

- *Pas de dommage* : (à l'exception de meubles renversés et des vitres brisées).
- *Dommages légers* :
 - Fissures sur les cloisons intérieures.
 - Fissures sur les plafonds.
 - Dommages dans les canalisations d'eau, d'électricité (dommages non structurels isolés).

Remarque : prendre le cas le plus défavorable et faire un commentaire si nécessaire .

➤ *Dommmages modérés :*

Dommmages importants dans les parties non structurales (cloisons, murs non porteurs,...) et dommmages faibles dans les parties structurales (tout genre de systèmes porteurs : murs de refend, portique autou-stable ou structure mixte) .

Remarque : dans le cas où il y a rupture des vides sanitaires, avec un affaissement incliné de l'ouvrage , classer ce type de dommmage dans la catégorie 4.

➤ *Dommmages importants :*

- Dommmages non structuraux très importants et dommmages structuraux considérables .
- Fissures en X dans les voiles de contreventement, éclatement des nœuds poutres-poteaux.

Remarque : IL est très important de savoir bien choisir entre les niveaux 3 et 4.

➤ *Bâtiment à condamner ou à démolir :*

Exemples :

- étage manquant .
- bâtiment fortement incliné .
- Trop de nœuds poutres – poteaux endommagés.

En général, les bâtiments à condamner sont ceux qui ont subi trop de déformations, ou dont la réparation coûterait aussi cher que le prix initial du bâtiment.

En conclusion :

- Couleur verte Niveaux 1 et 2.
- Couleur orange Niveaux 3 et 4.
- Couleur rouge Niveau 5.

Récapitulatif :

Type de dégâts	Couleur	niveau	Observations - conclusions
Fissures superficielles	Vert	2	Bâtiment pouvant être réoccupé immédiatement
Dommages non structuraux isolés	Vert	2	Bâtiment pouvant être réoccupé immédiatement
Toutes les parties architectures atteintes	Orange	3	Nécessité d'une deuxième expertise
Système porteur voiles, ossature	Orange	3	Nécessité d'une deuxième expertise, prendre les dispositions de sécurité nécessaires (étayage, etc...)
Rupture des vides sanitaires	Orange	4	Nécessité d'une deuxième expertise, prendre les dispositions de sécurité nécessaires (étayage, etc...)
Bâtiment incliné	Orange	4	Nécessité d'une deuxième expertise, évaluation du coût de réparation.
Fissures en X dans les voiles	Orange	4	Nécessité d'une deuxième expertise, évaluation du coût de réparation.
Eclatement des nœuds poutres- poteaux	Orange	4	Nécessité d'une deuxième expertise, évaluation du coût de réparation.
Etage disparu	Rouge	5	Bâtiment à condamner, à démolir.
Trop de nœuds éclatés Trop de poteaux éclatés Trop de poutres éclatées	Rouge	5	Bâtiment à condamner, à démolir
Basculement d'un bâtiment	Rouge	5	Bâtiment à condamner, à démolir

Pas de dommages → Vert

2.4 CONCLUSION :

le constat ainsi fait permet d'apprécier si la construction est en bon état, ou faut-il prendre des dispositions quant à la sécurité des citoyens.

Quand la construction est classée orange ou rouge, il faut mettre en œuvre les mesures urgentes : étayage des éléments de l'ossature afin de les aider à supporter les charges, qui les sollicitent, le temps d'une deuxième expertise en éliminant les éléments dangereux qui pourraient tomber ou se casser à tout moment.

Une fois les dommages évalués, certains enseignements doivent compléter la fiche d'évaluation des dégâts comme :

- le nombre de logements de la construction.
- la surface totale des planchers .
- les croquis sommaires de la construction (vue en plan et en élévation).
- les conditions locales du sol et de la topographie.
- une localisation précise par rapport à un plan, une photo aérienne ou tout autre système de repérage.
- le type de fondation.
- la cause probable de ruine.

Par ailleurs, on définit le système structurel dans la fiche à partir de ces éléments, et ce en vue de ressortir un système structurel cohérent (pour qu'il n'y ait pas confusion).

**ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION.
ENTREPRISE PUBLIQUE ECONOMIQUE.**

**FICHE D'EVALUATION DES DOMMAGES.
SEISME DU : / / /**

CODE INSPECTEUR :
DATE :
IDENTIFICATION LA CONSTRUCTION

SECTEUR	ZONE	CONSTRUCTION CALCULEE AU SEISME	
		OUI	NON
ADRESSE OU ELEMENT D'IDENTIFICATION		CONSTRUCTION CONTRÔLEE	
		OUI	NON

USAGE DE LA CONSTRUCTION.

Logement	Scolaire	Commercial
Administratif	Hospitalier	Industriel
Socio - culturel	Sportif	Réservoir d'eau
Autres (à préciser).....		

DESCRIPTION SOMMAIRE

Âge approximatif :	vide sanitaire :	Oui	Non
Nombre de niveaux	sous sol :	Oui	Non
Nombre de joints de dilatation	éléments extérieurs indépendants		
- en élévation	(escalier, auvent, passage cooven)		
- infrastructure			

PROBLEME DE SOL AUTOUR DE LE CONSTRUCTION.

Faïlle	Oui - Non	Affaissement - Soulèvement	Oui - Non
Liquéfaction	Oui - Non	Glissement	

FONDATION - INFRASTRUCTURE

Fondation	Infrastructure dans le cas V.S ou S.Sol
- type de fondation	- Voile béton continu 1-2-3-4-5
- type de dommages	- poteaux béton avec remplissage 1-2-3-4-5
▪ tassement uniforme : Oui - Non	
▪ Glissement : Oui - Non	
▪ Basculement : Oui - Non	

STRUCTURE RÉSISTANTE

Éléments porteurs	Charge vertical	Élément de contreventement
- Murs en maçonnerie	1-2-3-4-5	- Murs en maçonnerie 1-2-3-4-5
- Voiles béton	1-2-3-4-5	- Voile béton 1-2-3-4-5
- Poteaux béton	1-2-3-4-5	- Portique béton armé 1-2-3-4-5
- Poteaux métalliques	1-2-3-4-5	- Portique métallique 1-2-3-4-5
- Poteaux en bois	1-2-3-4-5	- Palées triangulaire 1-2-3-4-5
- Autres	1-2-3-4-5	- Autres 1-2-3-4-5

Plancher	Toiture	Toitures inclinée	
- Béton armé	1-2-3-4-5	- charpente métallique	1-2-3-4-5
- Solives métallique		- charpente en bois	1-2-3-4-5
- Solives en bois		- couverture tuile	1-2-3-4-5
		- couverture amiante-ciment	1-2-3-4-5

entourer la mention utile dans le cas de numéro. Un ou plusieurs numéros peuvent être entourés.

ELEMENTS SECONDAIRES.

Escalier		Remplissage extérieur	
- Béton	1-2-3-4-5	- Maçonnerie	1-2-3-4-5
- Métal	1-2-3-4-5	- Béton préfabriqué	1-2-3-4-5
- Bois	1-2-3-4-5	- Bardages	1-2-3-4-5
		- Autres	1-2-3-4-5
Autres éléments intérieurs		Éléments extérieurs	
- Plafonds	1-2-3-4-5	- Balcon	1-2-3-4-5
- Cloison	1-2-3-4-5	- Garde corps	1-2-3-4-5
- Élément vitrés	1-2-3-4-5	- Auvents	1-2-3-4-5
		- Acrotères-corniches	1-2-3-4-5
		- Cheminée	1-2-3-4-5
		- Autres	1-2-3-4-5

INFLUENCE DES CONSTRUCTION ADJACENTES

La construction menace une autre construction	Oui - Non
La construction est menacée par une autre construction	Oui - Non
La construction peut être soutenue par une autre construction	Oui - Non
La construction peut être un soutien pour une autre construction	Oui - Non

VICTIMES

Oui - Non - Peut être

Si oui combien

COMMENTAIRES SUR LA NATURE EST LA CAUSE PROBABLE DES DOMMAGES

	Sens transversal	Sens longitudinal
- Symétrie en plan	Bon -Moyen - Mauvais	Bon -Moyen - Mauvais
- Régularité en élévation	Bon -Moyen - Mauvais	Bon -Moyen - Mauvais
- Redondances des files	Bon -Moyen - Mauvais	Bon -Moyen - Mauvais

AUTRES COMMENTAIRES

EVALUATION FINALE

Niveau général des dommages

couleur à utiliser

==== CHAPITRE III =====

REPARATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES .

*« Construire, c'est collaborer avec la terre : c'est mettre une
marque humaine sur un paysage qui sera modifié à jamais »*

Marguerite Yourcenar.

CHAPITRE III

RÉPARATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES

3.1 ORIGINES DE DOMMAGES :[4]

Il est à présent bien admis que pour avoir un comportement satisfait d'une construction en zone sismique, il y a lieu de la *concevoir*, la *calculer* et la *réaliser* suivant les règles parasismiques. A cet égard toute insuffisance au niveau de ces trois paramètres peut concourir au mauvais comportement, voir à la ruine de la construction, pour un niveau de sollicitation donnée.

3.1.1 Erreurs de conception :

Parmi les erreurs de conception, on peut citer, par ordre d'importance, les cas répétitifs que nous retrouvons le plus chez nous à savoir :

- maçonneries non chaînées.
- bâtiment avec vides sanitaires sur poteaux courts.
- dissymétries structurales (en élévation et surtout en plan). Engendrant des torsions insupportables.
- toitures ou planchers lourds avec rigidités relatives.
- nœuds (poutre – poteau) trop déséquilibrés.
- dispositions constructives non respectées.

3.1.2 Erreurs de calcul :

L'absence de calcul parasismique en Algérie, valable pour l'écrasante majorité des constructions étudiées et réalisées avant 1981 et une partie appréciable réalisée après 1981 (constructions individuelles ...) est à l'origine de beaucoup de désordres.

3.1.3 Qualité de la réalisation :

la qualité doit répondre à un minimum de règles de l'art aussi bien au niveau des matériaux et composants de gros œuvre (et particulièrement de structure) qu'au niveau de leur mise en œuvre.

Les constructions les plus récentes conçues et réalisées suivant les règles parasismiques (R.P.A88) se sont bien comportées et aucun dégât de structure n'a été engendré lors des derniers séismes. Les vieilles constructions et surtout celles réalisées en maçonneries non chaînées (pierres ou toub) représentent la majorité des structures irréparables, cet état s'explique par la pauvreté des caractéristiques mécaniques des matériaux traditionnels utilisés et surtout par l'absence de chaînage des murs porteurs.

3.2 DEFINITIONS:

Le niveau de service d'une construction traduit l'usage que son utilisateur peut en faire. Il exprime le plus souvent une force portante relative aux charges d'exploitation mais il peut aussi exprimer la durabilité, l'étanchéité, voire dans certains cas, l'aspect esthétique.

La réparation d'une construction est une opération qui consiste à lui restituer, par des travaux appropriés, un niveau de service perdu. La baisse du niveau de service peut résulter de différentes causes, les plus fréquentes sont la dégradation progressive des propriétés des matériaux (agressions atmosphériques, modification des propriétés des matériaux), l'utilisation intensive (effet de la répétition des charges), voire abusive (utilisation au – delà des charges prévues), les accidents (chocs, incendies, etc...).

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service (augmentation de la ductilité, de la résistance, etc ...) d'une construction pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'origine ou de lui procurer une protection suffisante contre des sollicitations dont il n'a pas été tenu compte dans les calculs (le séisme par exemple). Un renforcement peut être associé à une réparation.

3.3 DIFFERENTES MÉTHODES DE RENFORCEMENT DES CONSTRUCTIONS ENDOMMAGÉES :

La possibilité et l'utilité du confortement, le choix de la méthode et du schéma de confortement sont déterminés pour chaque type de construction en tenant compte :

- de sa destination.
- de son caractère et son degré d'endommagement.
- de son délai d'exploitation.

- des dispositions parasismiques utilisées.
- du type de matériaux et de ses caractéristiques physico – mécaniques.
- des conditions d'exécution et des considérations technico – économiques.
- de la fréquence sismique de la région.

Sur la base des détériorations relevées sur la construction, et si on prend la résolution de conforter, il faut donc renforcer les éléments et augmenter la rigidité par l'introduction de nouveaux éléments de structure. Cette dernière mesure est prise en considération dans le cas d'une insuffisance de contreventement de la structure initiale ou bien lorsque les éléments de la première structure sont gravement endommagés.

Le choix des méthodes de confortement doit satisfaire les objectifs suivants :

- l'utilisation optimale des structures principales avec et un volume minimal des travaux de confortement.
- le minimum de travaux isolés (ponctuels) pour éviter un coût élevé du confortement.
- une interruption minimale du processus d'exploitation pendant le confortement.
- une mécanisation optimale et une technologie d'exécution élevée.

Les principaux types de confortement sont les suivants :

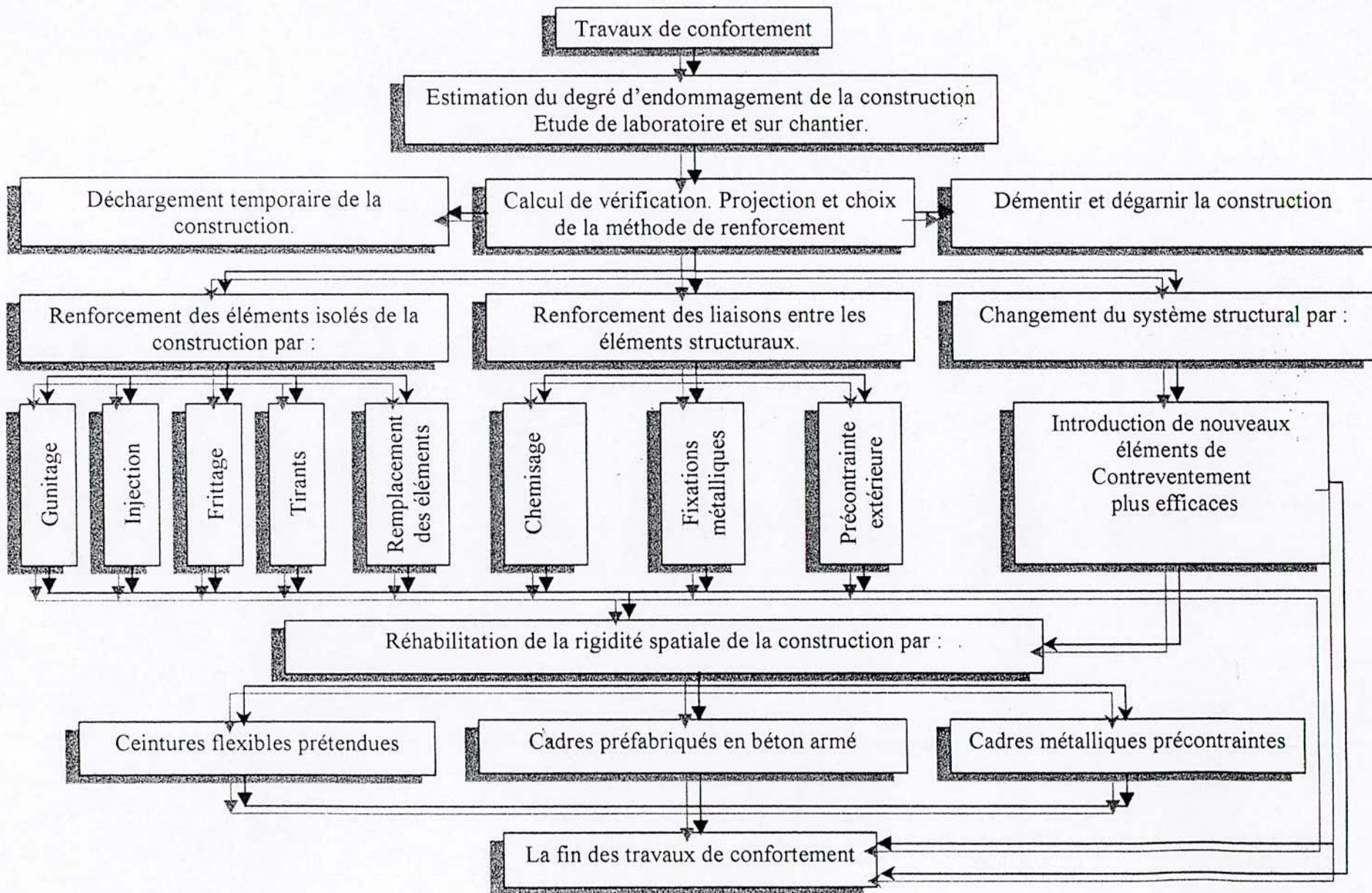
Type 1 : Rassemble tous les procédés de confortement des éléments isolés de la construction : trumeaux de maçonnerie, murs, poteaux, poutres, etc ...

Type 2 : Rassemble les méthodes de confortement des liaisons entre les éléments structuraux de la construction : angle d'intersection, joints des murs et panneaux, nœuds de cadres en béton armé.

Type 3 : Ce type comprend le renforcement des structures en augmentant la rigidité de la structure et en lui conférant une grande capacité à supporter et distribuer les sollicitations sismiques entre tous les éléments structuraux.

Type 4 : Comprend les méthodes de confortement qui modifient complètement le système structural adopté avant le séisme.

Les principales phases de renforcement sont représentées suivant le schéma suivant :



L'expérience a montré que l'utilisation des types de confortement cités ci-dessus dépendent du degré d'endommagement du schéma structural de la construction considérée et du niveau de sécurité qu'on veut lui assurer.

Par exemple, pour les constructions rigides avec des éléments porteurs en matériaux de faible qualité (béton, briques, parpaings, etc ...) on utilise les types de contreventement I et II et rarement le type III.

Pour les constructions préfabriquée, on utilise le type de confortement II et rarement les types I et III.

Les types de confortement III et IV sont largement utilisés pour renforcer les constructions gravement endommagées et n'ayant pas de dispositions parasismiques suffisantes ou ayant une stabilité menacée.

En ce qui concerne les structures autostables, on utilise le type I et II et voire IV quand l'intensité sismique dépasse largement celle de calcul.

3.3.1 Mesures urgentes : étaieement

Pour des bâtiments qui viennent de subir de sévères dommages et qui restent malgré tout en équilibre, des supports temporaires doivent être placés pour aider les élément de structures à supporter les charges auxquelles ils sont soumis.

Plusieurs types d'étagage sont disponibles pour supporter les charges verticales, on distingue :

- des étais type industriel et échafaudage, des étais en bois (madriers, troncs d'arbres ...)
- des étagages métalliques (profilés)
- des étagages horizontaux : pour protéger les murs extérieurs en maçonnerie ou en béton armé, contre l'écroulement pendant les répliques.
- Des étagages en diagonales : placés pour protéger les éléments de l'ossature.

3.3.2 Technique de réparation des éléments de structure :

La réparation des ouvrages peut, dans certains cas, s'avérer être la meilleure solution .

Des bénéfices économiques considérables peuvent être réalisés si la structure est renforcée au lieu d'être remplacée ou détruite.

Les techniques de réparation couramment utilisées sont :

- le gainage.
- l'injection.
- la projection de béton.
- La précontrainte extérieure.

➤ **Le gainage :**

Pour la réparation des poteaux, des piles et pieux endommagés, on utilise des gaines. Cette technique consiste à reconstituer ou à accroître la section d'un élément (surtout celle d'un élément travaillant en compression) en le gainant de béton. Cette technique concerne les éléments en béton, en acier ou en maçonnerie.

➤ **L'injection :**

C'est une opération qui consiste à faire pénétrer dans les fissures un produit susceptible de créer une liaison mécanique et/ou une étanchéité entre les parties disjointes.

Les éléments en béton armé dont les fissures sont stables et qui ont une largeur comprise entre 0.2 et 2 mm peuvent être réparées par l'injection de résine. (le béton des zones fissurées doit être ni disloqué ni écrasé).

Pour les éléments dont les fissures dépassent 2 mm de largeur, on injecte un mortier époxydique.

➤ **Béton projeté :**

Les bétons, transportés « secs » ou « mouillés » dans une conduite desservant les différentes parties d'un ouvrage à réparer, sont appelés bétons projetés lorsque, grâce à l'utilisation d'air comprimé, ils peuvent être mis en place par projection. Ils sont utilisés dans les structures de génie civil en béton ou en maçonnerie, surtout les ouvrages d'art, les murs de soutènement et les bâtiments à usage divers.

➤ Précontrainte extérieure :

La technique de précontrainte consiste à redonner à l'ouvrage un état de service (réparation) ou de lui donner un nouvel état de service (renforcement), cette technique s'applique :

- aux ouvrages en béton précontraint ou béton armé présentant des insuffisances en flexion longitudinale ou à l'effort tranchant.
- aux voiles ou âmes de poutres présentant des insuffisances à l'effort tranchant et à la torsion.
- aux pièces tendues en béton armé dont les aciers sont insuffisants ou défaillants (tirants fissurés).
- aux ouvrages en maçonnerie.

3.3.3 Techniques de renforcement des structures :

Pour résister aux efforts sismiques, on peut augmenter la capacité de résistance aux forces horizontales, en ajoutant des éléments de structures (l'ancienne structure reprend une part des efforts horizontaux). Les nouveaux éléments de structure pouvant être :

- des murs en béton armé à l'intérieur d'une structure en portiques.
- des murs en béton armé à l'intérieur d'une structure en murs porteurs.
- des portiques à l'intérieur d'une structure en portiques.
- des palées triangulaires (en acier ou en béton armé) à l'intérieur d'une structure en portiques.

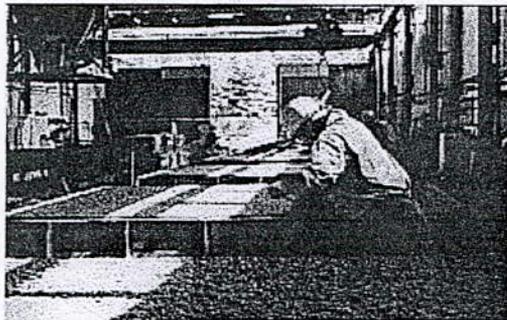
On tiendra compte lors du renforcement des conditions suivantes :

- éviter les grandes concentrations de forces dans les éléments de faible résistance et/ou de faible ductilité, en positionnant d'une façon rationnelle les éléments de renforcement.
- améliorer la distribution de l'effort horizontal en réduisant les efforts de torsion et les irrégularités.

- procurer aux éléments de structure (et à toute la structure) une résistance, une rigidité et une ductilité suffisantes.
- donner une résistance aux liaisons entre la structure et les nouveaux éléments introduits.

==== CHAPITRE IV =====

LE SYSTEME DE CONSTRUCTION COOPAL.



*« Il est normal de faire des erreurs, mais la gomme ne
doit pas s'user avant le crayon »*

Dicton français

4.1 APERÇU SUR LE SYSTEME COOPAL : [11]

Le système COOPAL est un système appartenant à la famille de préfabrication des panneaux lourds. Il est destiné à la réalisation de bâtiments à usage d'habitation pouvant atteindre une hauteur équivalente à R+8.

Le système est conçu selon les principes suivants :

- Les murs du sous-sol sont placés sur un plancher de fondation avec une épaisseur variable en fonction du type de sol.
- Le plancher de fondation et les murs du sous-sol sont toujours en béton ordinaire avec des granulats naturels.
- Le plafond du sous-sol est bien encreé aux murs de sous-sol.
- Le sous-sol constitue une boîte rigide sur la quelle tous les autres étages (entièrement en élément préfabriqués) se reposent.
- Dans les étages courants, les murs transversaux sont placés tous les trois mètres. Les murs transversaux portent les panneaux du plancher.
- L'espace entre les murs longitudinaux est de 4,80 m, la hauteur brute des étages est de 3,00 m.
- Tous les joints entre deux éléments de plancher sont ferrailles de façon à ce que le plancher se comporte comme une dalle rigide.
- L'habillage extérieur est en panneaux préfabriqués de types « sandwich » avec des parements extérieurs librement dilatables.
- La fixation des éléments est réalisée avec des boucles préfabriquées et des tiges filetées sortant des parties hautes des éléments verticaux.
- Les boucles sont vissées en usine sur des filetages en attente et incorporées dans les panneaux assurant ainsi la liaison.

- L'étanchéité des joints entre panneaux est assurée par la forme géométrique du panneau et par le dispositif d'étanchéité à chambre de décompression avec obturation du vide obtenu entre deux panneaux par une garniture en mastic appliquée sur un fond de joint.

L'ensemble de l'ossature peut se comporter comme une construction monolithique. Cette construction absorbe et répartit les charges verticales et les charges horizontales.

- Les murs porteurs :

Les charges verticales seront transmises à partir des planchers aux murs transversaux ainsi qu'aux pignons inférieurs. Ces derniers auront normalement une épaisseur de 15 cm pour des bâtiments d'une hauteur pouvant atteindre R+8.

- Les murs stabilisateurs :

Les charges dues aux vents et aux séismes seront transmises par les planchers aux murs stabilisateurs dans le sens de la longueur. Les murs de façades et la cage d'escalier stabiliseront le bâtiment.

Les murs stabilisateurs sont normalement ancrés aux fondations par l'intermédiaire de fers d'armature placés dans les joints des éléments.

4.2 CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DU SYSTEME :

4-2.1 Conception générale :

a) Etendue du procédé :

La structure du bâtiment est calculée pour résister à des séismes de forte intensité et peut être adoptée à toutes les zones sismiques.

b) Dimensions structurelles :

- Trames : $\left\{ \begin{array}{l} 3,00 \times 3,00 \text{ m (entre axe modulaire pour façades).} \\ 4,80 \times 3,00 \text{ m (entre axe modulaire pour pignon).} \end{array} \right.$
- Hauteur sous plafond : 2,75m.
- Limite d'incompatibilité en trame : 25 – 30 m sans joint de dilatation.

c) Stabilité structurelle :

- *Transversalement* : murs transversaux et pignons porteurs à contreventement tous les trois mètres.
- *Longitudinalement* : murs longitudinaux et murs façades porteurs à contreventement tous les 4,80 m.

d) Résistance aux séismes :

La structure est calculée pour résister à des séismes de forte intensité.

e) Confort thermique :

Les éléments de façade, comportant un isolant, assurent une bonne inertie thermique. Les coefficients de déperdition thermique sont les suivants :

- Panneaux aveugles : $K=0,60 \text{ w/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$.
- Panneaux avec ouvertures : $K=1,307 \text{ w/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$.

f) Confort acoustique :

Les éléments lourds en béton armé assurent une bonne isolation aux bruits extérieurs.

g) Confort étanchéité :

Les joints sont rendus hermétiques par la forme géométrique du panneaux et par le dispositif d'étanchéité préconisé.

4.2.2 Éléments constitufs :

a) Fondation :

c'est un radier général en béton armé d'épaisseur variable suivant la nature du terrain.

b) Vide sanitaire :

Les murs du vide sanitaire sont en béton armé coulé sur place à l'aide d'un coffrage métallique. Dans ces murs seront encastrés les boulons de nivellement et d'encrage ainsi que toutes les pièces nécessaires pour la fixation des éléments préfabriqués.

Les épaisseurs du vide sanitaire sont les suivants :

- 25 cm pour les murs supportant les panneaux de pignons.
- 20 cm pour les murs supportant les panneaux de façades.
- 20 cm pour les murs supportant les panneaux intérieurs et les panneaux des joints de dilatation.

c) Les panneaux du plancher :

Les panneaux du plancher du vide sanitaire et ceux des étages courants sont en dalles préfabriquées en béton armé.

Les dimensions des dalles sont de $3,00 \times 2,40$ m, entre axes modulaires et 18 cm d'épaisseur.

Les panneaux du plancher reposent directement sur les murs transversaux (Ils ne reposent pas sur les murs longitudinaux). la superficie supérieure des murs longitudinaux est moins élevée (1 cm au moins) que la superficie des murs transversaux, les panneaux de plancher sont munis d'évidements tubulaires pour économiser le béton.

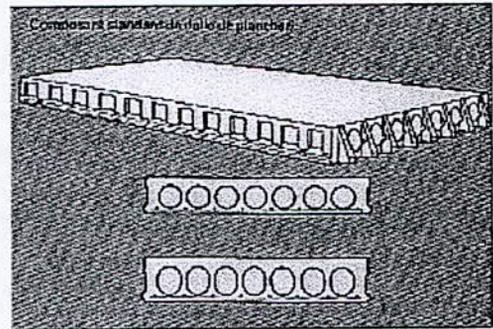


Fig 4-1 : Composition standard de la dalle plancher

Les bouts d'appuis des panneaux de plancher sont crantés. Ils sont munis d'étrier permettant la liaison avec les autres éléments préfabriqués. Chaque panneau de plancher comporte quatre crochets de levage et il est muni ou non de réservation ainsi que d'encastrement suivant les plans.

Les dimensions des dalles balcons sont de $3,00 \times 6,30$ m, entre axes modulaires, et de 18,5 cm d'épaisseur. Celles des dalles de palier de repos sont de $1,48 \times 2,76$ m et de 24,5 cm d'épaisseur. Ces dalles sont munies de plaques d'encastrement pour les gardes corps.

d) Les panneaux extérieurs :

Les panneaux extérieurs sont des éléments préfabriqués en béton armé.

– *Panneaux de façades et pignons :*

Les panneaux de façade et de pignon sont des éléments porteurs de type sandwich.

La géométrie de la couche intérieure correspond assez bien à la géométrie des murs intérieurs. La seule différence est l'épaisseur de la couche intérieure des façades qui est de 15 cm ,

La couche extérieure est reliée à la couche intérieure par de l'acier inoxydable de manière à ce que la dilatation libre de la couche extérieure (à cause du retrait et des variations de la température) n'est pas empêchée.

La couche extérieure est séparée de la couche intérieure par une plaque de polystyrène de 5 cm d'épaisseur.

Les panneaux de façades et de pignons comportent des boulons et des plaques d'assise pour le décoffrage, le transport, le nivellement et les goujons permettent d'éviter les cintrements des panneaux sous l'effet de la température. Les cotés latéraux des éléments sont munis de crantage et d'étriers assurant la liaison entre les éléments.

Dimension : 3,00×3,00 m (entre axes modulaires) pour façade
4,80×3,00 m (entre axes modulaires) pour pignon.

Épaisseur : 28 cm (15+5+8) pour façade.
33 cm (20+5+8) pour pignon.

– *Acrotères :* Il existe deux types d'acrotère :

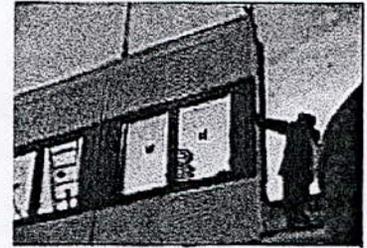


Fig 4-2 :Panneau de façade

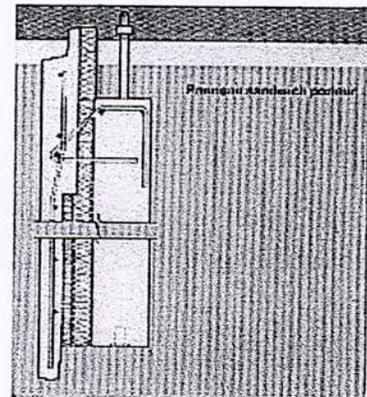


Fig 4-3 :Panneau sandwich porteur

- les acrotères de façades ont la forme de " L" et une longueur de 3,00 m entre axes. Les sections du voile sont de 40×13 cm. Les acrotères sont munis de réservation au niveau du talon pour la fixation.

e) Les panneaux intérieurs :

Les panneaux intérieurs sont des éléments avec une épaisseur de 20 cm. Ils sont coulés dans des moules batteries, donc des moules verticaux. Leurs deux cotés verticaux sont crantés ainsi que les cotés supérieurs et inférieurs.

Les panneaux intérieurs possèdent deux nappes d'armatures. Ils sont aussi munis de boucles en forme de poire placées sur les deux cotés verticaux.

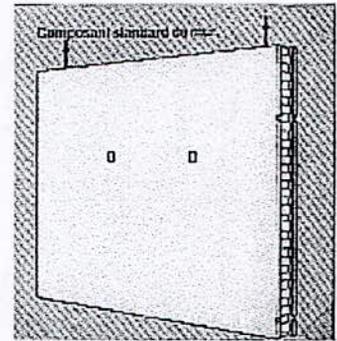


Fig4-4 : Panneau intérieur

f) Dalles de palier de repos :

Ce sont des Dalles pleines en béton armé de 24,5 cm d'épaisseur et de dimensions 1,48×2,76 m. Elles sont munies de crantages et d'étriers ainsi que de plaques d'encastrement pour les gardes-corps.

Elles s'appuient sur les consoles qui se logent dans les murs transversaux de la cage d'escalier.

g) Dalles de palier :

Les panneaux de palier sont des panneaux de dalle, s'appuyant directement sur la superficie des panneaux des murs transversaux.

h) Les volées d'escalier :

Les volées d'escalier sont des éléments préfabriqués en béton armé. Les dimensions des volées sont de 2,25×1,23 m avec une épaisseur de 25 cm.

Les cotés latéraux sont conçus de façon à assurer l'appui et la liaison de la volée et du palier.

i) Terrasse :

La terrasse est inaccessible. Elle est destinée à recevoir une étanchéité multicouches pour assurer une bonne isolation thermique.

j) Matériaux :

- éléments préfabriqués : béton ordinaire dosé à 350 kg/cm^3 .
- voiles du vide sanitaire : béton ordinaire dosé à 400 kg / cm^3 .
- joints verticaux et horizontaux : béton ordinaire dosé à 400 kg / cm^3 .
- acier à haute adhérence : H.A
- acier doux.
- treillis soudés
- boulons de montage : type M.24-Fe E22-A42.3
- isolant : polystyrène expansé.
- matériaux d'étanchéité : bande de Néoprène.

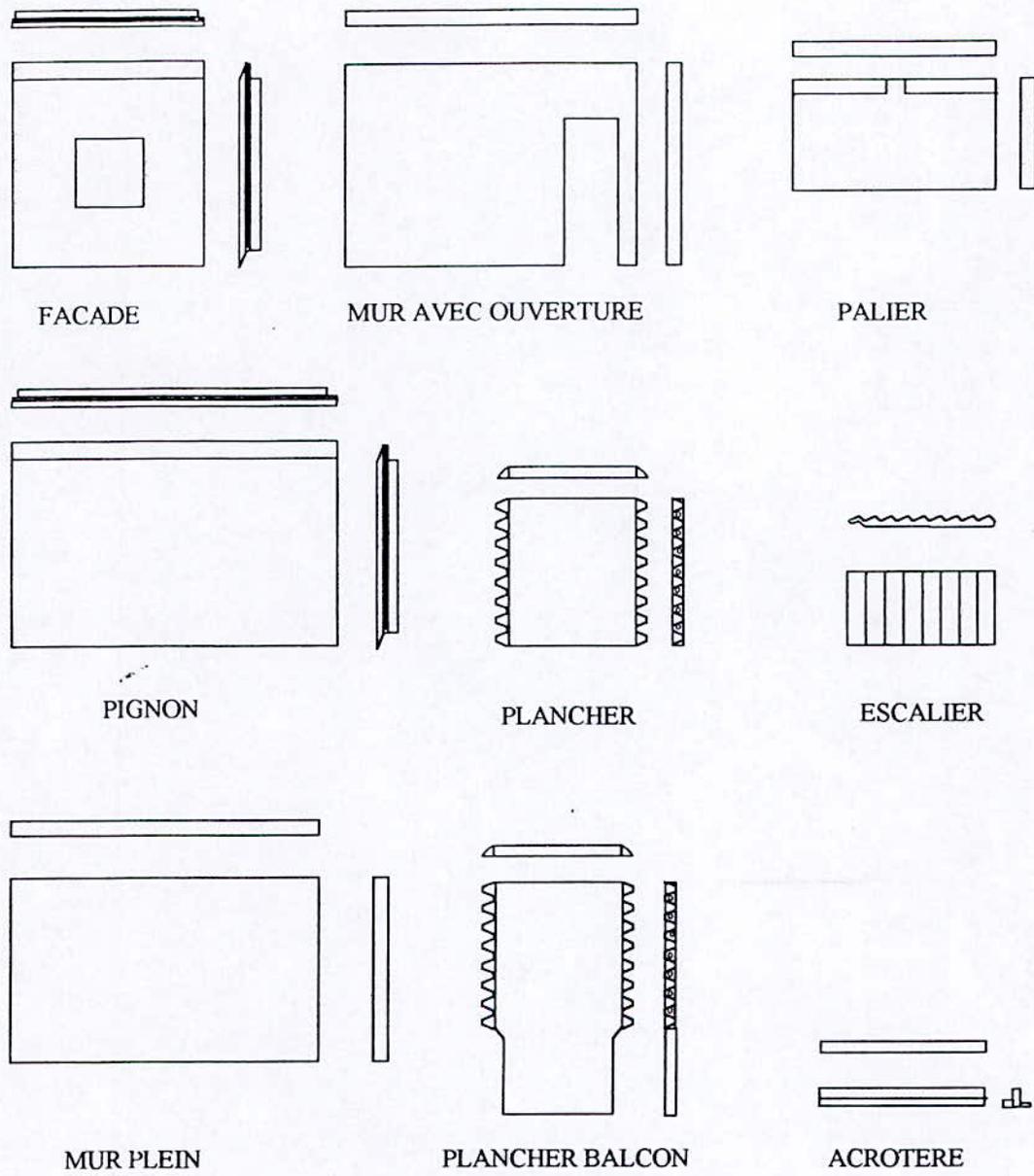


Fig 4-5 : Types d'éléments préfabriqués

4.3 CONFECTION DES ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS :

Les éléments préfabriqués composant les bâtiments seront réalisés en usine et seront confectionnés de différentes manières, suivant leur destination.

Le béton servant au coulage des éléments préfabriqués est préchauffé au niveau de la centrale à béton, par injection de vapeur dans les malaxeurs (au moment du malaxage) et transporté aux différentes lignes de fabrication au moyen de skips circulant sur une voie surélevée.

4.3.1 Éléments planchers :

Ils sont produits dans des moules horizontaux mobiles. Une machine à évidement est disposée au poste de bétonnage pour permettre de réaliser des évidements dans les dalles.

Le durcissement du béton est réalisé par injection de vapeur dans les chemises remplies d'eau et faisant partie du moule. Les moules sont ensuite empilés les uns sur les autres, et recouverts d'une caisse calorifugée pour éviter les pertes de chaleurs.

Les dalles sont décoffrées et transportées horizontalement.

4.3.2 Éléments de façades et de pignons :

Ils sont réalisés dans des moules horizontaux et sont fabriqués de la façon suivante :

- coulage de la première couche de béton.
- pose de l'isolation de polystyrène expansé.
- coulage de la deuxième couche du béton de parement.

Le décoffrage des éléments s'effectue sur des tables basculantes.

Les éléments sont transportés verticalement après décoffrage.

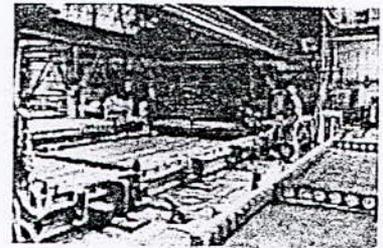
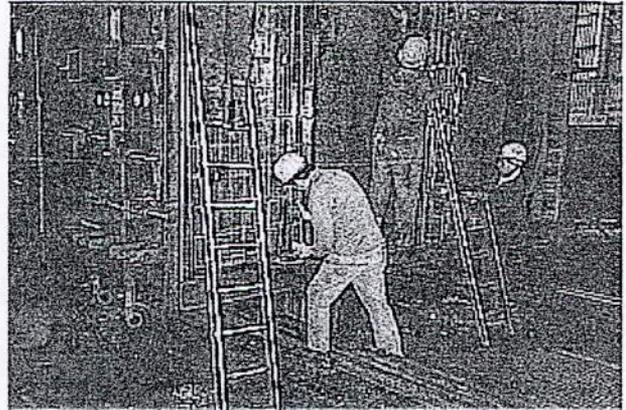


Fig4-6 : Moules pour la production des éléments horizontaux

4.3.3 Éléments verticaux intérieurs :

Ils sont confectionnés dans des batteries verticales à fonctionnement continu. Une fois fermées, les batteries forment des alvéoles où le béton sera coulé.

Le durcissement du béton se fait par injection de vapeur dans des chemises remplies d'eau et faisant partie de la batterie verticale. Le traitement thermique par vapeur permet le démoulage après 4 heures d'étuvage. Le cycle normal de fabrication est de six heures.



4.3.4 Éléments spéciaux :

Il sont confectionnés dans des moules spéciaux fixés. Le durcissement du béton se fait par injection de vapeur dans les chemises remplies d'eau.

Remarque : si une procédure de contrôle de qualité systématique est établie, il est possible d'obtenir une production et un montage rapide et efficace ainsi qu'une économie de matériaux.

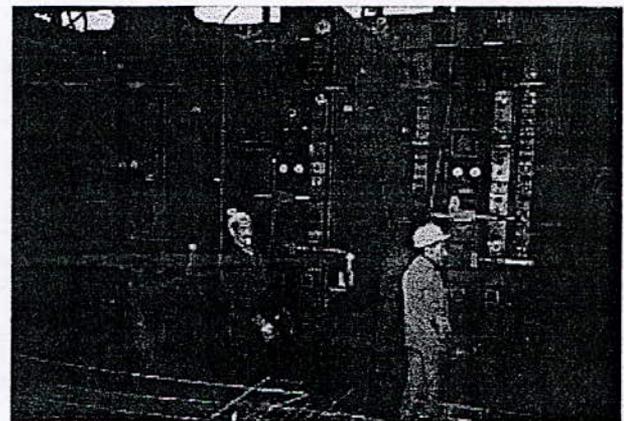


Fig4-7 :Moules pour la production des éléments verticaux

4.4 STOCKAGE DES ELEMENTS PREFABRIQUES A L'USINE :

Après durcissement, les éléments préfabriqués sont décoffrés et transportés dans la zone de stockage. Les dalles normales sont stockées horizontalement et empilées les unes sur les autres.

Chaque dalle est disposée sur appuis, pour éviter des déformations excessives durant le stockage.

Les dalles de balcon sont stockées verticalement de la même façon que les éléments

verticaux . Les éléments de façade et pignons, ainsi que les éléments intérieurs sont stockés verticalement sur les bugs de stockage.

Les éléments spéciaux sont stockés horizontalement.

4.5 TRANSPORT DES ELEMENTS PREFABRIQUES :

Après la période de durcissement , les élément sont livrés au chantier de montage. Les dalles normales et les éléments spéciaux sont transportés horizontalement sur des remorques tractées.

Les éléments de dalles de balcon, de façades, de pignons, et des murs intérieurs sont transportés sur des skips ou remorques spéciales tractées.

4.6 MISE EN ŒUVRE ET ORDONNANCEMENT :

La construction du gros œuvre des bâtiments se fait par l'assemblage sur chantier des éléments préfabriqués en usine.

L'organisation du montage est réglée par niveaux successifs d'un même immeuble.

Le montage des éléments préfabriqués commence par la pose des éléments du plancher du R.D.C sur les murs verticaux du vide sanitaire où seront encastrés les boulons de nivellement et d'ancrage ainsi que toutes les pièces nécessaires pour la fixation des éléments préfabriqués.

Le processus de montage des éléments préfabriqués constituant la superstructure est le suivant :

- Nettoyage et nivellement des boulons de montage et mise en place des plaques d'étaie.
- Pose et étaie des éléments verticaux (mur intérieur et façade).
- Pose du mortier au dessous des panneaux.
- Pose et réglage des dalles (l'ordre de montage des dalles est donnée en fonction du plan de repérage et de montage).
- Coffrage des joints verticaux et horizontaux.
- Serrage des boulons de liaison des éléments d'escaliers.

- Pose et réglage des éléments d'escaliers à l'étage inférieur.
- Mise en place des armatures des joints verticaux et horizontaux.
- Arrosage des joints verticaux et horizontaux.
- Contrôle et réglage des boulons de montage.
- Coulage des joints verticaux et horizontaux puis vibration.
- Pose de la bande *Néoprène* et du *Mastic* : l'étanchéité des joints verticaux est réalisée par un calfeutrement empêchant la chute de mortier dans la partie avant et d'une bande de Néoprène introduit dans une cannelure placée au voisinage du parement extérieur.
- Desserrage des écrous des boulons de montage.
- Enlèvement des étais pour les placer au niveau supérieur.
- Remplissage de toutes les réservations des boulons de montage et autres.
- Mise en place du joint horizontal . L'étanchéité des joint horizontaux est réalisée par la pose de polystyrène de 50x50 cm sur une couche de bitume et bourrage en mortier après la pose du panneau de l'étage supérieur.
- Répétition des opérations pour les étages supérieurs.
- Les acrotères sont posés au droit de leur réservation sur les boulons de montage des éléments verticaux de façades et pignons correspondants.
- L'étanchéité des joints de dilatation des façades est réalisée à l'aide d'un dispositif fixant une bande de Néoprène « dura-joint » type5 à la latte . Cette dernière est fixée avant le coulage par l'intermédiaire d'un clou.

4.7 AVANTAGES ET INCONVENIENTS DU SYSTEME COOPAL :

a) avantages :

Les panneaux préfabriqués en usine présentent les avantages suivants :

- rapidité de montage et d'assemblage sur chantier
- pas de risque de fissuration . phénomène très répandu dans les panneaux

- sandwichs reliés par des nervures rigides .
- Réduction des ponts thermiques et suppression des risques de condensation de vapeur d'eau dans les locaux .
- Économie en énergie (absence de soudure) .
- Confort intérieur, élimination des renflements dus aux poteaux et poutres.
- Limitation du gaspillage des matériaux sur chantier et réduction du nombre d'ouvriers qualifiés

b) inconvénients :

- La qualité architecturale de ce système n'offre ni une liberté de choix de la composition volumétrique, ni une variété de traitement architectonique compte tenu du traitement des panneaux et de leur mode d'articulation.
- La simplicité des façades et de la volumétrie des bâtiments engendrent une grande monotonie de l'ensemble.
- Le poids des éléments nécessite des moyens de levage et de transport adéquats.
- Les épaisseurs exagérées des composants entraînent une grande consommation de matériaux.

4.8 L'ENTREPRISE DETENTRICE DU SYSTEME :

L'entreprise de construction ECSM dont le siège se trouve à Sidi Moussa est la seule à détenir le système COOPAL, son unité de production a été installée par une firme danoise (A. Jespersen & Son international A.S). La mise en service s'est effectuée en 1976. Sa capacité de production était de dix logements par jour.

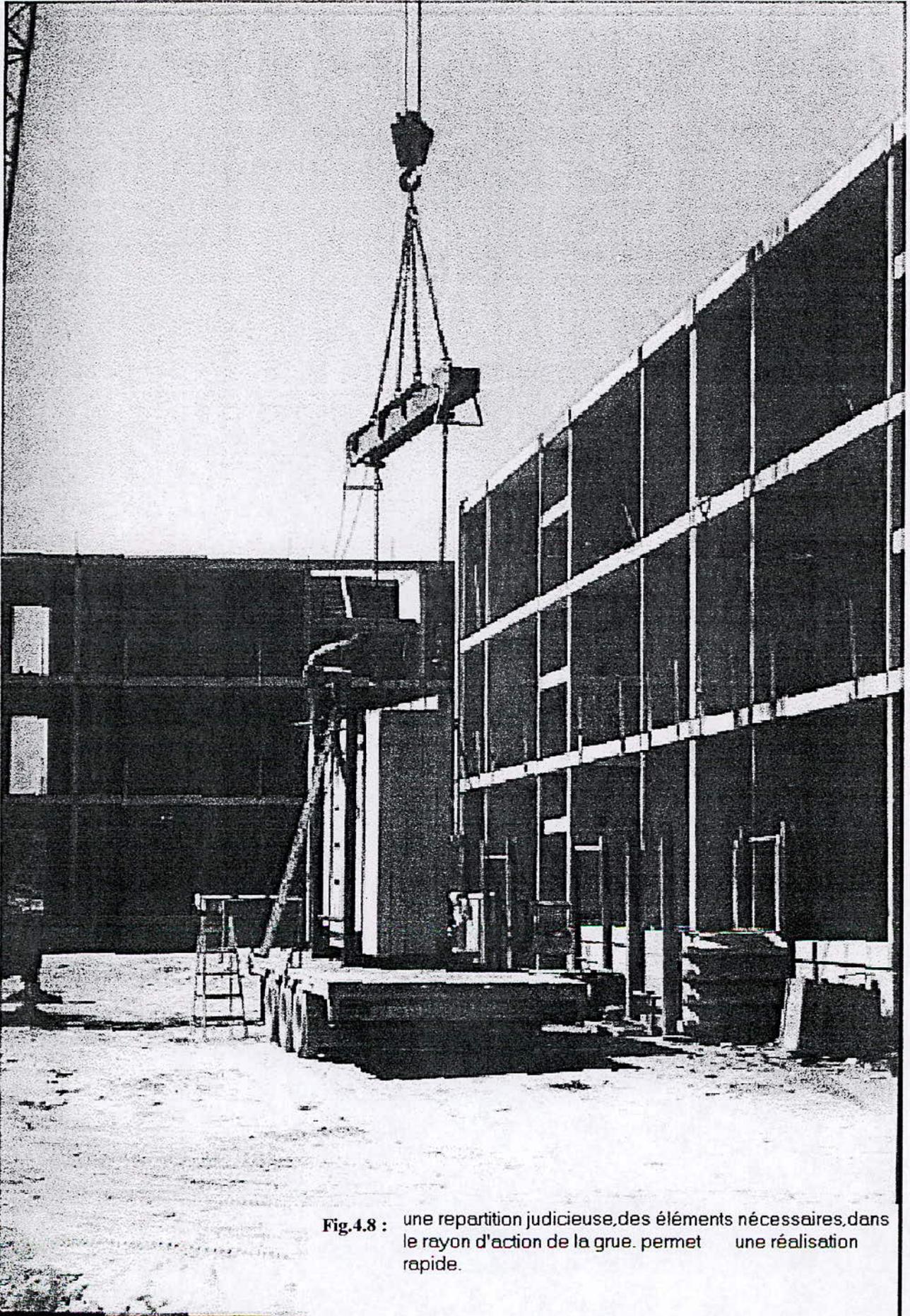


Fig.4.8 : une repartition judicieuse,des éléments nécessaires,dans le rayon d'action de la grue, permet une réalisation rapide.

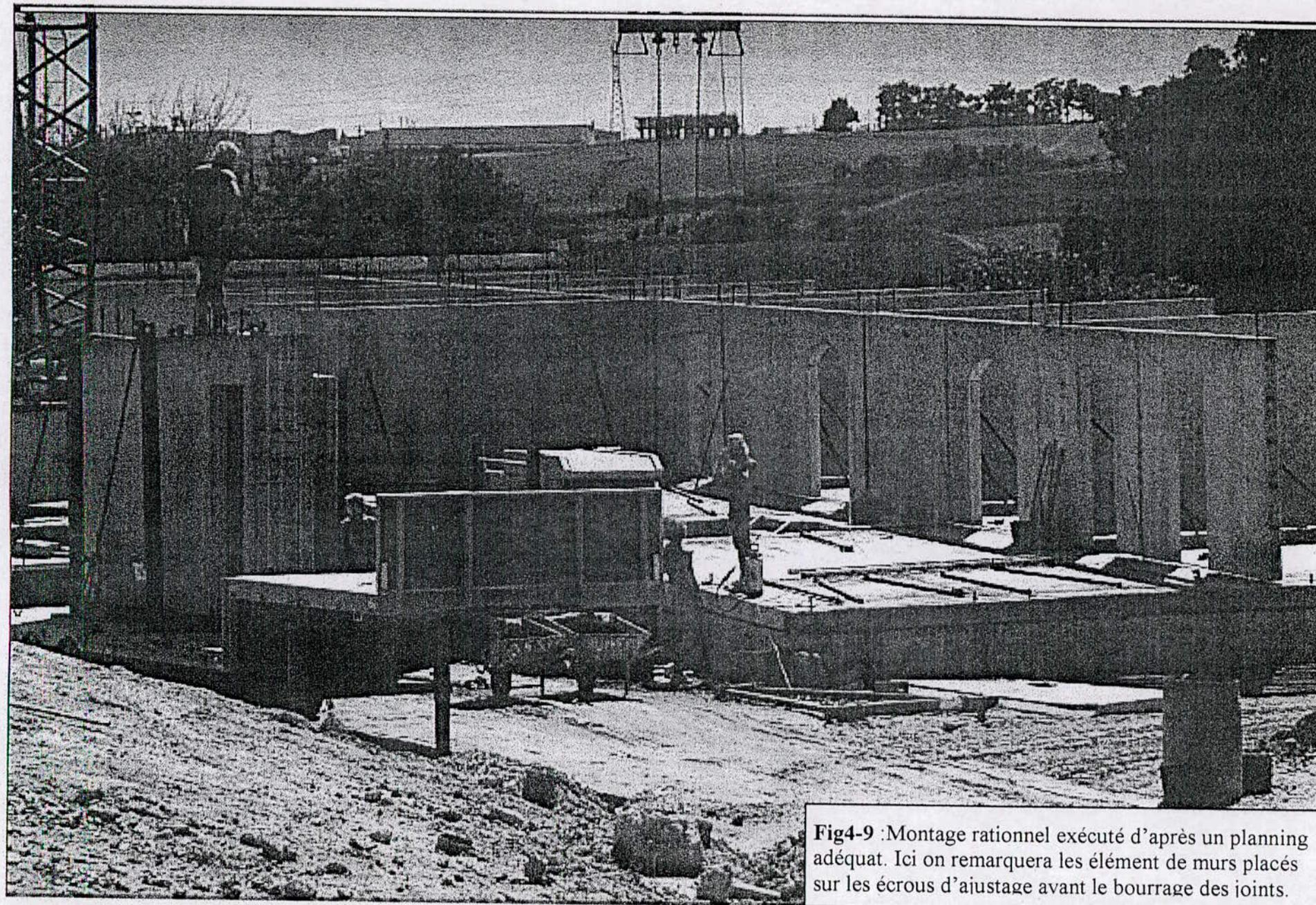


Fig4-9 :Montage rationnel exécuté d'après un planning adéquat. Ici on remarquera les élément de murs placés sur les écrous d'ajustage avant le bourrage des joints.

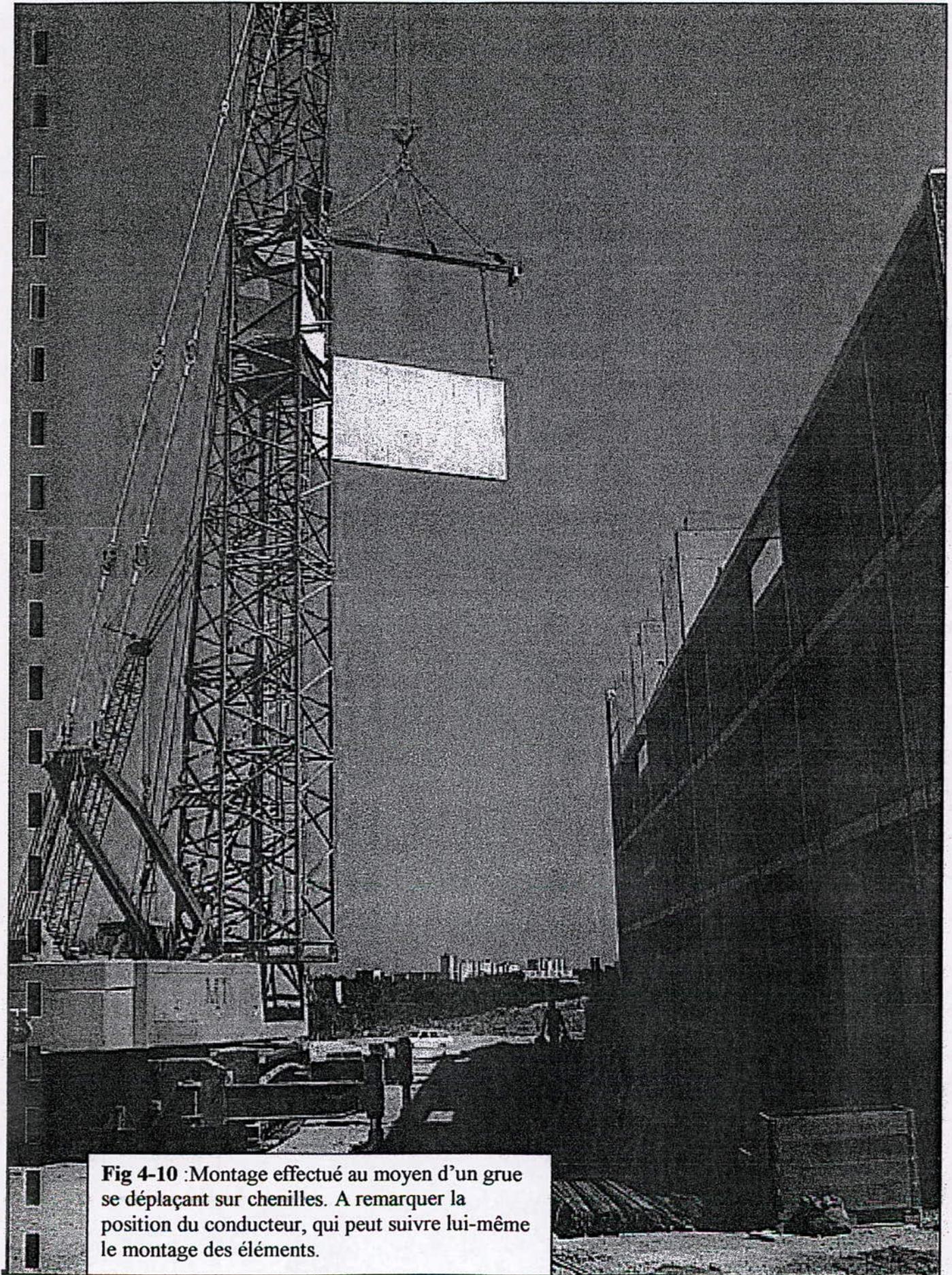


Fig 4-10 :Montage effectué au moyen d'un grue se déplaçant sur chenilles. A remarquer la position du conducteur, qui peut suivre lui-même le montage des éléments.

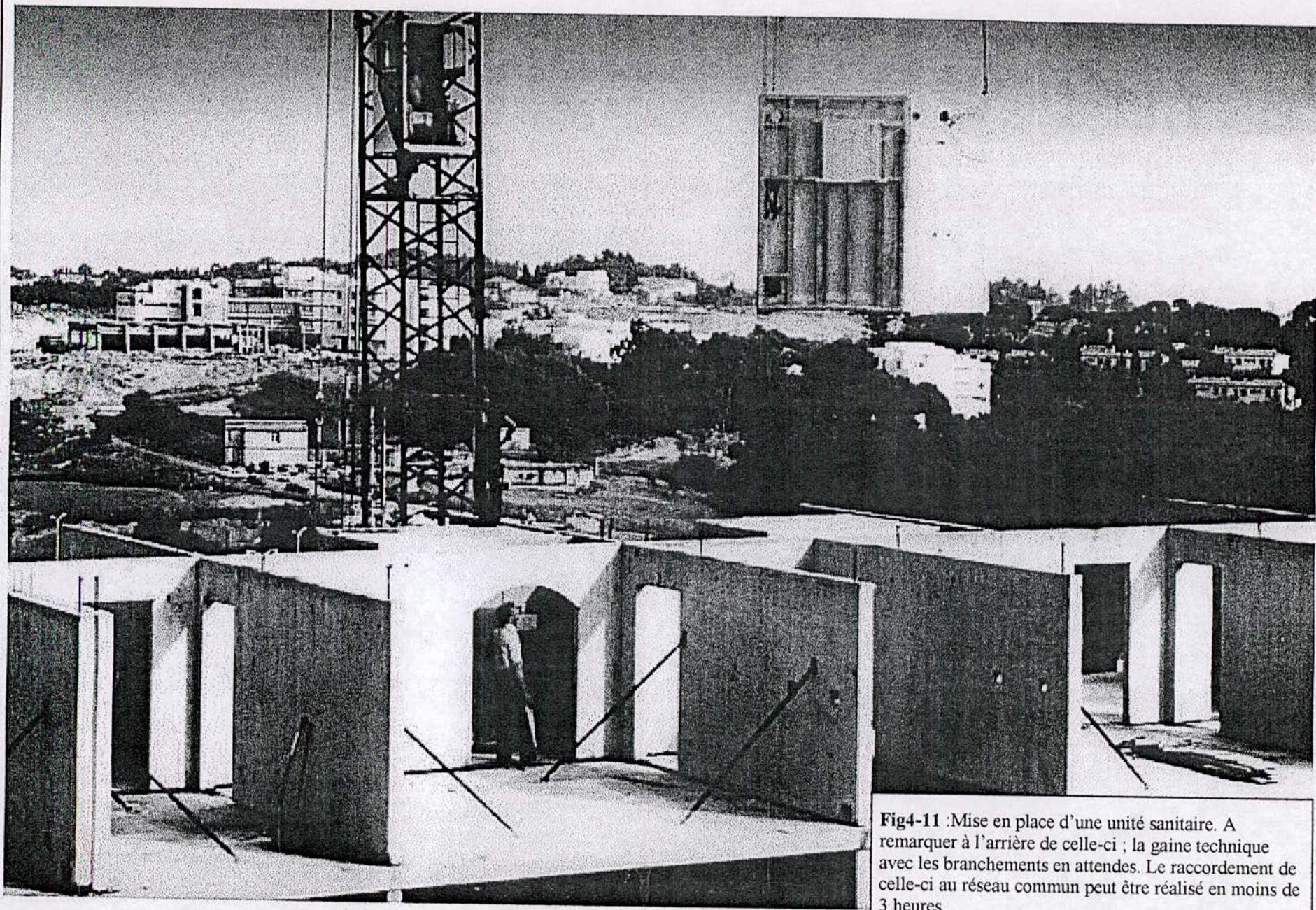


Fig4-11 : Mise en place d'une unité sanitaire. A remarquer à l'arrière de celle-ci ; la gaine technique avec les branchements en attentes. Le raccordement de celle-ci au réseau commun peut être réalisé en moins de 3 heures.

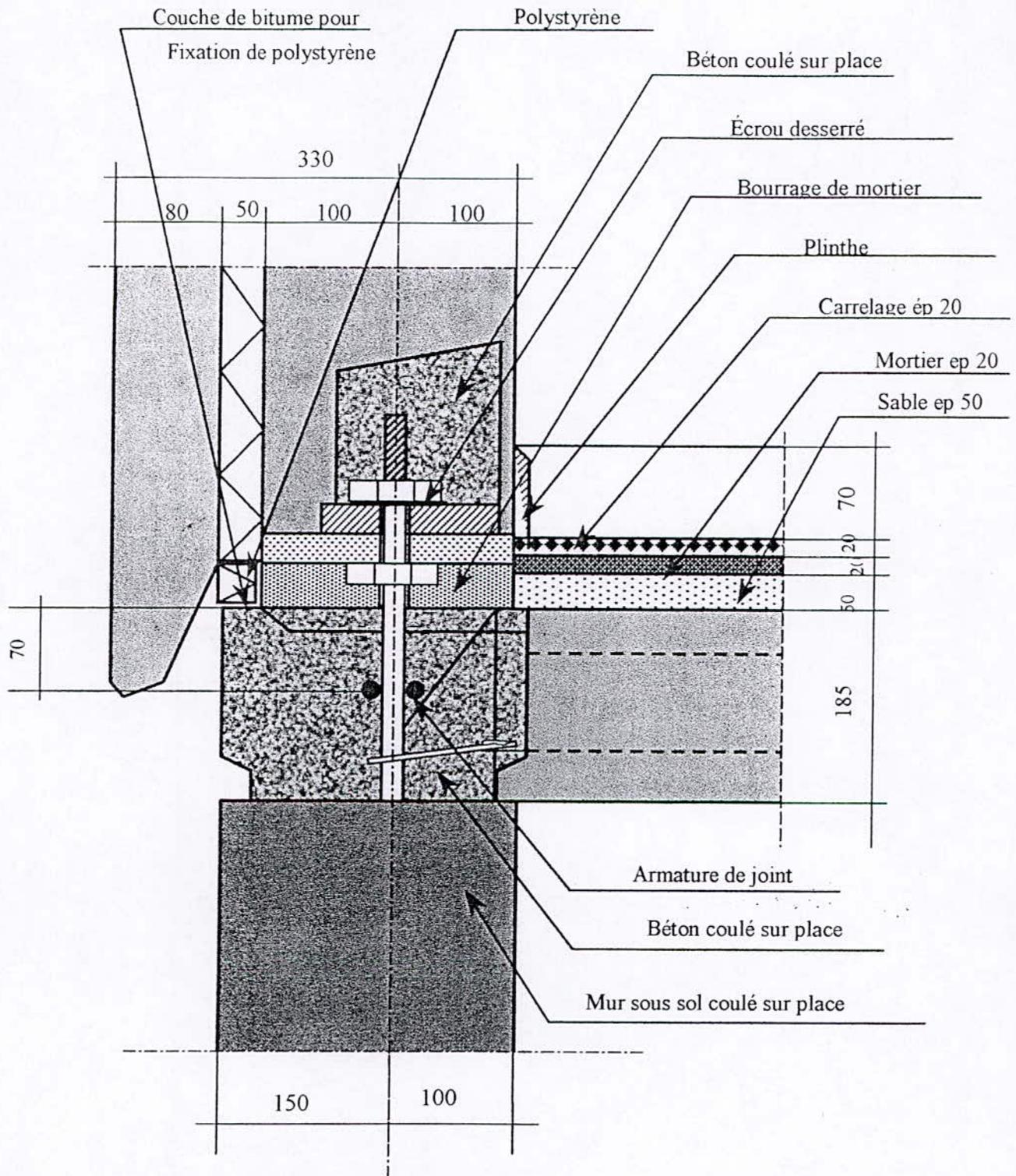


Fig4-12: Joint entre pignon et mur de s/sol

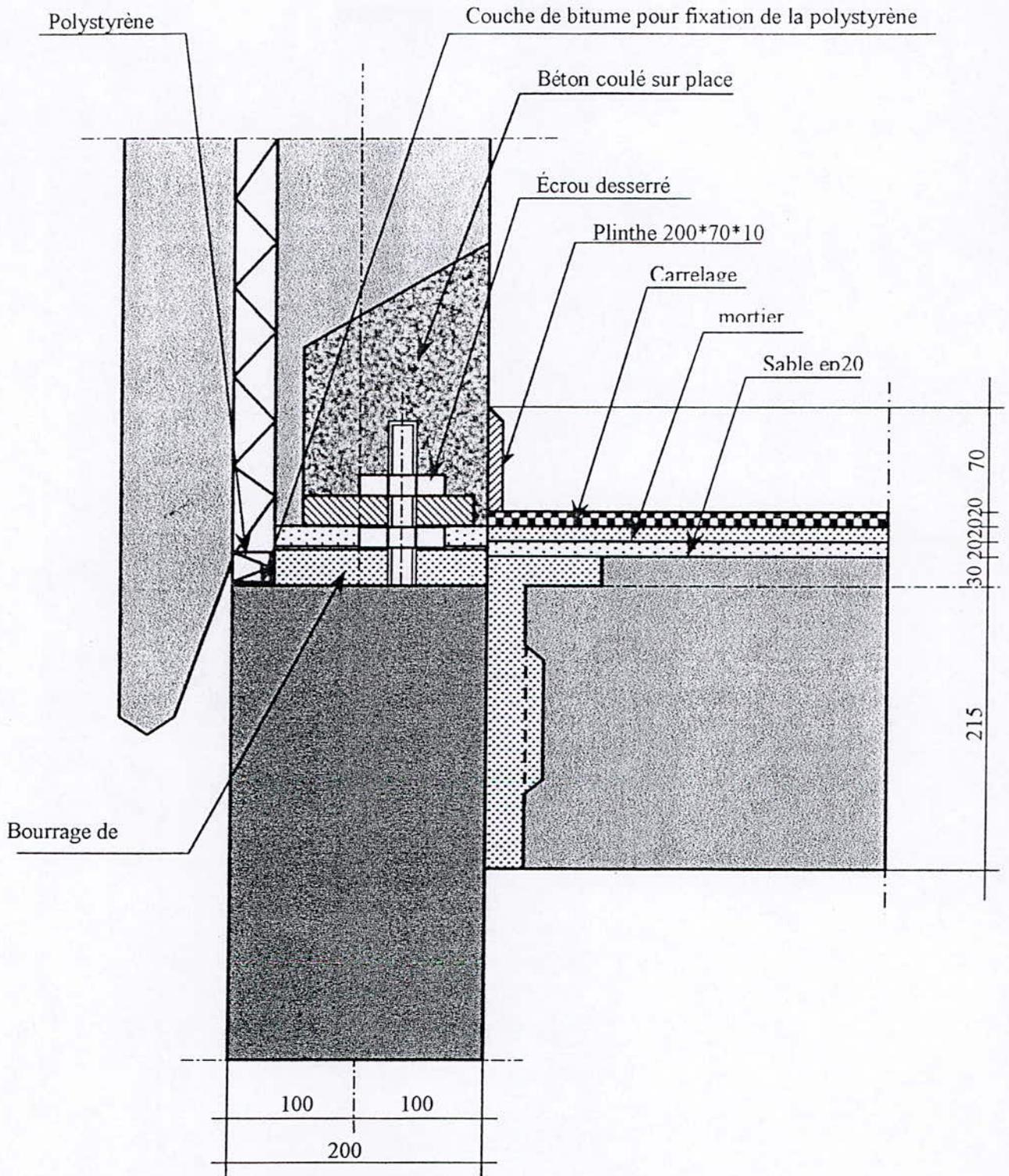


Fig4-13 : Joint entre palier et mur de façade du vide sanitaire

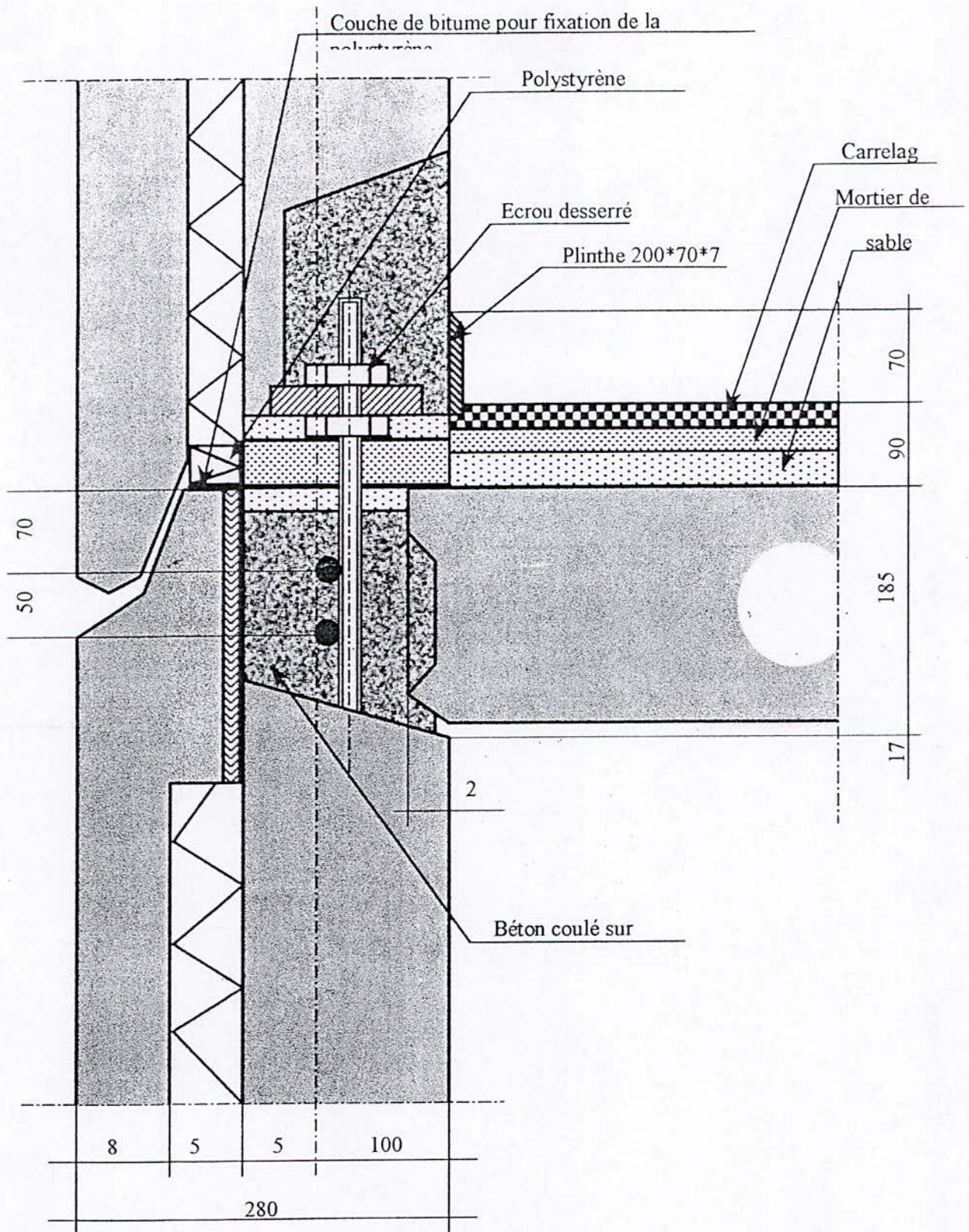


Fig4-14 : Fixation verticale entre façades

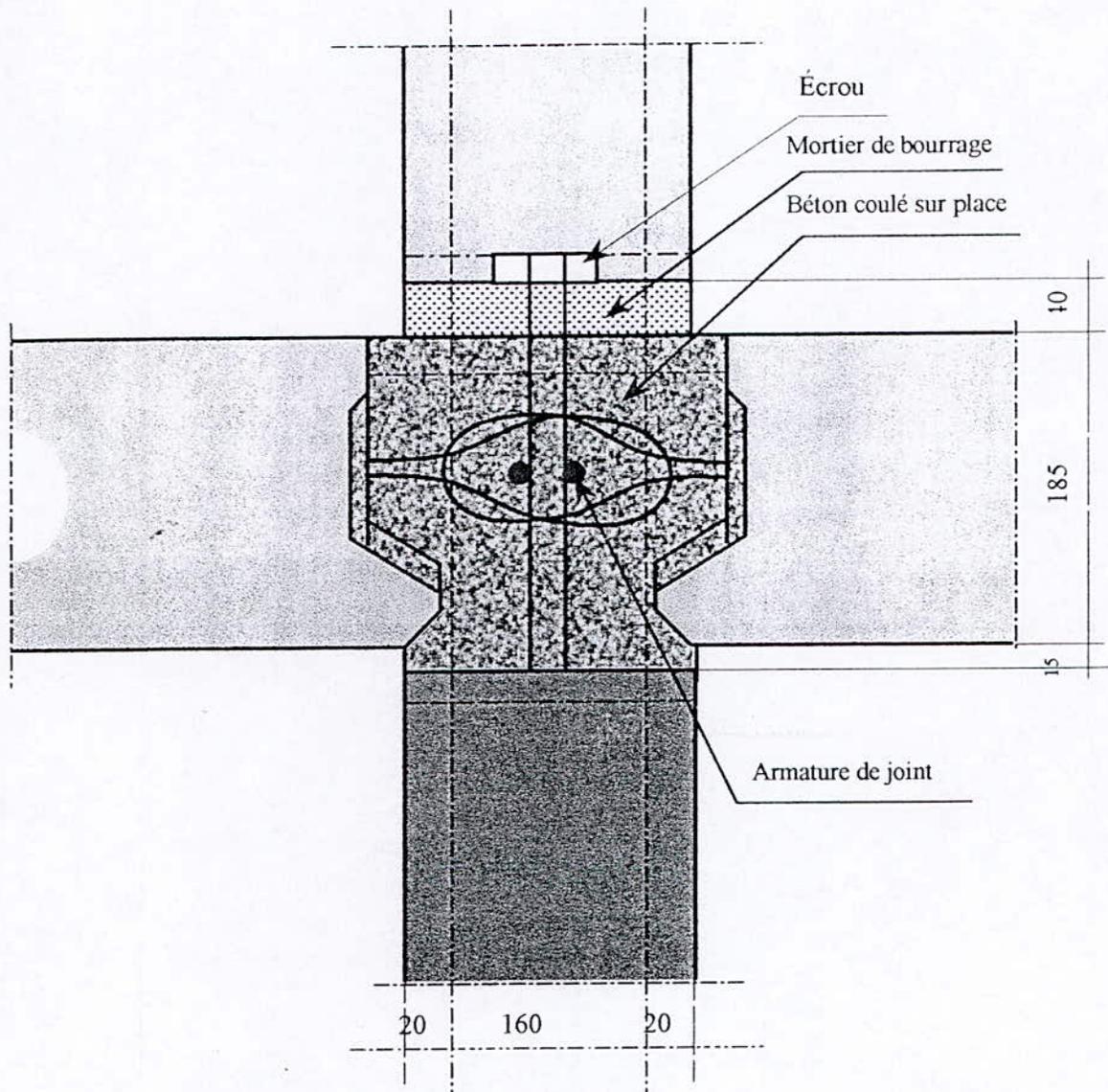


Fig4-15: Joint entre dalle et mur longitudinale du vide sanitaire

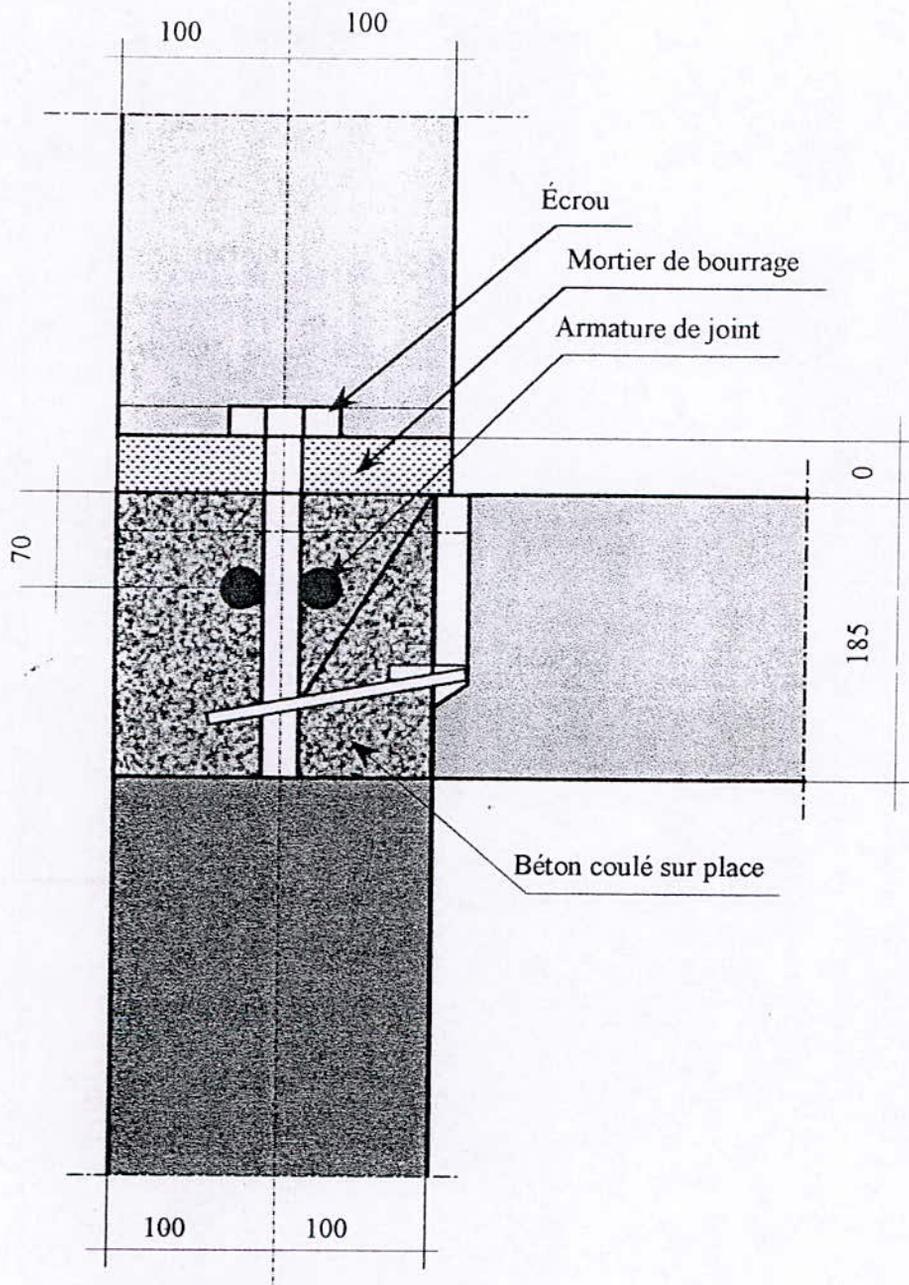
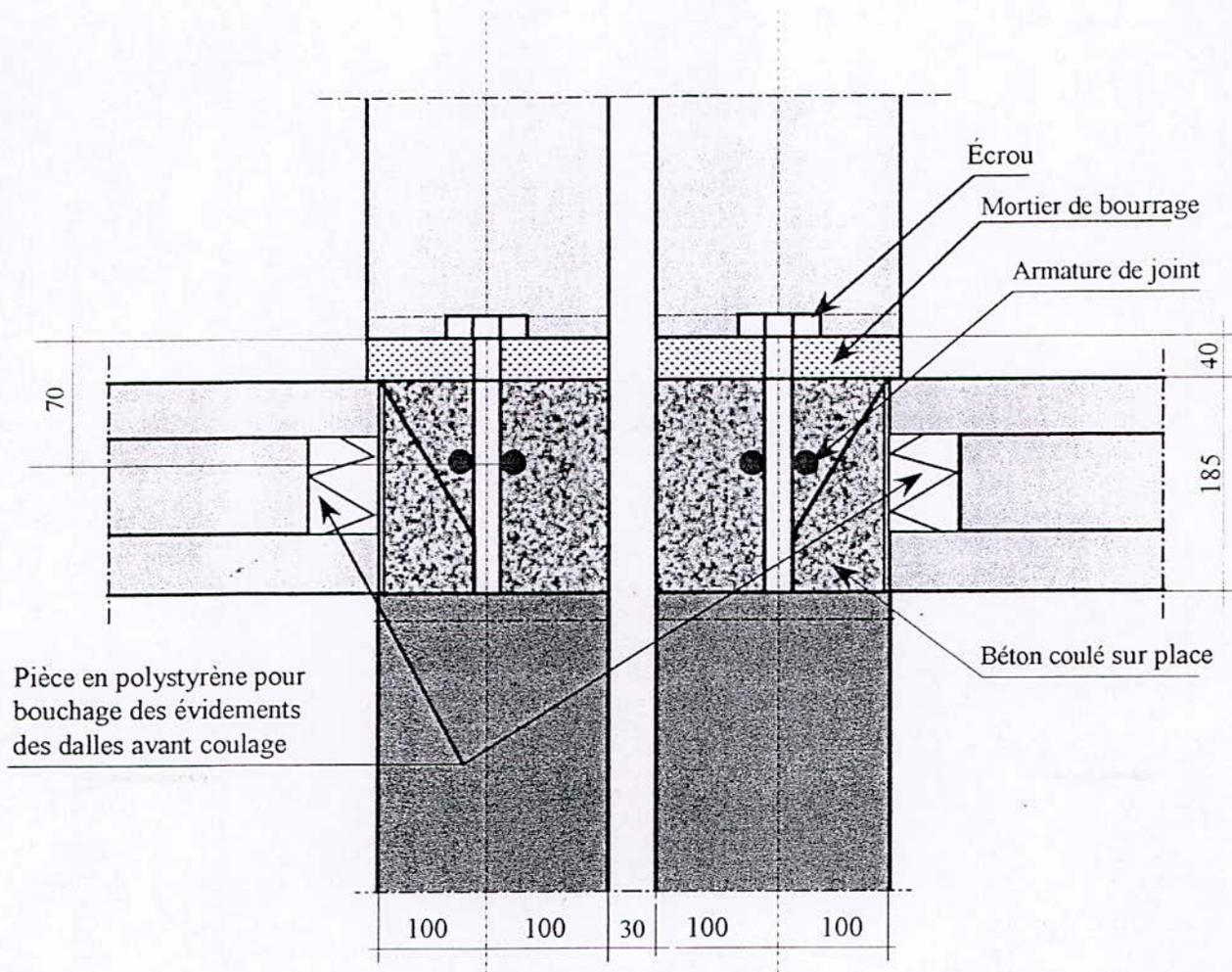


Fig4-16 : Joint entre dalle et mur d'escaliers du vide sanitaire



*Fig4-17: Joint entre dalle et mur du vide sanitaire
Joint de dilatation*

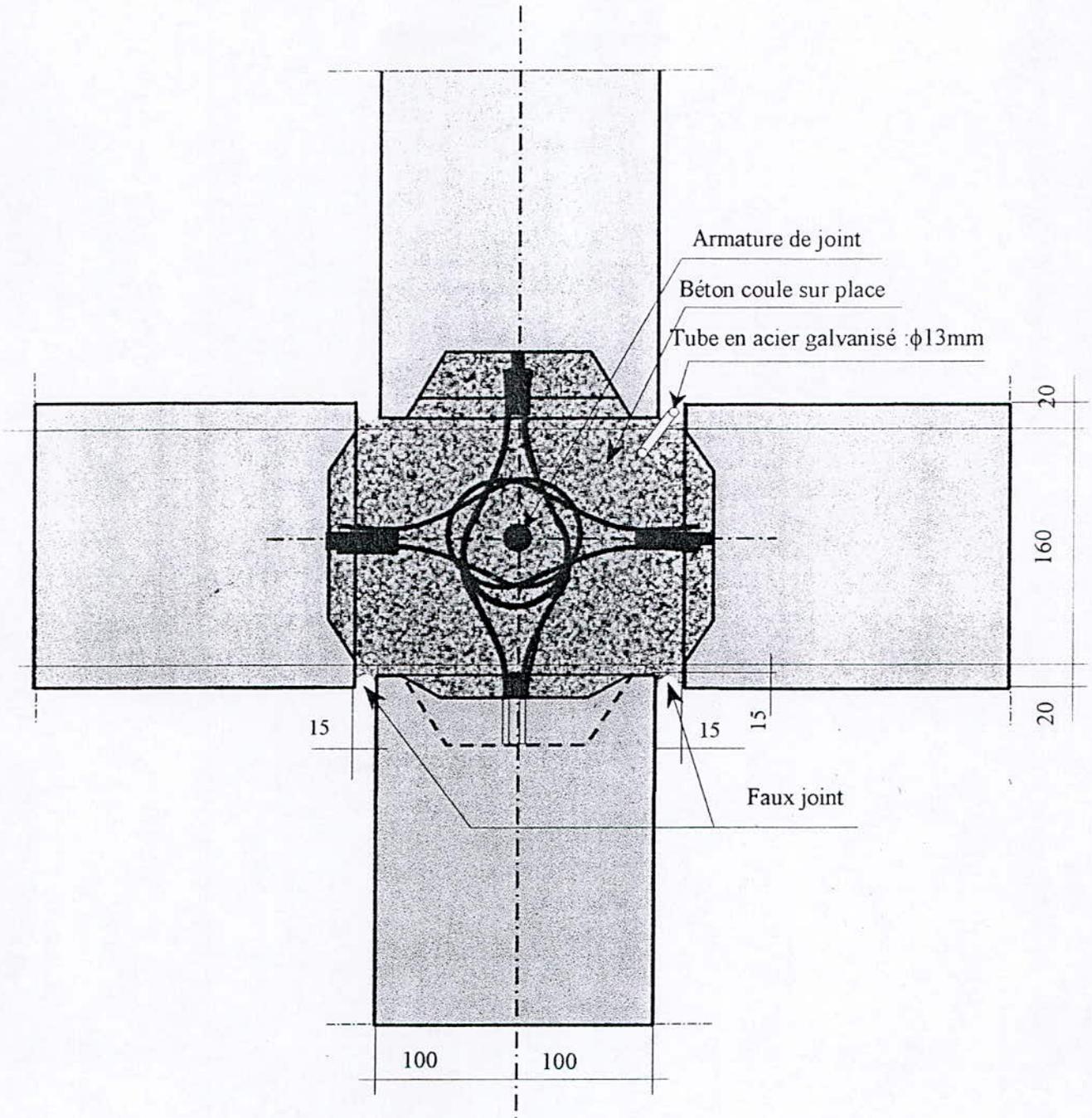


Fig4-18 : Joint entre mur longitudinal et mur transversal

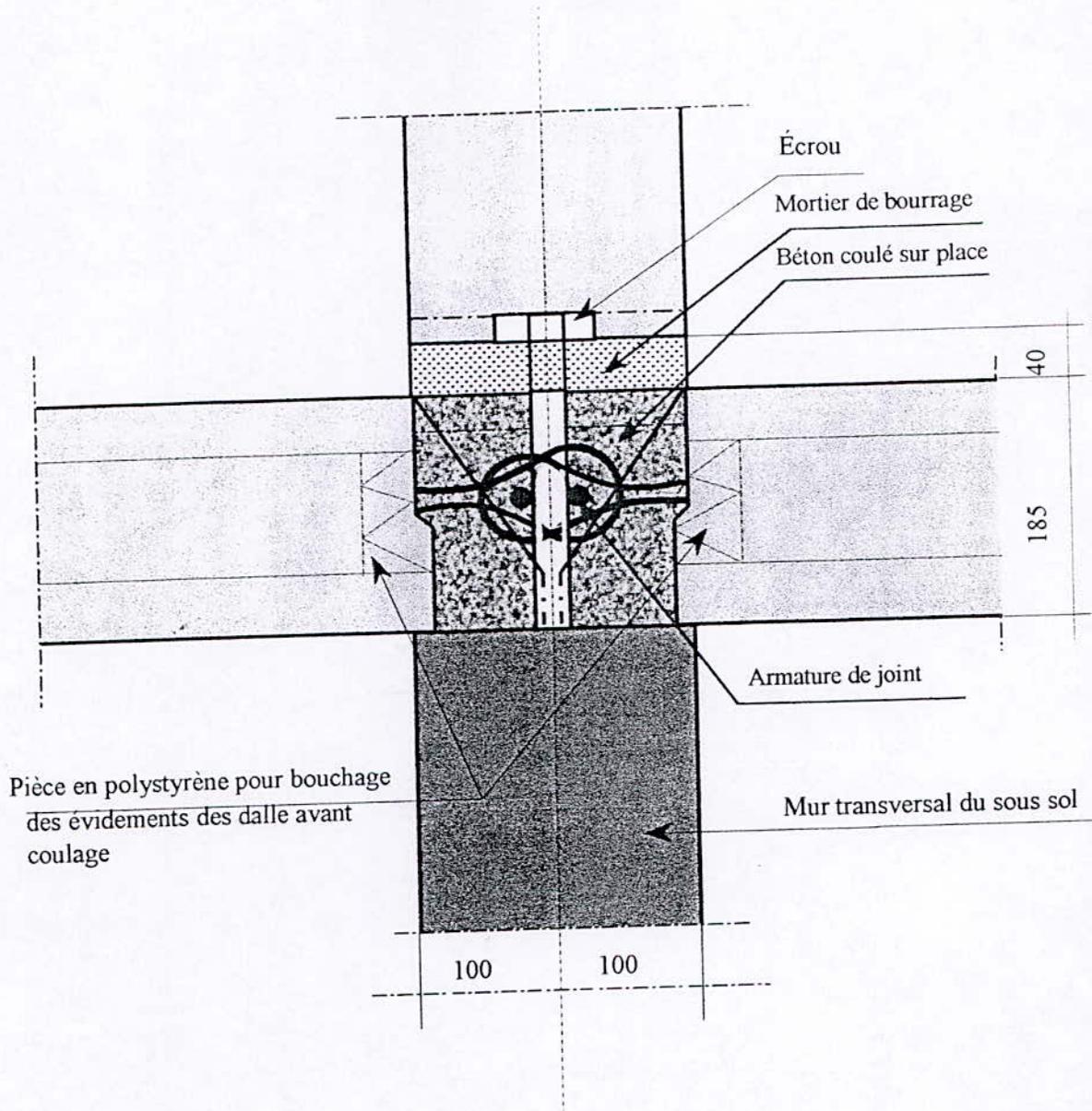


Fig4-19: Joint entre dalle et mur transversal du vide sanitaire

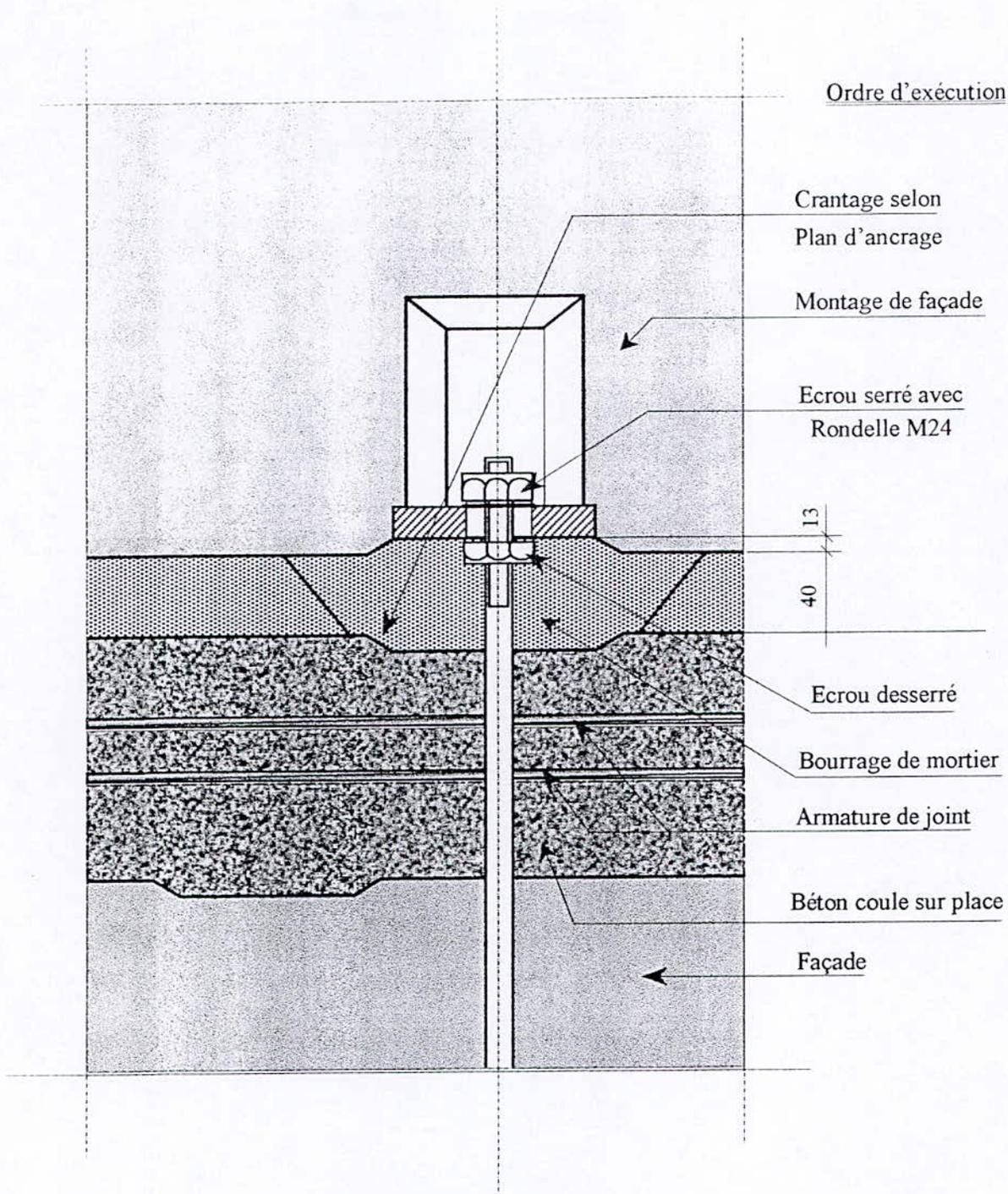


Fig4-20: Fixation verticale entre façades

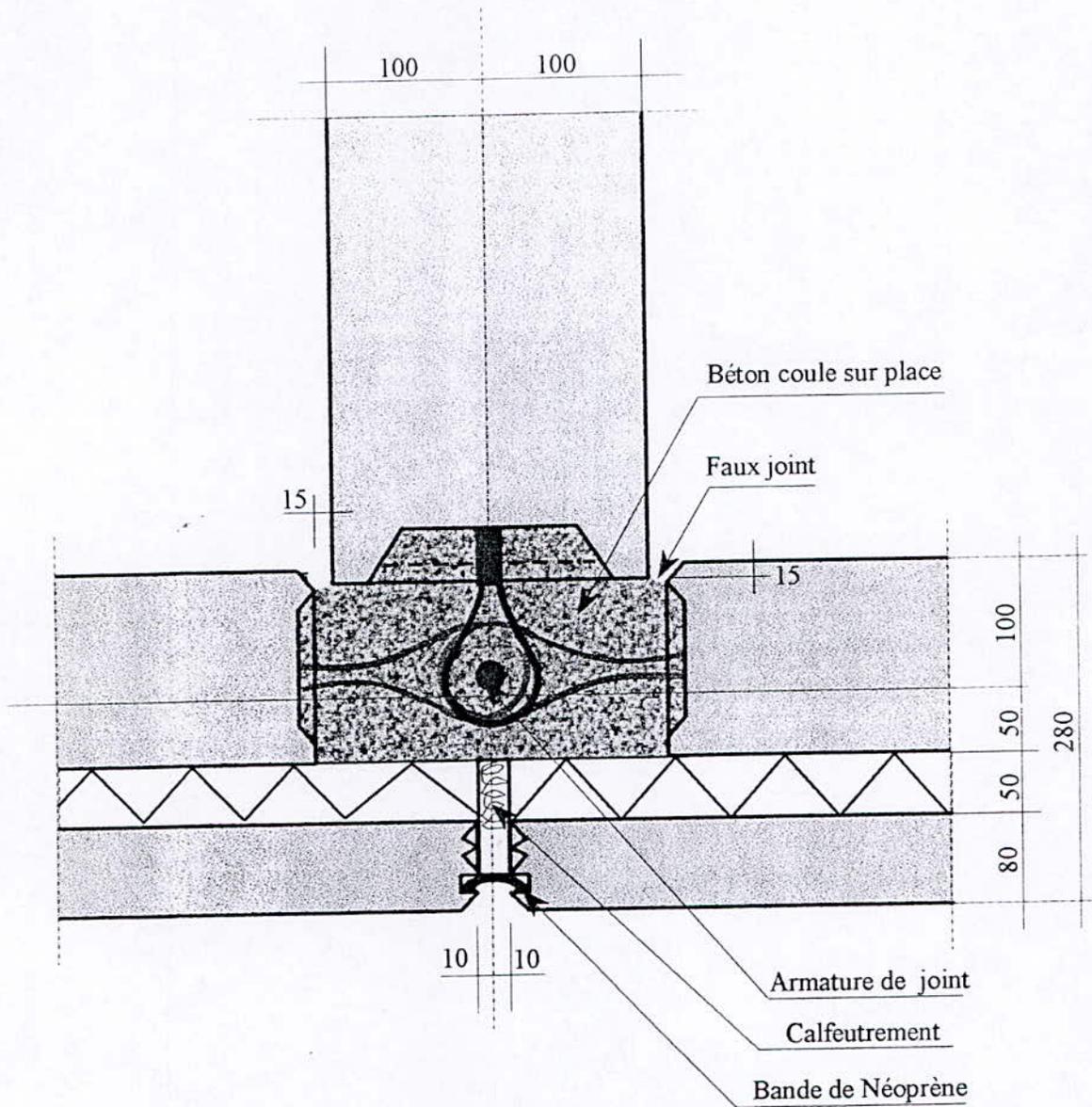


Fig4-21: Joint entre façade et mur transversal

==== Chapitre V ====
RAPPORT DE CONSTAT.

*« Parmi les paroles sont les nombres, qui
sont les paroles les plus simples »*

Paul Valery.

CHAPITRE V
RAPPORT DE CONSTAT

5.1 INTRODUCTION :

L'explosion a soufflé trois panneaux de la façade postérieure entraînant avec eux les volées des escaliers des trois premiers niveaux (voir photo n°: 5-4).

Cet état de fait n'a eu aucune répercussion sur la stabilité d'ensemble du bâtiment et n'a engendré aucune déformation des éléments porteurs.

Le bâtiment n'a pas fait l'objet de mesures urgentes d'étaieement servant à aider les panneaux endommagés à reprendre les efforts qui les sollicitent. Dans ce chapitre les principaux dégâts relevés seront énumérés.

Les solutions retenues, et les différents commentaires feront l'objet d'un autre chapitre.

5.2 DÉGÂTS RELEVÉS :

Après la visite des lieux, nous avons constaté et relevé les dégâts qui ont affecté principalement la cage d'escaliers, les panneaux de façade et les murs porteurs mitoyens à la cage d'escalier.

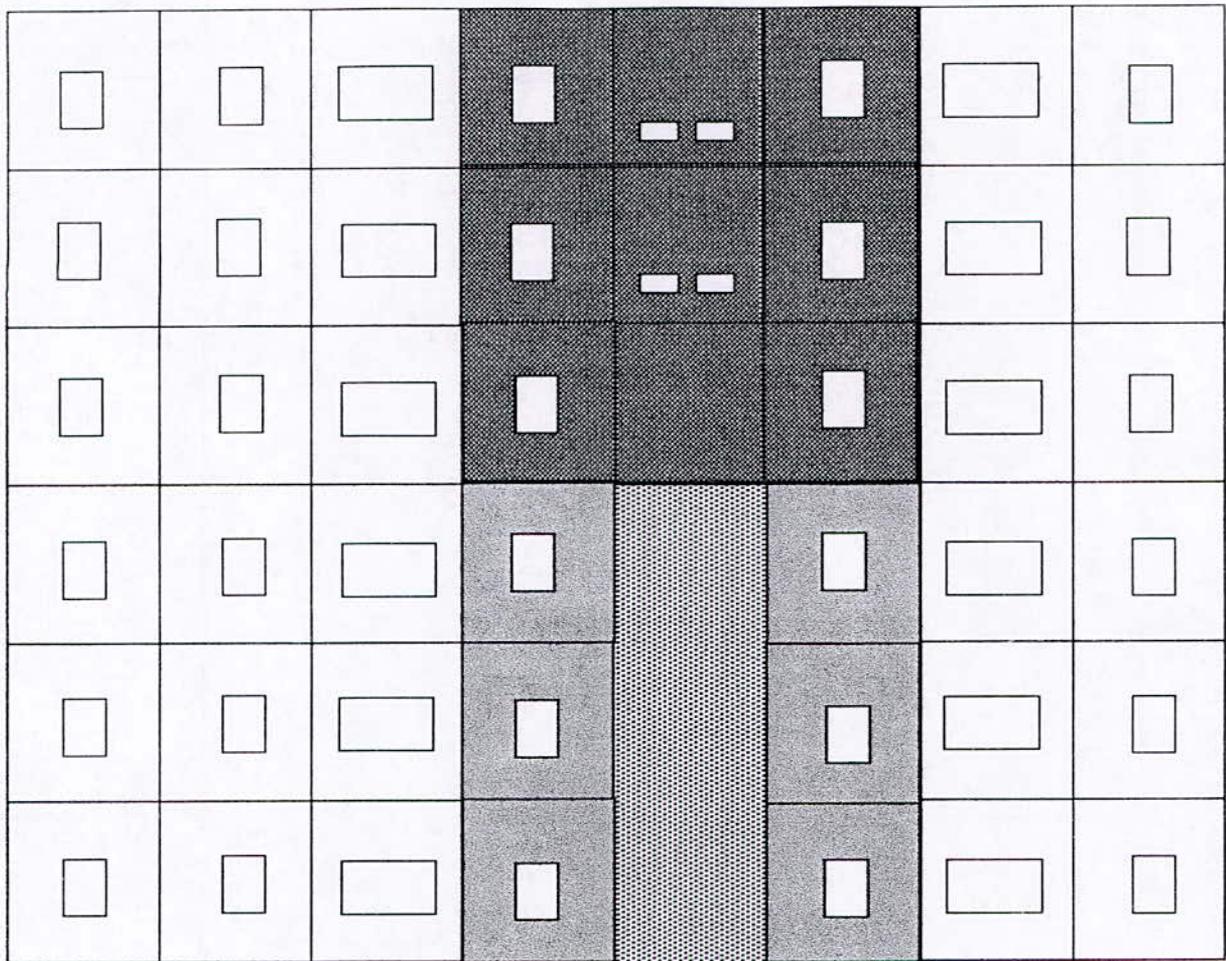
- Les trois panneaux de façade de la cage d'escaliers ont été complètement soufflés, six (6) autres plus ou moins endommagés ; le reste est récupérable en moyennant d'une reprise (voir fig :5-1).
- L'accès du sous-sol est condamné par les débris et inondé par l'eau,
(voir fig : 5-3).
- La partie de l'escalier située entre le R-D-C et le 2^{ème} étage est entièrement détruite. Le reste des paillasses a subi des dommages principalement aux appuis, (voir fig :5-3).
- Le voile transversal du 1^{er} étage de la cage d'escalier est entièrement détruit
(voir fig :5-2).
- L'effondrement des maçonneries sur les voiles avec ouvertures de la cage d'escalier du 1^{er} et du 2^{ème} étage (voir fig :5-2).

- Les bouts de voiles (potelet) du 1^{er} étage de la cage d'escaliers entièrement endommagés (voir fig :5-2).
- La désolidarisation du plancher reposant sur le voile transversal de la cage d'escaliers du 1^{er} étage, (voir fig :5-2).

5.3 CONCLUSION :

Compte tenu de l'état général de l'ouvrage, nous pouvons conclure que le bâtiment est récupérable avec une sécurité suffisante moyennant une reprise des éléments manquants ou endommagés. Il est intéressant pour la réparation d'utiliser le même procédé à savoir une solution qui tient compte de la répartition des efforts statiques et dynamiques initialement prévus.

La méthode de démolition et les différentes méthodes de confortement retenues feront l'objet d'un chapitre à part.



-  PANNEAUX DE FACADE INTACTS
-  PANNEAUX DE FACADE SOUFFLES
-  PANNEAUX ENDOMMAGES
-  PANNEAUX DE FACADE RECUPERABLES

Fig 5.1 – façade postérieure de l'immeuble
(Façade touchée par l'explosion)

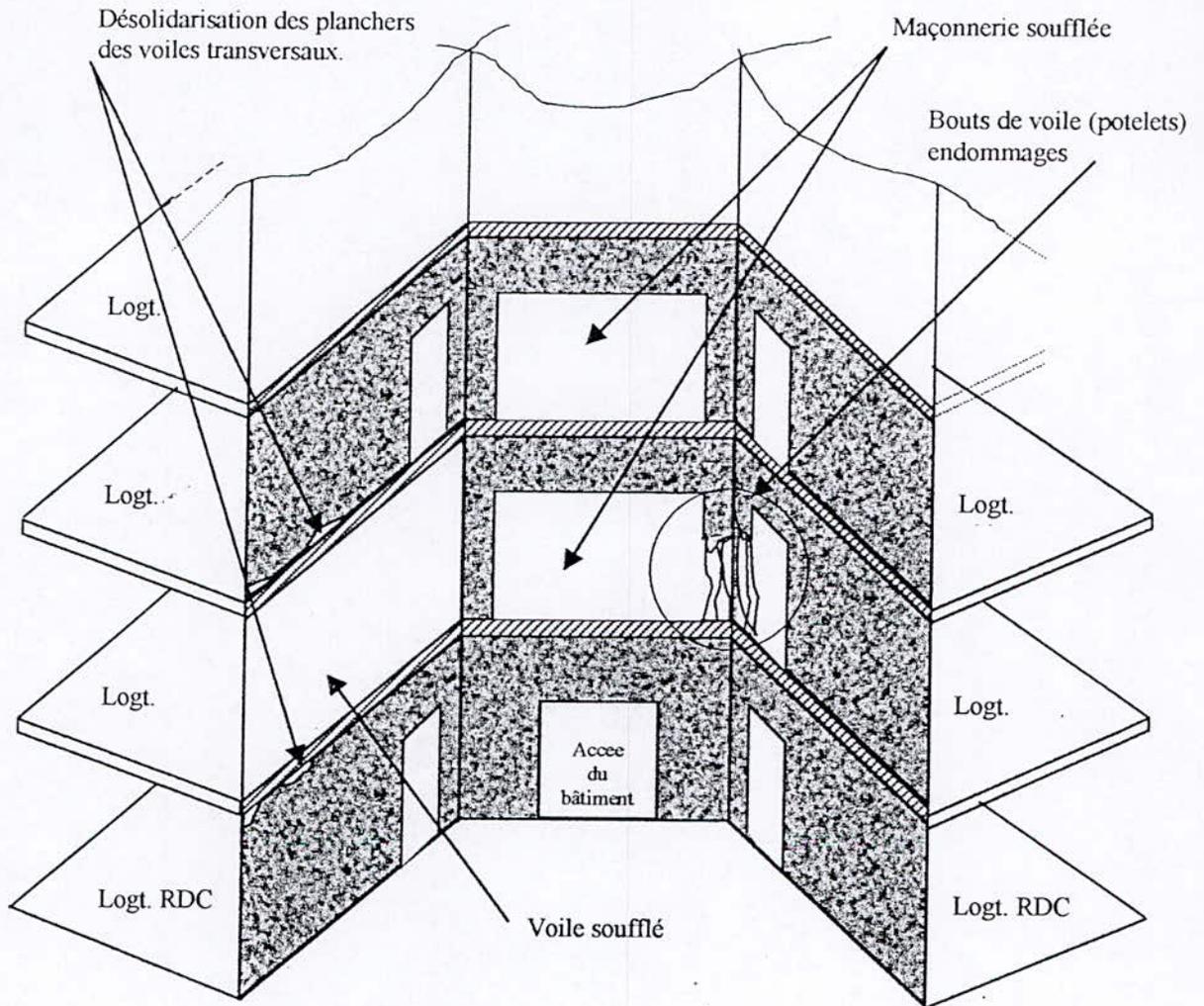


Fig 5.2 – Vue en perspective de la colonne réservée pour la cage d’escaliers

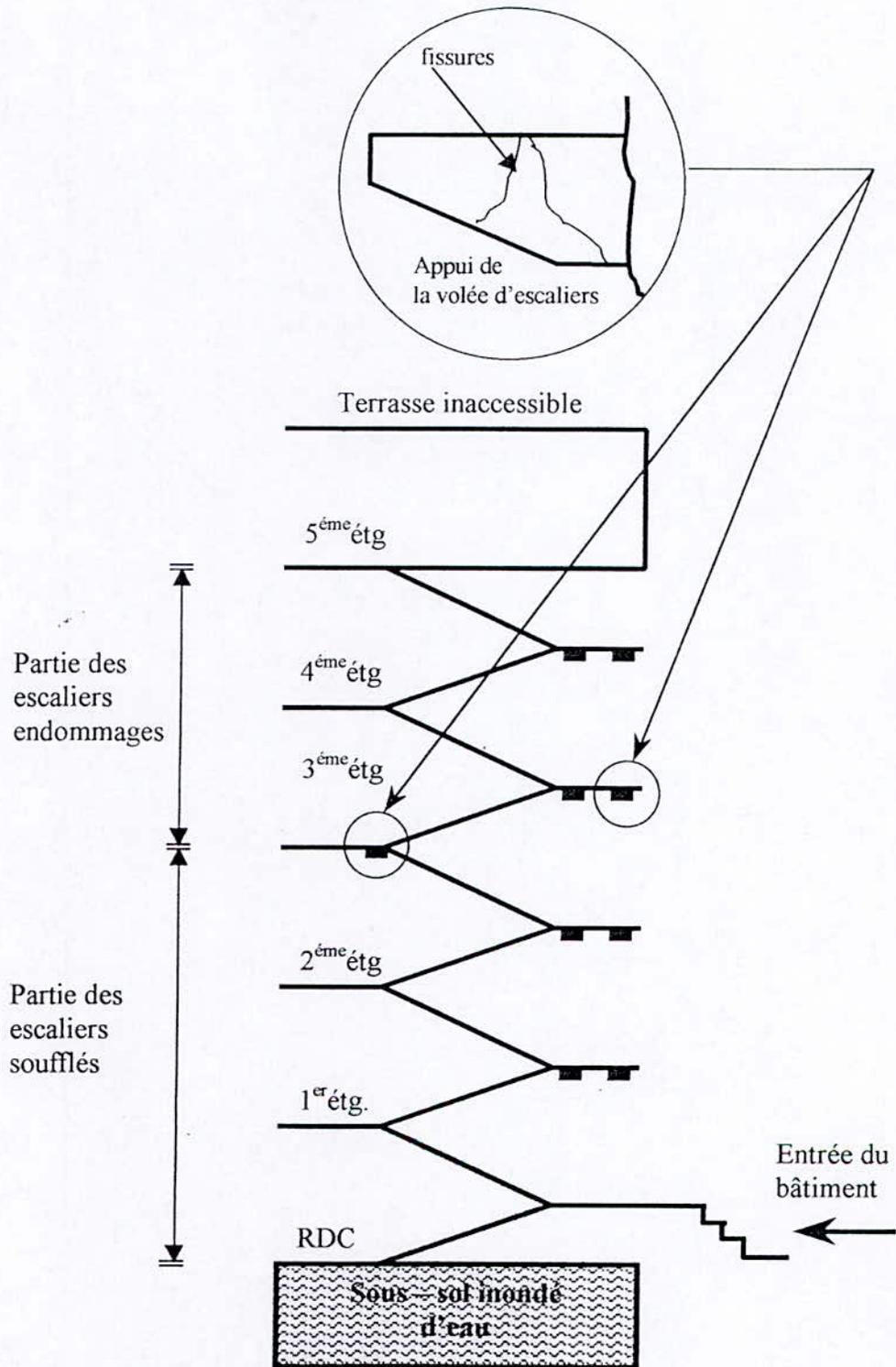


Fig 5.3 – Coupe sur escaliers.

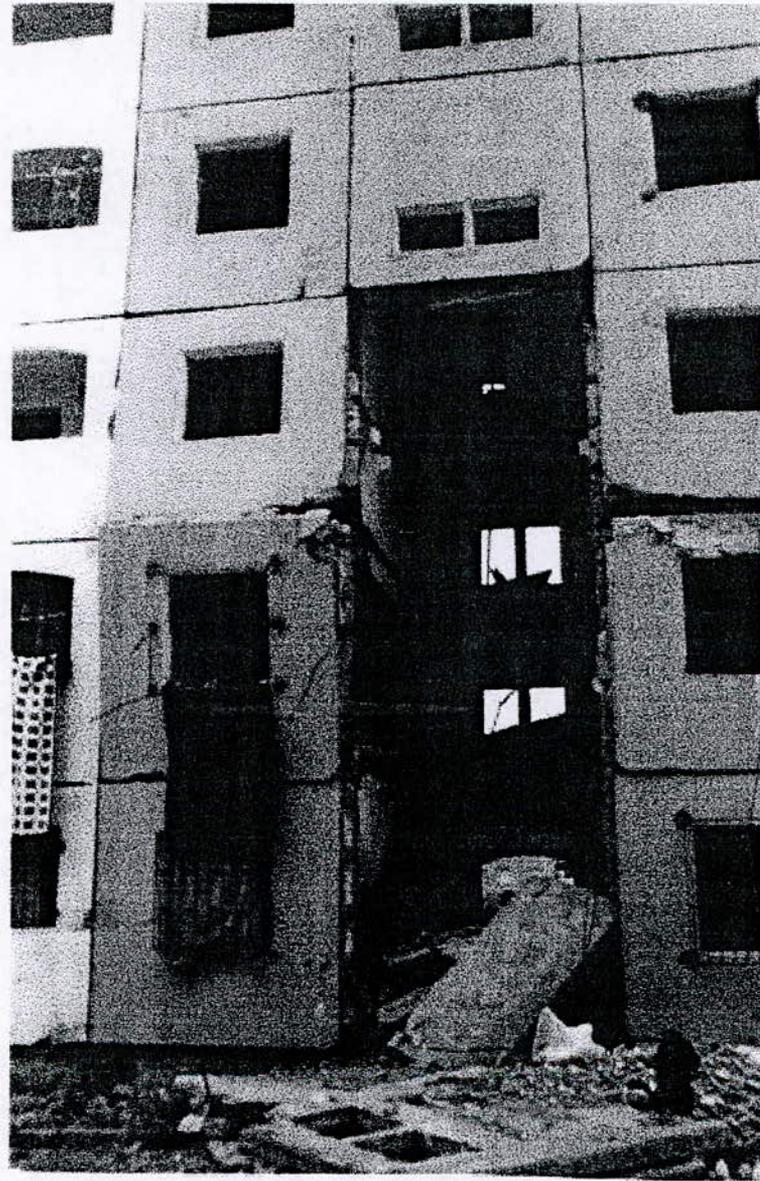


Fig : 5-4 Les panneaux de façade détruits



Fig : 5-5 les potelets de voile endommagés

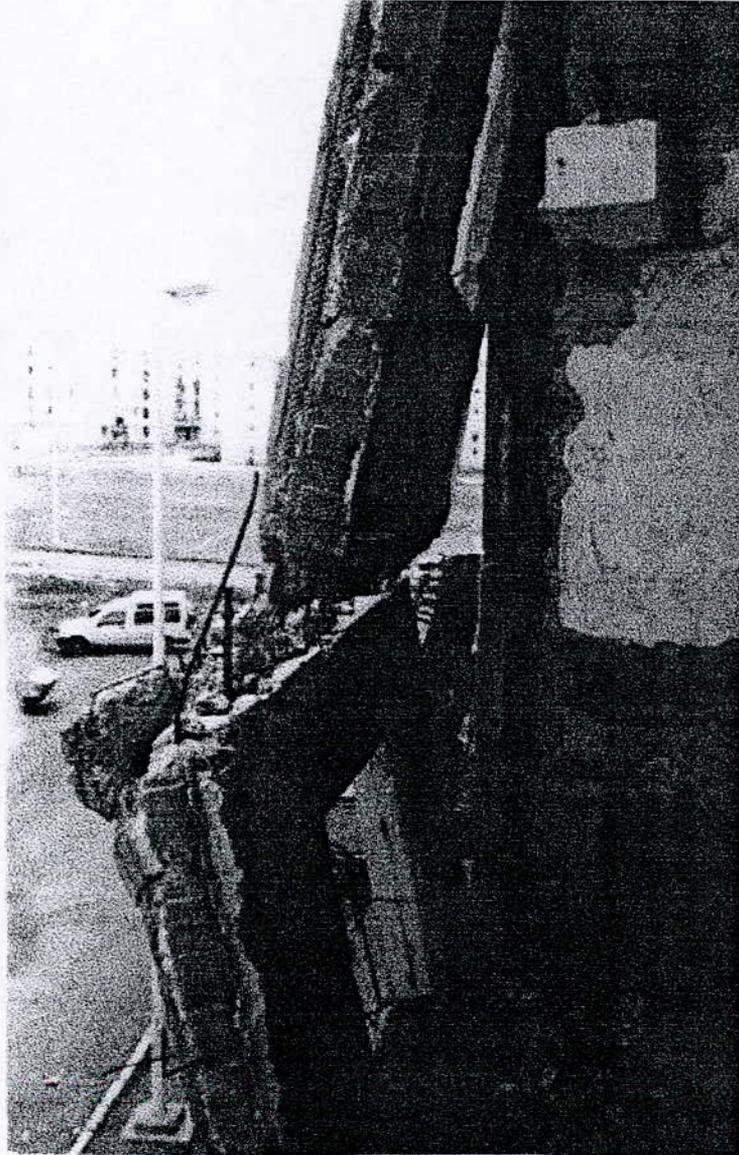


Fig 5-6 : les panneaux de façade inclinés

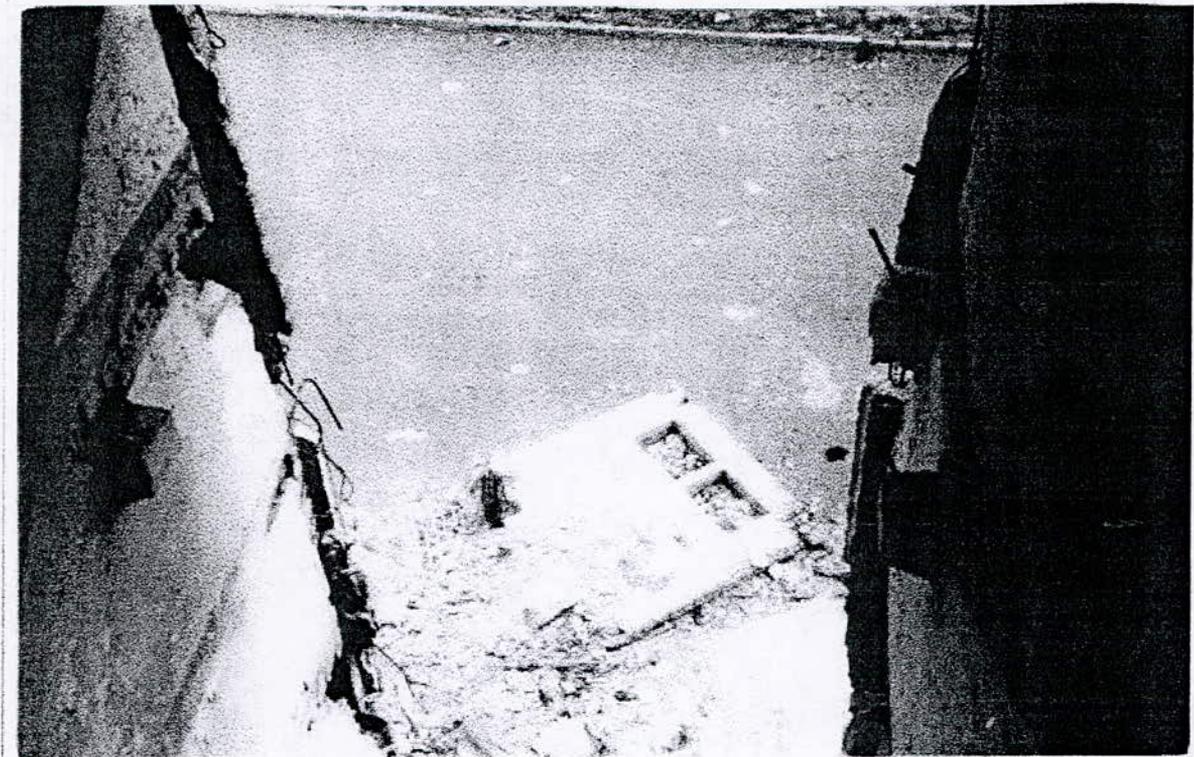


Fig 5.7 : Vue de l'intérieur de la cage d'escaliers soufflée

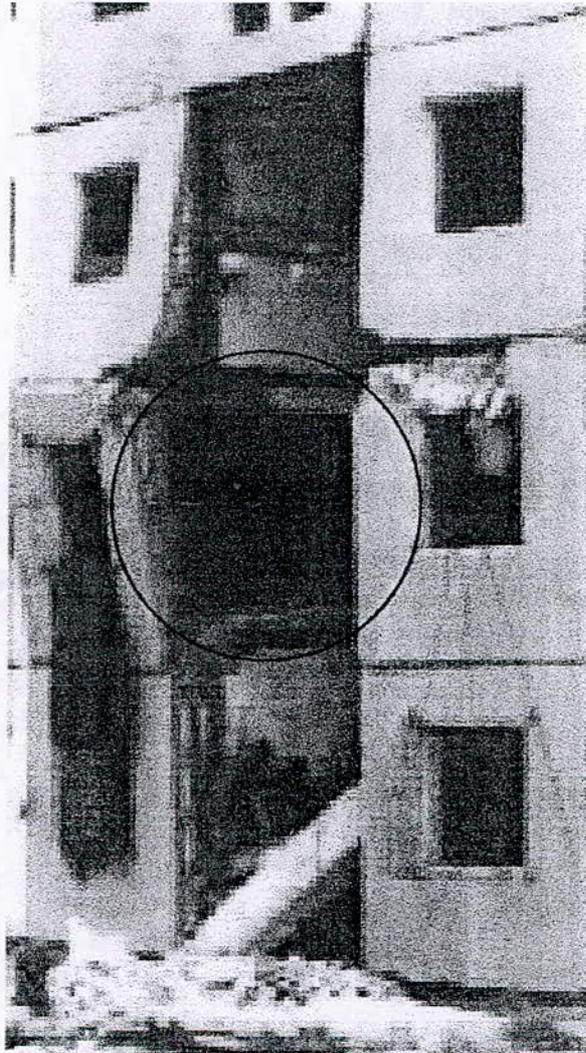


Fig.5.8 : Le voile transversal soufflé.

==== CHAPITRE VI =====

**CARACTERISTIQUES MECANQUES DES
MATERIAUX**

« L'amélioration des caractéristiques des matériaux permet
d'envisager dans la construction, des transformations
beaucoup plus radicales que celles résultant des progrès
pourtant considérables, que vont faire dans l'avenir
les méthodes de calcul ».

Albert Caquot.

6.1 BÉTON :

Le béton armé utilisé sera calculé conformément aux règlements en vigueur applicables en Algérie (RPA88 et BAEL83).

6.1.1 Résistance mécanique du béton :

a)- résistance à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, noté par « f_{c28} ».

Cette caractéristique est déterminée par essais sur éprouvettes cylindriques normalisées (16 cm de diamètre, 32 cm de hauteur). Pour déterminer la résistance à la compression à un âge < 28j, on utilise la formule suivante :

$$f_{cj} = 0,685 \times f_{c28} \times \log(j+1)$$

Si $j > 28j$ on admet ; $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$

Le béton utilisé pour le renforcement présente une résistance moyenne de compression voisine de 27 MPa ($f_{c28} = 27 \text{ MPa}$) (proche de la résistance du béton existant.)

b)- Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à «j» jours désignée par « f_{tj} » est déterminée à partir de la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}, \quad f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ exprimées en MPa.}$$

En particulier pour (j = 28 jours) $\Rightarrow f_{tj} = 2,22 \text{ MPa}$.

6.1.2 Contraintes limites :

Une contrainte limite est une contrainte au-delà de laquelle une structure ou bien un de ses éléments cesse de remplir les fonctions pour lesquelles il était conçu.

Les règles BAEL donnent les contraintes suivant les états limites comme suit :

a)- Contraintes à l'Etat Limite Ultime « ELU » :

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées.

La contrainte du béton en compression est :

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

Le coefficient 0,85 est un coefficient réducteur défini pour les sections régulières et tient compte de la durée d'application de chargement sur la résistance à la compression. Il est valable si cette durée est inférieure à 24h,

$$f_{bu} = f_{c28} / \gamma_b$$

avec γ_b : coefficient de sécurité donné par ;

$\gamma_b = 1,15$ —————> action accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ —————> action courante.

b)- Contraintes à l'Etat Limite de service « ELS » :

L'état limite de service correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles et les sollicitations résistantes calculées sans dépasser les contraintes limites .

En supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique, on doit vérifier :

- la contrainte du béton comprimé (maximale).
- la fissuration.
- les déformations.

La contrainte limite à l'ELS du béton comprimé est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 16,2 \text{ MPA pour } j = 28 \text{ jours}$$

c)- Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte de cisaillement à l'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

V_u : valeur de l'effort tranchant.

La contrainte admissible de cisaillement est déduite par :

$$\overline{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28} ; 4\text{MPa} \} = 3,51 \text{ MPA} \quad \text{pour une fissuration peu nuisible,}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \{ 0,10 f_{c28} ; 3\text{MPa} \} = 2,7 \text{ MPA} \quad \text{pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

6.1.3 Diagrammes contraintes – déformations :

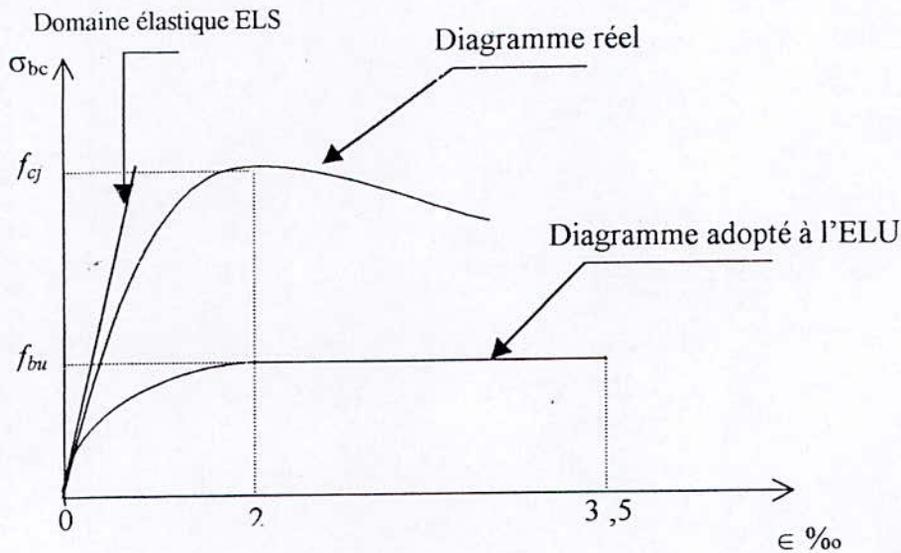


Fig 6.1 : diagramme contraintes-déformations du béton

Le diagramme en parabo-rectangle est utilisé pour le calcul à l'ELU tandis qu'à l'ELS, on suppose que l'on reste dans le domaine élastique.

6.1.4 Module de déformation longitudinal :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est déterminé à partir de la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \times [f_{c_j}]^{1/3} \quad E_{ij} \text{ exprimé en MPA}$$

Pour un chargement de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à « j » jours E_{vj} est pris égal à :

$$E_{vj} = 3700 \times [f_{c_j}]^{1/3} \quad E_{vj} \text{ exprimé en MPA}$$

Pour une valeur de $f_{c28} = 27$ MPA

$$E_{ij} = 33000 \text{ MPA}$$

$$E_{vj} = 11100 \text{ MPA}$$

6.1.5 Coefficient de poisson :

$$\nu = (\Delta a / a) / (\Delta l / l) \quad \text{avec :}$$

$\Delta a / a$: augmentation relative de la dimension transversale.

$\Delta l / l$: raccourcissement relatif longitudinal.

Les règles BAEL préconisent, pour le coefficient de Poisson, les valeurs suivantes :

$$\nu = 0 \quad \text{à} \quad \text{l'ELU}$$

$$\nu = 0,2 \quad \text{à} \quad \text{l'ELS}$$

6.2 LES ACIERS :

Les aciers de construction en béton armé se différencient les uns des autres suivant leurs nuances, leurs états de surfaces... (rond lisse, haute adhérence, ...).

6.2.1 : Types d'aciers utilisés :

a)- Acier rond lisse :

- Acier naturel brut de laminage feE24 caractérisé par :
 - la limite élastique = 235 MPA.
 - la contrainte de rupture = 410 à 490 MPA
 - allongement élastique $\varepsilon = 1,175 \text{ ‰}$

b)- Acier à haute adhérence « HA » :

Ce sont des aciers de type 1 de nuance feE400 caractérisés par :

- la limite élastique = 400 MPA.
- La contrainte de rupture = 480 MPA
- allongement élastique $\varepsilon = 2 \text{ ‰}$

L'état de surface de ces aciers comporte des aspérités qui favorisent et augmentent l'adhérence

c)- Module d'élasticité de l'acier « E_s » :

Le module d'élasticité longitudinal est pris égal à 2×10^5 MPA

6.2.2 Contraintes limites :

a)- Contrainte à l'Etat Limite Ultime :

On adopte un diagramme contraintes-déformations de calcul déduit du diagramme représenté ci-dessous par une affinité parallèle à la tangente à l'origine dans le rapport $(1/\gamma_s)$.

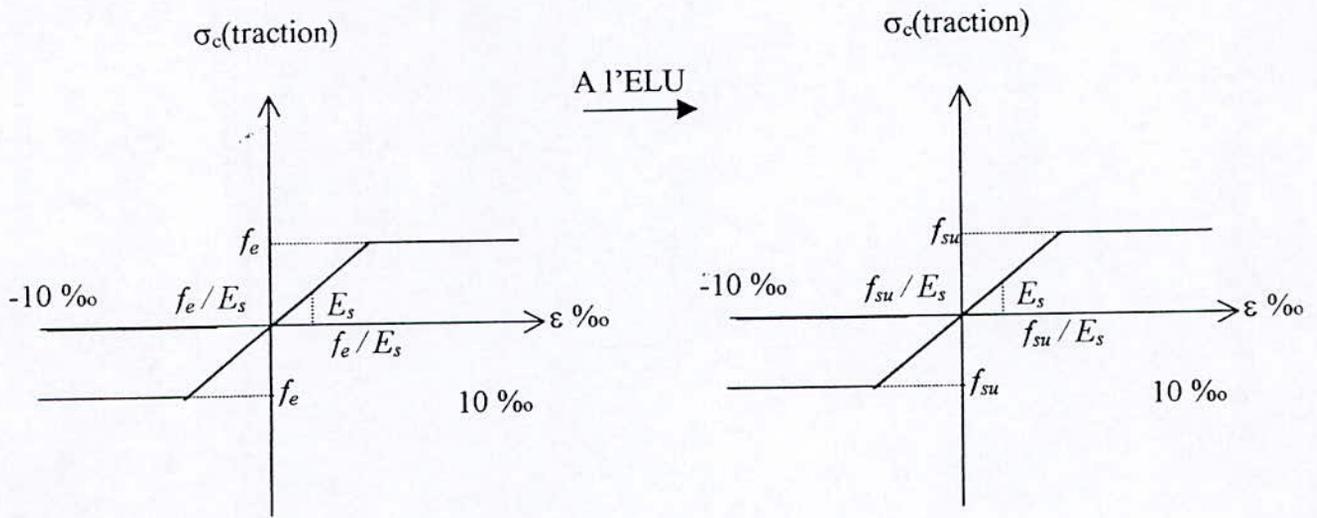


Fig 6.2 : Diagramme contraintes- déformations des aciers à l'ELU

Avec : $f_{su} = f_e / \gamma_s$

- γ_s : coefficient de sécurité :
- = 1 situation accidentelle
 - = 1.15 situation normale

$E_s = 2 \times 10^5$ MPA

b)- Contrainte à l'état limite de service :

- fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \{ (2/3) f_e ; 150\eta \}$
- fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \{ 0,5 \times f_e ; 110\eta \}$

avec

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{ronds lisses et treillis soudés} \\ 1,6 & \text{acier haute adhérences} \end{cases}$$

η : coefficient de fissuration.

Remarque :

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification particulière n'est exigée (en dehors du calcul à l'ELU).

6.3 HYPOTHÈSES DE CALCUL À L'ELU :

- Hypothèse de Bernoulli ; conservation des sections planes (diagramme de déformation linéaire),
- Béton tendu négligé,
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier,
- Limitation des déformations relatives :

- Raccourcissement ultime du béton

$$\varepsilon_{bu} = 3,5 \times 10^{-3} \text{ en flexion.}$$

$$\varepsilon_{bu} = 2 \times 10^{-3} \text{ en compression simple.}$$

- Allongement ultime des armatures

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

- Les diagrammes linéaires de déformations passent obligatoirement par l'un des 3 pivots A,B ou C.

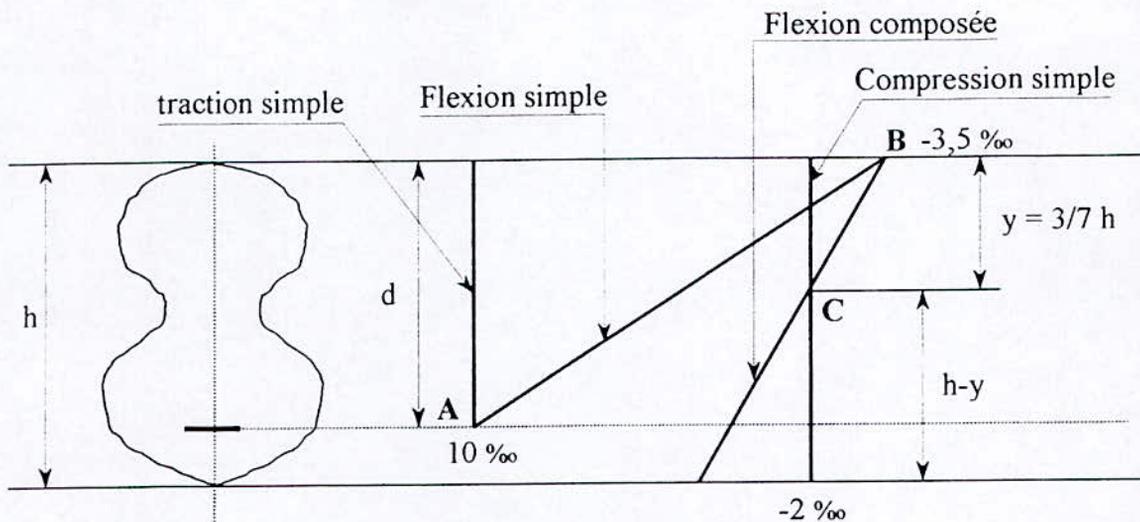


Fig 6.3 : Règle des trois pivots

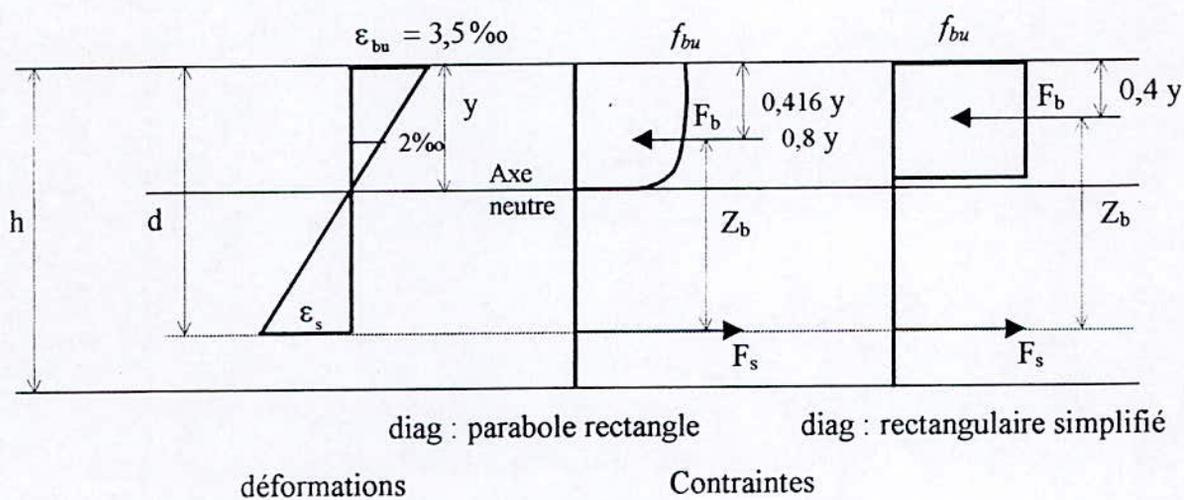


Fig 6.4 : Diagramme contraintes-déformations

==== CHAPITRE VII =====

METHODES DE RENFORCEMENT ADOPTÉES

*« on fait de la science avec des faits , comme on fait une maison
avec des pierres ; mais une accumulation de faits n'est pas
plus une science qu'un tas de pierres n'est une maison ».*

POINCARÉ.

CHAPITRE VII

METHODES DE RENFORCEMENT ADOPTÉES

7.1 INTRODUCTION :

Après avoir recenser tous les dégâts, ayant affecté principalement les panneaux de façade postérieure et la cage d'escaliers des trois premiers niveaux, et vu que la stabilité totale du bâtiment n'est pas menacée, il est recommandé de choisir une solution qui rend à l'ouvrage son état de service initial.

Plusieurs solutions peuvent être proposées, mais seulement la plus économique sera retenue.

Le système de confortement choisi doit être capable de reprendre les efforts horizontaux et verticaux des éléments endommagés.

Dans le cas de notre étude, quatre solutions seront proposées pour assurer cette fonction.

La première solution consiste à couler sur place un voile en béton armé soigneusement ancré dans le voile du vide sanitaire et de la partie inférieure des panneaux de la façade du troisième étage (ancrage à 40ϕ).

La deuxième solution vise à confectionner des panneaux similaires aux panneaux endommagés ou soufflés et ayant un ferrailage ordinaire (pas celui des boulons).

La troisième solution préconise le remplacement de l'ancien système endommagé par un portique multi-étagés avec un remplissage en briques creuses.

La quatrième et dernière solution suggère la réalisation d'un mur porteur en maçonnerie chaînée (utilisation de la brique silico-calcaire).

Pour les trois premières solutions, les ouvertures auront les mêmes dimensions que celles de l'ancien système tandis que pour la quatrième solution, elles seront réduites pour satisfaire les conditions de l'R.P.A.88(article 5-5).

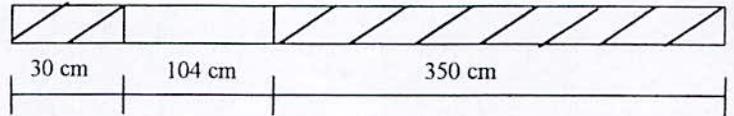
7.2 CALCUL DU VOILE TRANSVERSAL :

Le voile est sollicité en flexion composée et doit être dimensionné en tenant compte des recommandations données par le R.P.A 88 (art.3.1.11).

7.2.1 Ferrailage vertical :

$$N_{\min} = -3,713 \text{ t (voir annexe IV)}$$

$$M_{\max} = 42,848 \text{ t.m}$$



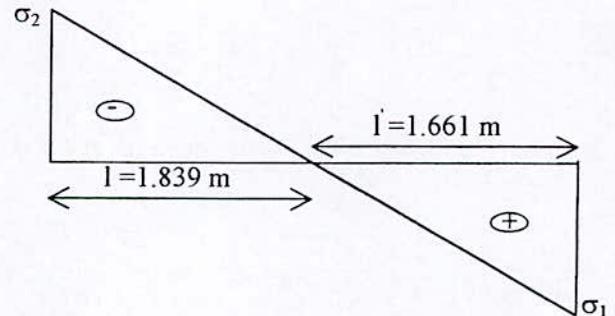
Les contraintes dans le trumeau sont :

$$\sigma_1 = \frac{N_{\min}}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} \quad V = 1.75 \text{ m}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{\min}}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} \quad I = 0.715 \text{ m}^4, \Omega = 0.7 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = 99.567 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = -110.179 \text{ t/m}^2$$



la largeur de la bande est telle que :

$$d < \min (h/2, 2/3 l')$$

$$d = 1,2 \text{ m}$$

- Etude de la bande :

$$\sigma_{11} = -38.323 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = -110.179 \text{ t/m}^2$$

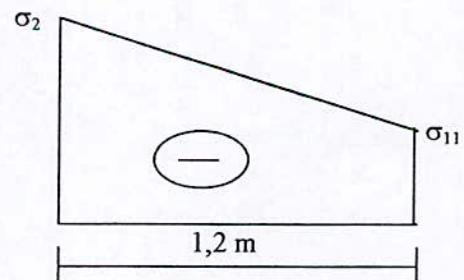
- caractéristiques de la bande :

$$\Omega' = 0,24 \text{ m}^2$$

$$I' = 0,03 \text{ m}^4$$

$$V' = 0,6 \text{ m}$$

$$\sigma_{11} = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1 \times V'}{I'}$$



$$\sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega} - \frac{M_1 \times V'}{I'}$$

La résolution de ce système donne :

$$N_1 = -17,820 \text{ t}$$

$$M_1 = 1,796 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{1,796}{17,820} = 0,101$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur des deux nappes d'armatures. La section est entièrement tendue.

$$\text{La section d'acier : } A_s = N/f_{su} = 5,12 \text{ cm}^2.$$

$$A_s (\text{ / ml / mètre linéaire }) = 5,12 / 1,2 \times 2 = 2,134 \text{ cm}^2 / \text{ ml / face.}$$

$$A_{min} / \text{ ml / face} = 0,5 \times 20 \times 100 / 100 \times 2 = 5 \text{ cm}^2 / \text{ ml / face.}$$

$A_{min} > A_{calcul} \Rightarrow$ on adopte le ferrailage minimal.

On choisit 5HA12 / ml / face.

Remarque :

Dans la zone comprimée, on prévoit un taux minimal d'armatures verticales :

$$A_{smin} = 0,1 \% = 0,1 \times 20 \times 100 / 100 \times 2 = 1 \text{ cm}^2 / \text{ ml / face.}$$

On choisit 5HA8.

7.2.2 Ferrailage horizontal :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau = \frac{1,4 \times T}{b \times 0,8h} = \frac{1,4 \times 19,726}{0,8 \times 0,2 \times 3,5} = 49,315 \text{ t / m}^2.$$

$$\bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 54 \text{ kg / cm}^2 = 540 \text{ t / m}^2$$

$$0,025 f_{c28} = 6,75 \text{ kgf / cm}^2$$

$$\tau = 4,931 \text{ kgf / cm}^2 < 0,025 f_{c28} = 6,75 \text{ kgf / cm}^2 < \bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 54 \text{ kg / cm}^2$$

$$\Rightarrow A = A_{\min} = 0,15 \% = 0,15 \times 20 \times 100 / 100 \times 2 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face}.$$

On choisit 5HA8 = 2,51 cm²

7.2.3 Vérification à la compression :

$$\sigma_b = \frac{N_{\max}}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{131,909}{0,7} + \frac{42,848 \times 1,75}{0,715} = 29,337 \text{ kgf/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_b = 153 \text{ kgf/cm}^2.$$

7.2.4 Calcul du linteau :

Le calcul des sections des armatures longitudinales, transversales et de peau se fera suivant les prescriptions du RPA88 (art 5,3,2,2).

$$h = 70 \text{ cm}.$$

$$d = 2 \text{ cm}$$

$$l = 2 a = 104 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$E \longrightarrow \begin{cases} T_E = 1,4 \pi = 1,4 \times 11,924 = 16,694 \text{ t} \\ M_E = 1,4 \times \pi \times a = 8,681 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$G \longrightarrow \begin{cases} T_G = (0,662 + 0,2 \times 0,7 \times 2,5) \times 0,52 = 0,526 \text{ t} \\ M_G = (0,832 + 0,2 \times 0,7 \times 2,5) \times \frac{(1,04)^2}{12} = 0,107 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$Q \longrightarrow \begin{cases} T_Q = 0,784 \times 0,52 = 0,408 \text{ t} \\ M_Q = 0,986 \times \frac{(1,04)^2}{12} = 0,09 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$T = T_E + T_G + T_Q = 17,628 \text{ t}$$

$$M = M_E + M_G + M_Q = 8,878 \text{ t.m}$$

-calcul du ferrailage :

La contrainte de cisaillement dans le linteau est :

$$\tau_b = \frac{T}{0,8 \times b \times h} = \frac{17,628}{0,8 \times 0,2 \times 0,7} = 15,739 \text{ kgf / cm}^2$$

La contrainte admissible est donnée par :

$$\bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 54 \text{ kgf / cm}^2$$

$\tau_b = 15,739 \text{ kgf / cm}^2 \cong 0,06 f_{c28} = 16,2 \text{ kgf / cm}^2 \Rightarrow$ il y a lieu de disposer les armatures longitudinales, transversales et de peau suivant les minimum réglementaires.

- Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') > 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 70 = 2,1 \text{ cm}^2$$

soit 2HA12 (A=2,26 cm²)

- Armatures de peau :

- $A_c > 0,002 \times 20 \times 70 = 2,8 \text{ cm}^2$

- Soit 4HA10 (A=3,14 cm²).

- Armatures transversales :

$$\tau_b > 0,025 \times f_{c28} = 6,75 \text{ kgf / cm}^2$$

dans ce cas les armatures transversales sont telles que :

$$A_t = 0,0025 \times 20 \times 15 = 0,75 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures transversales étant limité selon le PRA88, par la valeur S_t donnée par la formule suivante :

$$S_t < \frac{h}{4} = \frac{70}{4} = 17,5 \text{ cm} \quad \text{on adopte } S_t = 15 \text{ cm}.$$

Soit 1HA10 (A=0,78 cm²).

- Armatures diagonales :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2 \times d}{l} = \frac{70 - 6}{104} = 0,52 \operatorname{rd} \Rightarrow \alpha = 29^{\circ}, 79''$$

$$A_d = \frac{T}{2 \times F_e \times \sin \alpha} = \frac{(11,924 + 0,526 + 0,408) \times 10^3}{3974,580} = 3,235 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA8 (A = 4,02 cm²).

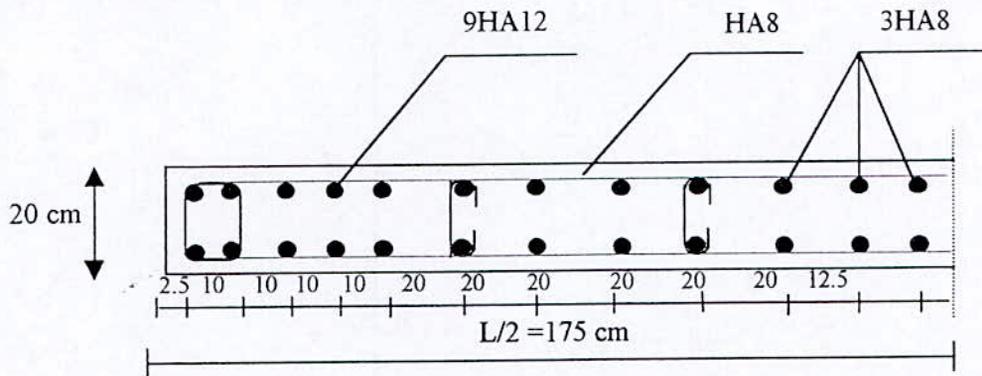


Fig 7-1 schéma de ferrailage du voile transversal.

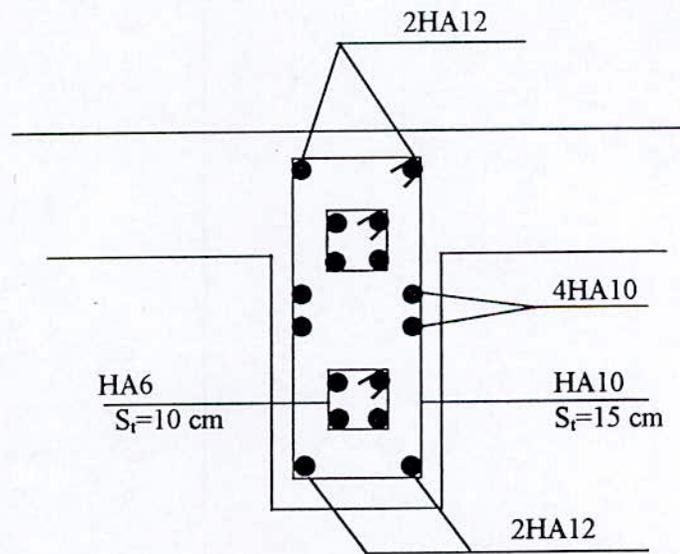


Fig. 7.2 : Schéma de ferrailage du linteau

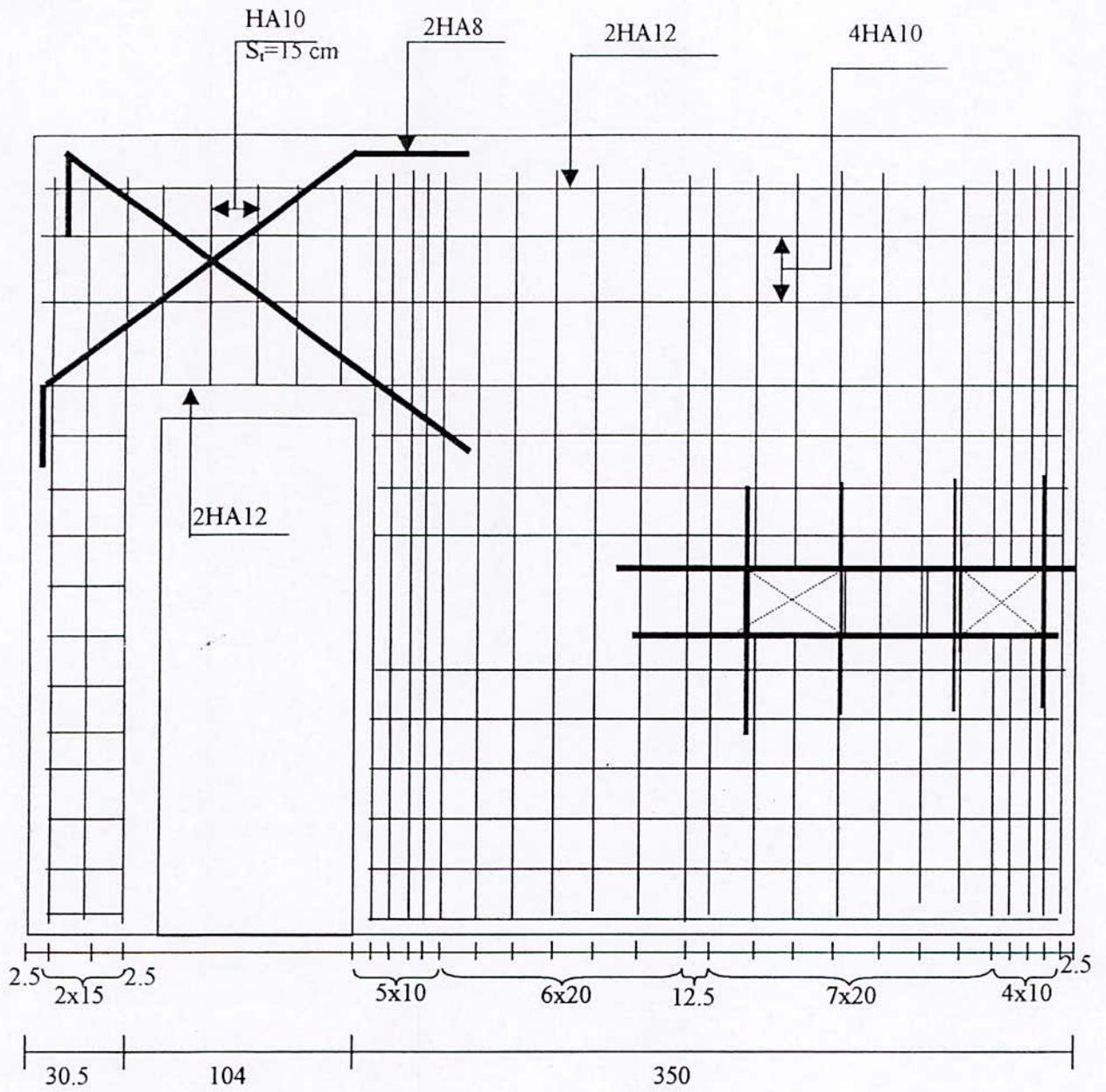


Fig. 7.3 : Schéma de ferrailage du panneau transversal.

7.3 CALCUL DES ESCALIERS :[15]

7.3.1 Détermination des charges et surcharges sur la volée :

- poids propre de la paillasse : $\frac{0,12 \times 2500}{\text{COS}35^{\circ},65} = 369,189 \text{ kg/m}^2$.
- poids propre des marches : $\frac{2200 \times 0,185}{2} = 203,5 \text{ kg/m}^2$.
- revêtement (mortier , carrelage) : = 144 kg/m².
- garde corps : = 100 kg/m²

$$G = 816,689 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$B=1,23 \text{ m} \Rightarrow G=1,23 \times 0,817 = 1,005 \text{ t/ml}$$

$$Q=1,23 \times 0,250 = 0,308 \text{ t/ml}$$

7.3.2 Combinaison d'action :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,82 \text{ t/ml}$$

7.3.3 étude de la volée :

- le calcul se fera à la flexion simple (effet de l'effort tranchant et de l'effort normal négligeables).
- l'étude se fera pour une bande de 1m de largeur .
- les escaliers ne sont pas exposés aux intempéries ,donc la fissuration est peu nuisible , d'où un calcul à l'ELU.

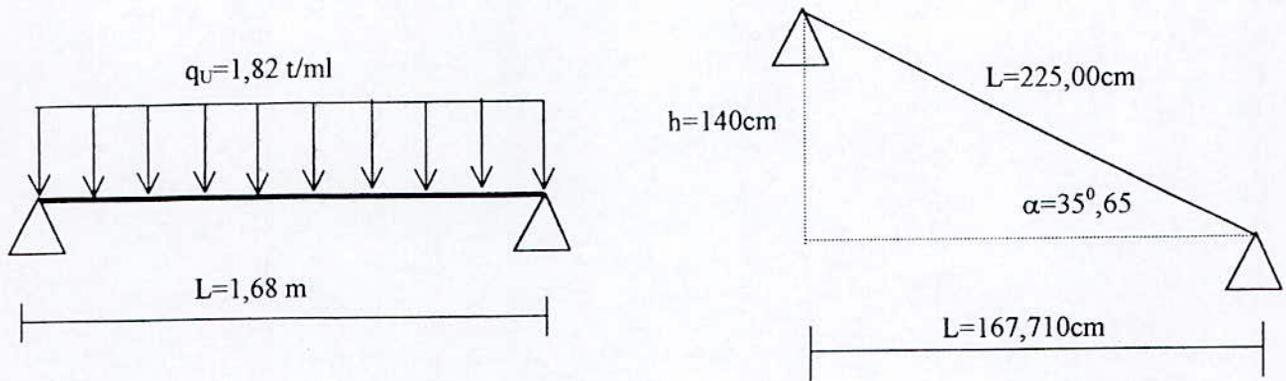


Fig 7-4 : schémas statiques de la paillasse

a)- Calcul des sollicitations :

- moment de flexion à mi-travée :

$$M_U = \frac{q_U \times l^2}{8} = \frac{1,82 \times (1,68)^2}{8} = 0,642 t.m.$$

- effort tranchant sur appuis :

$$V_U = \frac{q_U \times l}{2} = \frac{1,68 \times 1,82}{2} = 1,529 t.$$

b)- ferrailage de la paillasse :

- armatures longitudinales :

h=12 cm

d=0,9×h = 10,8 cm

b₀ = 1,00 m

f_c = 400 MPA.

F_{bu} = 15,3 MPA.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,642 \times 10^5}{100 \times (10,8)^2 \times 15,3 \times 10} = 0,036 < \mu_{lu} = 0,3 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

μ_{bu}=0,036 < μ_{ab}=0,186 → pivot A

α = 1,25 (1 - (1 - 2μ_{bu}))

α = 0,05

Z = d (1 - 0,4×α) = 10,602 cm

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \sigma_s} = \frac{0,642 \times 10^5}{10,602 \times 348 \times 10} = 1,74 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 5\text{HA}8, \quad A_s = 2,51 \text{ cm/ml.}$$

B=1,23m donc le nombre des barres est de $1,23 \times 5 = 6,15$

On prend 7HA8 pour b=1,23 m alors $A_s = 3,52 \text{ cm}^2$.

- Espacement des armatures :

Les règlements B.A.E.L 83 dans l'article 8.213 préconise :

$$e \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq \min(36, 33) = 33 \text{ cm.}$$

$$b = 1.23 \quad \text{L'enrobage } d' = 2.5 \text{ cm} \Rightarrow 1.23 - 2.5 \times 2 = 1.18 \text{ m.}$$

D'où : l'espacement $e = 118/7 = 17 \text{ cm}$

- armatures de répartition :

D'après le B.A.E.L 83 :

$$A_r = \frac{1}{4} A_s / \text{ml} = 2.51/4 = 0.628 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 4\text{HA}6 \Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Avec $e = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$.

- Vérification de la condition de non fragilité :

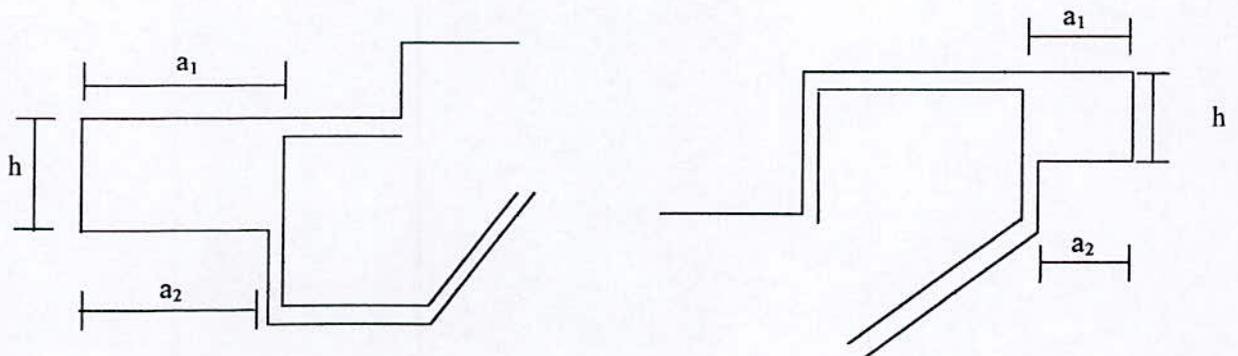
$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_c \quad \text{avec } f_{t28} = 2.2 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 1.379 \text{ cm}^2$$

- armatures transversales :

- La volée est bétonnée sans reprise dans toute son épaisseur,
 - $b = 1.23 \text{ m} > 3h = 0.36 \text{ m}$,
 - $V_w/d = 1.529 / 0.108 = 14.157 \text{ t/m}^2 = 1.416 \text{ Kgf/cm}^2 < 0.05 f_{c28} = 1.35 \text{ Mpa}$.
- \Rightarrow aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

c)- Ferrailage du becquet :



Le becquet est considéré comme une console encastrée soumise à la réaction d'appui où l'effort tranchant est maximal.

Recommandations du C.T.C :

$$h \geq 7 \text{ cm.}$$

$$a_2 \geq 10 \text{ cm.}$$

$$a_1 \geq a_2 + 2 \text{ cm.}$$

On prend

$$h = 10 \text{ cm,}$$

$$a_2 = 12 \text{ cm,}$$

$$a_1 = 14 \text{ cm.}$$

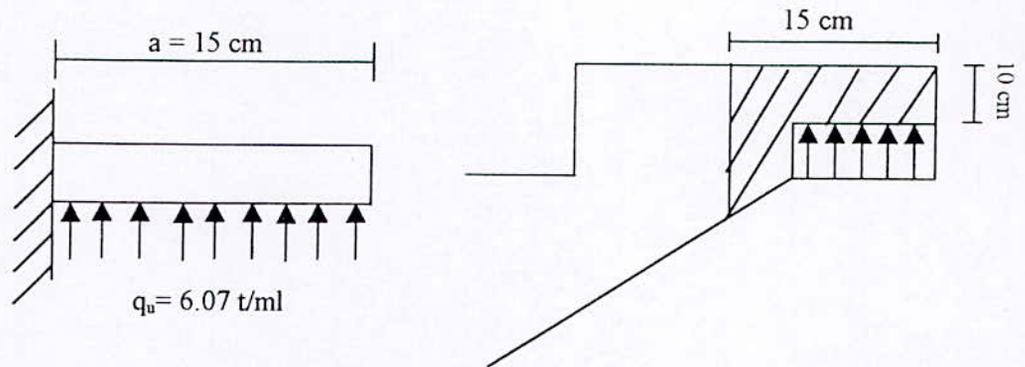


Fig 7.5 : schémas statique du becquet

La portée du becquet est telle que :

$$a = \max(a_1, a_2 + 3) = \max(14 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm.}$$

$$q_u = \frac{V_u}{a} = \frac{0.91}{0.15} = 6.07 \text{ t/ml}$$

D'après le C.T.C, on doit majorer la charge de 40% à cause de la pose des armatures de suspension.

$$\text{Alors : } q_u = 6.07 = 8.49 \text{ t/ml.}$$

- **Moment d'encastrement :**

$$M_u = \frac{q_u a^2}{2} = \frac{8.49 \times (0.15)^2}{2} = 0.1 \text{ t.m}$$

- **Calcul des armatures :**

On prend une bande d'un mètre.

$$b_0 = 1.00 \text{ m, } d = 8.5 \text{ cm, } d' = 1.5 \text{ cm, } f_{bu} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.1 \times 10^5}{100 \times (8.5)^2 \times 153} = 0.009 \ll \mu_{bu} = 0.3 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.011$$

$$Z = 0.0846 \text{ m}$$

$$A_s / \text{ml} = \frac{M_u}{Z \times f_{su}} = \frac{0.1 \times 10^5}{8.46 \times 3480} = 0.34 \text{ cm}^2$$

pour $b=1,23\text{m} \longrightarrow A_s = 0,42 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0,23 \times b_0 \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1,23 \times 100 \times 8,5 \times 2,22 / 400 = 1,335 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0,42 \text{ cm}^2 < A_{smin} = 1,335 \text{ cm}^2.$$

Donc, on prend $A_s = A_{smin} = 1,335 \text{ cm}^2 \longrightarrow 7\text{HA6} (A_s = 1,97 \text{ cm}^2).$

On prend 7HA6 pour avoir correspondance d'exécution avec les armatures longitudinales de la volée avec un espacement $S_t = 17 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4 \times 1,23} = \frac{1,97}{4 \times 1,23} = 0,367 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On prend 2HA6 $\longrightarrow A_r = 0,565 \text{ cm}^2$

- Verificatioin au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0,637}{123 \times 8,5} = 0,61 \text{ kgf} / \text{cm}^2 < \bar{\tau}_b = 13,5 \text{ kgf} / \text{cm}^2.$$

\Rightarrow aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire.

d)- ferrailage de la poutre palière :

La poutre palière supporte les charges transmises par la volée et le palier .

Les charges appliquées sur la poutre sont :

- poids propre de la poutre : $G_1 = 0,3 \times 0,245 \times 2,5 = 0,184 \text{ t} / \text{ml} .$

- réaction de la volée : $G_2 = 1,82 / 2,00 = 0,91 \text{ t} / \text{ml} .$

- surcharge : $Q = 0,3 \times 0,250 \times 1,00 = 0,075 \text{ t} / \text{ml}.$

- couple de torsion C du à la réaction de la volée : $C = 0,172 \text{ t.m}$

$$Q_u = (1,35 \times G_1 + 1,50 \times Q) + G_2 = 1,271 \text{ t} / \text{ml} .$$

- armatures longitudinales :

- en travée :

$$M_u = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{1,271 \times (3)^2}{8} = 1,43 \text{ t.m} \Rightarrow M_t = 0,8 \times M_u = 1,144$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,144 \times 10^5}{30 \times (22)^2 \times 153} = 0,002.$$

$$\alpha = 0,003$$

$$Z = 21,751 \text{ cm}$$

$$A_s = 1,511 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA10 ($A_s = 2,35 \text{ cm}^2$) avec $S_t = 12 \text{ cm}$

- en appui :

$$M_s = 0,5 \times M_u = 0,715 \text{ t.m} \Rightarrow A_s = 0,935 \text{ cm}^2. \text{ (3HA8)}$$

Soit 3HA8 ($A_s = 1,50 \text{ cm}^2$) avec $S_t = 12 \text{ cm}$

- condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_o = 0,835 \text{ cm}^2, \text{ la condition est vérifiée.}$$

- armatures transversales :

$$V_u = 1,907 \text{ t}$$

$$\tau_{u,f} = \frac{V_u}{b \times d} = 0,259 \text{ mpa.}$$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_{u,f}}{0,9 \times f_{su}} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 2,158 \times 10^{-4} \text{ m.}$$

- ferrailage à la torsion :

$$M_{tu} = 0,224 \text{ t.m.}$$

La contrainte tangentielle est donnée par :

$$\tau_{u,t} = \frac{M_{tu}}{2 \times \Omega \times b_0}$$

avec :

b_0 : épaisseur fictive .

$b_0 = a/6$ où a est le petit coté

Ω : aire enveloppée par le contour tracé à mi-épaisseur des parois.

Application :

$A = 24,5 \text{ cm} \Rightarrow b_0 = 4,08 \text{ cm}$.

$\Omega = (a - b_0)(b - b_0) = 529,139 \text{ cm}^2$.

$\tau_{ut} = 0,52 \text{ Mpa}$.

- armatures transversales :

données par la relation ;

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau_{u,t}}{f_{su}} \frac{0,52 \times 0,05}{348} = 0,75 \times 10^{-4} \text{ m}$$

- armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{A_t \times U}{S_t}$$

U : périmètre de l'aire de la section Ω

$U = 2 \times [(a - b) + (b - b_0)] = 92,674 \text{ cm}$.

$A_l = 0,75 \times 10^{-2} \times 92,674 = 0,695 \text{ cm}$

finalement :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{flexion}} + \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{torsion}} = 2,908 \times 10^{-4} \text{ m}$$

soit $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (4HA8)

$S_t \leq 69,12 \text{ cm}$

et

$S_t \leq \min (0,9 \times d, 40 \text{ cm}) = 19,8 \text{ cm}$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_l \geq (A_l)_{\text{flexion}} + (A_l)_{\text{torsion}}$$

$$\Rightarrow A_l \geq 1,511 + 0,695 = 2,206 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 3\text{HA}10 + 2\text{HA}8$$

e)- Ferrailage du palier :

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = \frac{1,48}{2,80} = 0,53 \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0,092$$

$$\mu_y = 0,420$$

$$P = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,736 + 1,5 \times 0,250 = 1,369 \text{ t / m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \times P \times (l_x)^2 = 0,276 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,116 \text{ t.m}$$

- sens x-x : moment en travée : $M_{xt} = 0,85 \times M_{0x} = 0,235 \text{ t.m}$

Moment en appui :

Appui de rive : $M_{xa1} = 0,3 \times M_{0x} = 0,083 \text{ t.m}$

Appui intermédiaire : $M_{xa2} = 0,5 \times M_{0x} = 0,138 \text{ t.m}$

- sens y-y : moment en travée : $M_{yt} = 0,75 \times M_{0y} = 0,087 \text{ t.m}$

Moment en appui :

Appui de rive : $M_{ya1} = 0,5 \times M_{0y} = 0,058 \text{ t.m}$

Appui intermédiaire : $M_{ya2} = 0,5 \times M_{0y} = 0,058 \text{ t.m}$

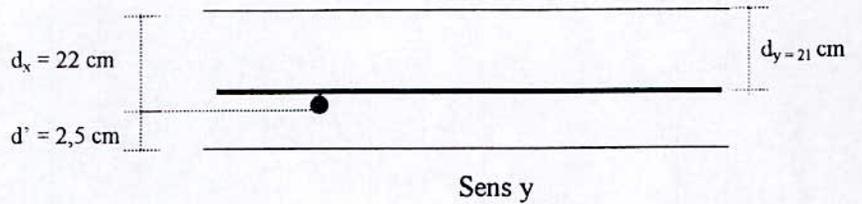
- Dispositions constructives :

$$d_x = h - d'$$

$$d_y = d_x \cdot \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$$

$$\phi \leq \frac{h}{10} \quad \text{on choisit}$$

$$\phi_x = \phi_y = 10 \text{ mm}$$



- écartement des armatures :

- direction la plus sollicitée : $S_{ty} \leq \min (3h , 33 \text{ cm})$.

direction perpendiculaire à la première direction :

$S_{tx} \leq \min (4h , 44 \text{ cm})$. pour notre cas :

$$h = 24,5$$

$$d_x = 22 \text{ cm}$$

$$d_y = 21 \text{ cm}$$

$$S_{ty} = 33 \text{ cm}$$

$$S_{tx} = 45 \text{ cm}$$

- calcul des armatures :

- sens x-x :

- en travée :

$$M_u = 0,235 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,0032$$

$$\alpha = 0,004$$

$$Z = 21,965 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,31 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 2,81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 4HA10 ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$) avec $S_{ty} = 27 \text{ cm}$

- appui de rive :

$$M_y = 0,083 \text{ t.m}$$

$A_s = 0,11 \text{ cm}^2$ soit 3HA6 avec $S_{ty} = 30 \text{ cm}$

- Appui intermédiaire :

$$M_y = 0,138 \text{ t.m}$$

$A_s = 0,18 \text{ cm}^2$ soit 3HA6 avec $S_{ty} = 30 \text{ cm}$

- Sens y - y :

- En travée :

$$M_u = 0,087 \text{ t.m}$$

$A_s = 0,12 \text{ cm}^2$ soit 4HA10 avec $S_{tx} = 27 \text{ cm}$ (condition de non fragilité)

- En appui :

$$M_u = 0,058 \text{ t.m.}$$

Soit : 3HA6 / ml.

7.4 CALCUL DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX :

7.4.1 Introduction :

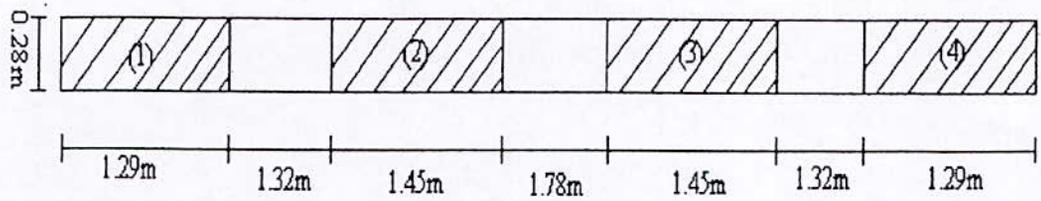
Dans le but de proposer des solutions avec un coût de revient optimal, chaque projet de réparation ou de renforcement doit suivre certaines étapes jugées indispensables pour mieux mener à bien l'opération de confortement.

Dans le cas de notre bâtiment , les étapes à suivre sont les suivantes :

- Choix d'un système d'étagage en charpente métallique, servant à maintenir les panneaux endommagés lors de l'opération de cisaillement des boulons.
- Faire un plan de démolition servant à donner une séquence de suppression des panneaux endommagés , en commençant par le plus élevés.
- En fonction de l'emplacement de la partie endommagée (difficultés de coffrage) et du but à atteindre (rendre à la structure sans état de service initial « réparation » , ou bien chercher un autre état de service « renforcement ») , choisir un système de confortement convenable .(portique , voile, mixte).Dans notre cas la partie endommagée est la façade postérieure, quatre solutions sont proposées.
- Faire une étude technico – économique de chaque solution, afin d'évaluer son coût de revient.
- Donner le détails des différentes jonctions (poutres-poteaux , poteaux-longrines , etc ...), les recouvrements des barres et la nature des matériaux de reprise à utiliser (adjuvantsetc) .
- Faire un calcul détaillé des différents éléments structuraux avec toutes les vérifications nécessaires. Dans notre ouvrage, les éléments structuraux dans les trois premières solutions seront calculés selon les règles B.A.E.L.83 et vérifiés en utilisant les règles R.P.A.88. La maçonnerie chaînée de la quatrième solutions sera calculée suivant des règles spécifiques.

D'autres recommandations est prescriptions techniques seront exposées ultérieurement.

7.5 PREMIÈRE SOLUTION (COULAGE D'UN VOILE EN BÉTON ARMÉ) :



Calcul du trumeau 1 et 4:

$$N_{\min} = -25.619 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 15.014 \text{ t.m}$$

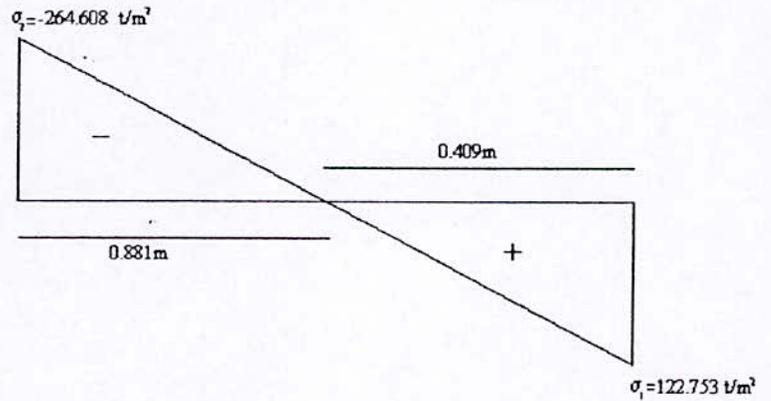
Le trumeau est soumis à une flexion composée. Les contraintes sont :

$$\sigma_1 = \frac{N_{\min}}{\Omega} + \frac{M_{\max} \times v}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{\min}}{\Omega} - \frac{M_{\max} \times v}{I}$$

$$\sigma_1 = 122.753 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = -264.608 \text{ t/m}^2$$



La largeur de la bande est :

$$d = 27 \text{ cm}$$

- Étude de la bande :

Caractéristiques de la bande :

$$\Omega' = 0.076 \text{ m}^2$$

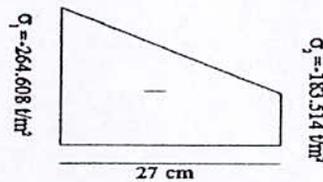
$$I' = 0.0005 \text{ m}^4$$

$$V' = 0.135 \text{ m}$$

- Résolution de l'équation :

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1 \times v'}{I'}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega'} - \frac{M_1 \times v'}{I'}$$



La résolution de ce système donne :

$$N_1 = -17.028 \text{ t}$$

$M_1 = 0.152 \text{ t.m} \Rightarrow$ La section est entièrement tendue.

$$\text{Donc } A_s = \frac{N}{f_{su}} = 9.061 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$$

$$A_{\text{min}} = 0.5 \times 28 \times 100 / (2 \times 100) = 7 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml} \Rightarrow A_s = 9.061 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml} > A_{\text{min}} = 7 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}.$$

Soit 6HA14 ($A_s = 9.23 \text{ cm}^2$) ; $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Armatures horizontales :

$$\tau_b = 52.58 \text{ t/m}^2 < 0.2 f_{c28} = 540 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_b = 52.58 \text{ t/m}^2 < 0.025 f_{c28} = 67.5 \text{ t/m}^2 \Rightarrow A_s = 0.15\% b \cdot h = 2.1 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}.$$

Soit 5HA8 ($A_s = 2.51 \text{ cm}^2$), $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Ferrailage des trumeaux 2 et 3 :

En procédant de la même manière que précédemment et en utilisant un ferrailage minimal sur la zone comprimée on trouve $A_{sI} = 8.784 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml} > A_{\text{smin}} = 7 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$.

On prend 6HA14 ($A_s = 9.23 \text{ cm}^2$; $S_t = 20 \text{ cm}$).

$$A_t = 0.15\% \cdot b \cdot h = 2.1 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}.$$

- Vérification à la compression :

Trumeaux 1 et 4 :

$$\sigma_c = 44.513 \text{ Kgf/cm}^2 < \overline{\sigma_b} = 153 \text{ Kgf/cm}^2.$$

Trumeaux 2 et 3 :

$$\sigma_c = 45.545 \text{ Kgf/cm}^2 < \overline{\sigma_b} = 153 \text{ Kgf/cm}^2.$$

- Calcul des linteaux 1 et 3 :

Les résultats obtenus après calcul sont les suivants :

- Armatures longitudinales : $(A_l, A_r) > 2.94 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend 2HA14 ($A_s = 3.07 \text{ cm}^2$).
- Armatures transversales : $A_t \geq 1.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend 1HA12 ($A_s = 1.13 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm}$.
- Armatures de répartition : $A_c \geq 3.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend 4HA12 ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$).
- Armatures diagonales : $A_c = 4.618 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend 8HA10 ($A_s = 6.28 \text{ cm}^2$).

- Calcul du linteau 2 :

- Armatures longitudinales : $(A_l, A_r) > 1.523 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend 2HA10 ($A_s = 1.57 \text{ cm}^2$).
- Armatures transversales : $A_t \geq 0.257 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend 1HA8 ($A_s = 0.5 \text{ cm}^2$), $S_t = 15 \text{ cm}$.
- Armatures de répartition : $A_c \geq 3.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend 4HA12 ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$).

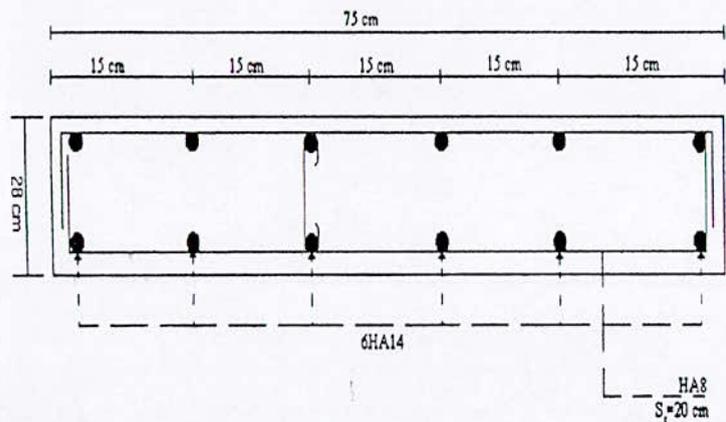


Fig. 7.6 : Schéma de ferrailage des trumeaux 1 & 4

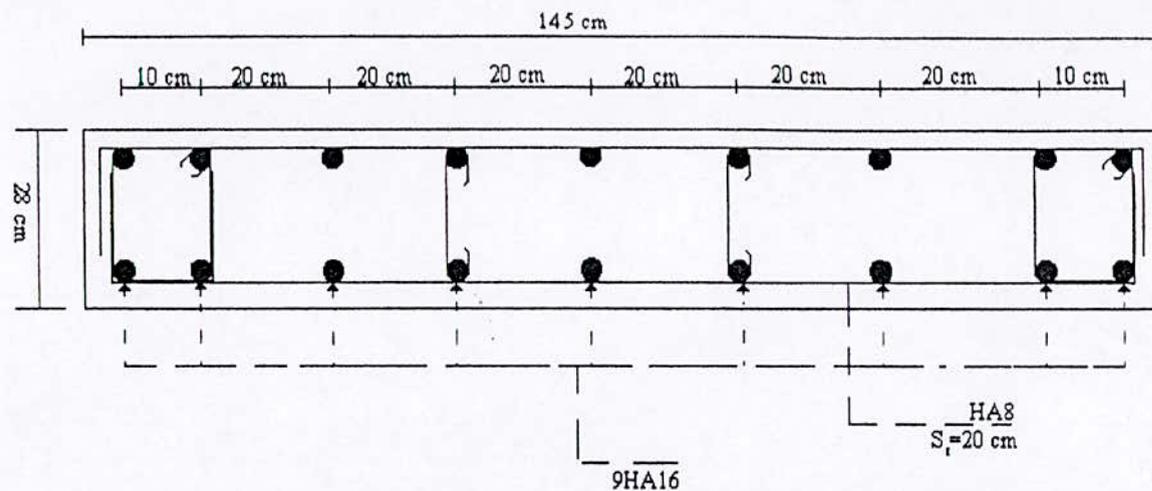


Fig. 7.7 : Schéma de ferrailage des trumeaux 2 & 3

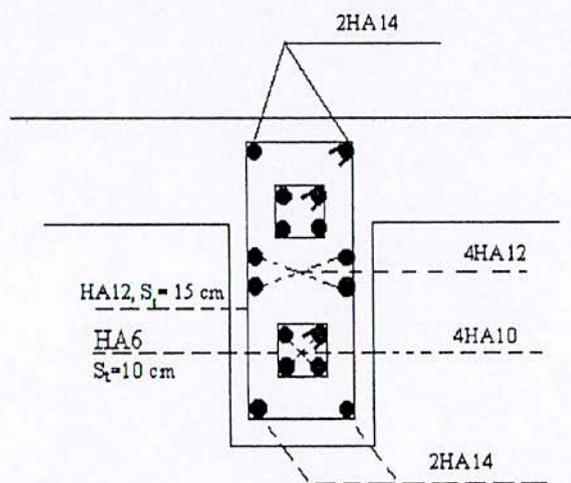


Fig. 7.8 : Schéma de ferrailage des linteaux 1 & 3

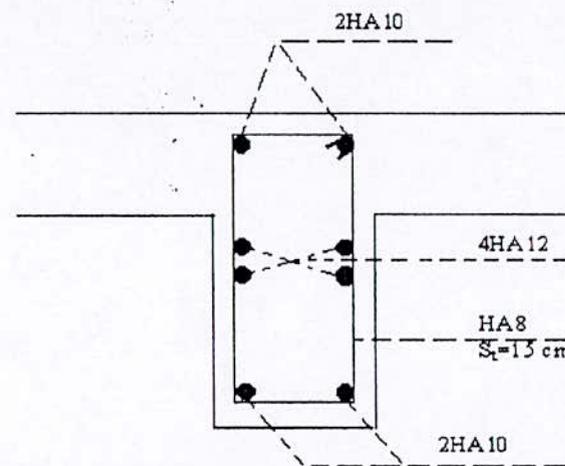


Fig. 7.9 : Schéma de ferrailage du linteau 2

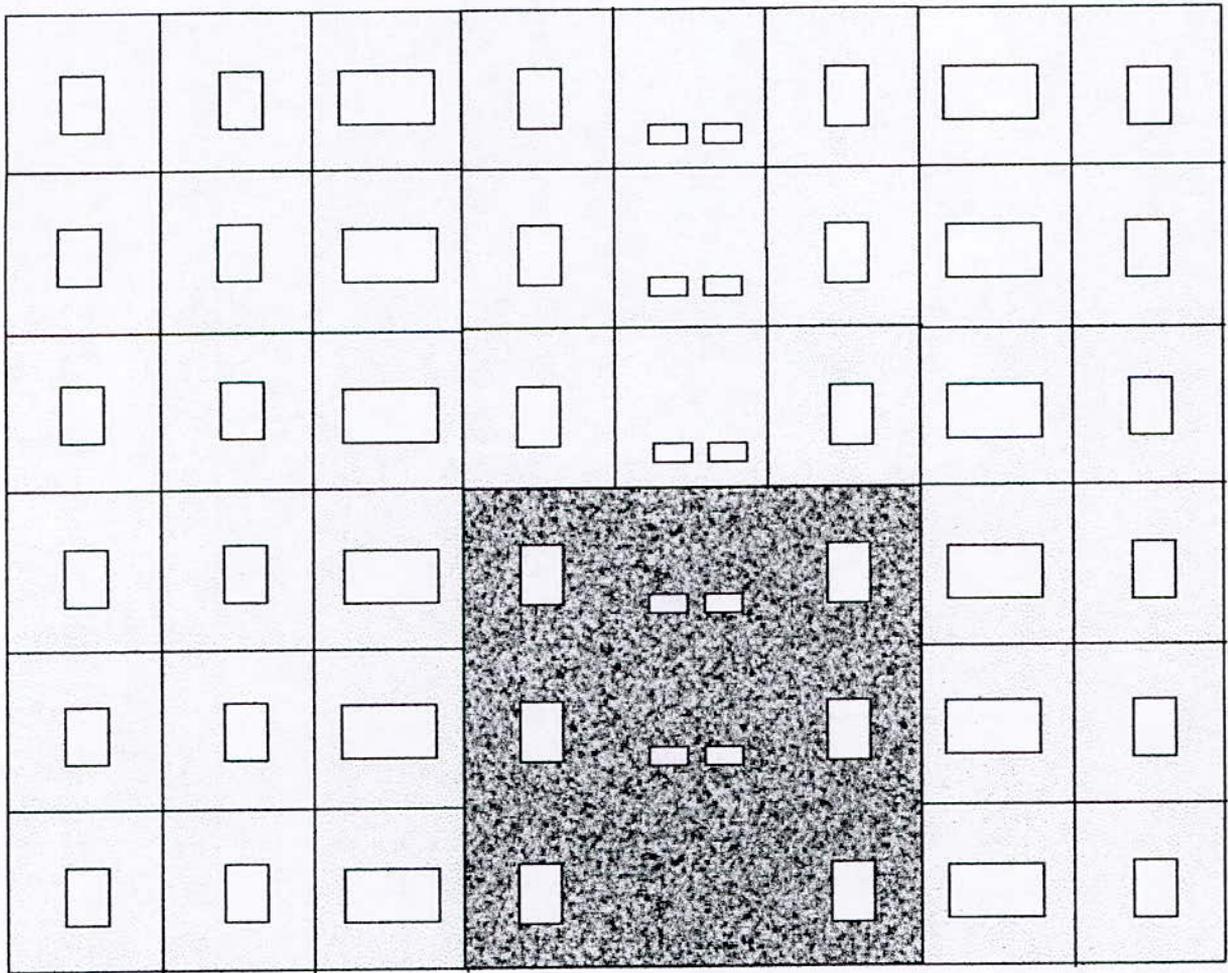


Fig7.10 : reprise de la façade postérieure en utilisant un voile coulé sur place

7.6 DEUXIÈME SOLUTION :

Chaque panneau sera ferrailé en fonction de la part des sollicitations qui lui revient des trumeaux aux quels il appartient.

Si le ferrailage autour de l'ouverture du panneau n'est pas le même, on adoptera le ferrailage le plus défavorable pour toute la section du panneau.

La hauteur des linteaux est réduite de 20 cm, par rapport à celle des linteaux calculés dans la première solution, du fait de l'existence du joint horizontal.

Deux plaques de treillis-soudés sont disposées sur les deux faces des panneaux dans la partie inférieure à l'ouverture pour éviter la fissuration du béton et pour maintenir les barres verticales.

La longueur de recouvrement entre les treillis-soudés et les armatures transversales est de 20 cm ($40 \times \phi$).

Le treillis-soudé utilisé est du type : $\phi 5 \times \phi 5 \times 20\text{cm} \times 20\text{cm}$.

Pour réaliser les 9 panneaux, on doit confectionner des moules possédant les caractéristiques des anciens panneaux.

La main d'œuvre responsable du montage des nouveaux panneaux doit être qualifiée et ayant une large expérience dans le domaine pour éviter tout type de désordre inacceptable.

Les schémas de ferrailage des différents panneaux ainsi que d'autres informations sont donnés ci – après :

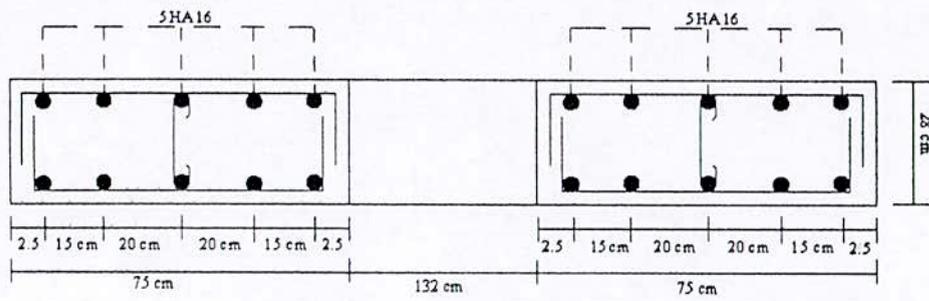


Fig. 7.11 : Schéma de ferrailage des panneaux 1 & 3

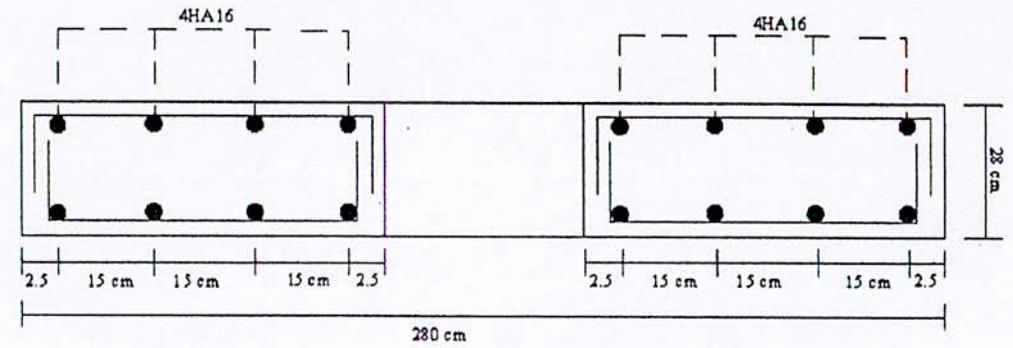


Fig. 7.12 : Schéma de ferrailage des panneaux 2

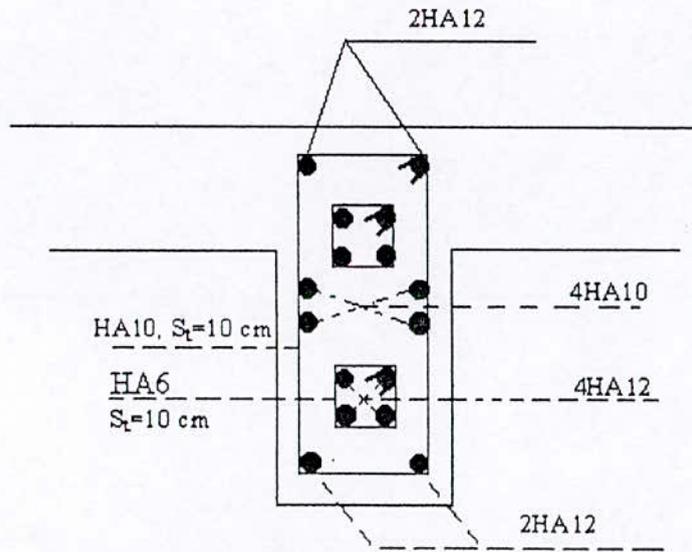


Fig. 7.13 : Schéma de ferrailage du linteau (panneau 2)

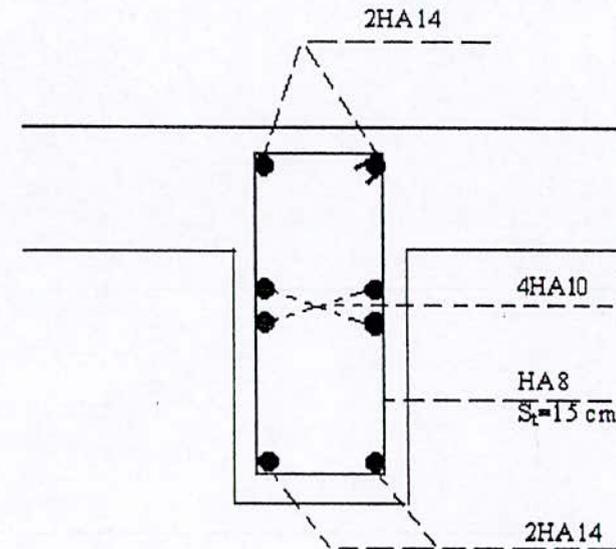


Fig. 7.14 : Schéma de ferrailage du linteau (panneaux 1 & 3)

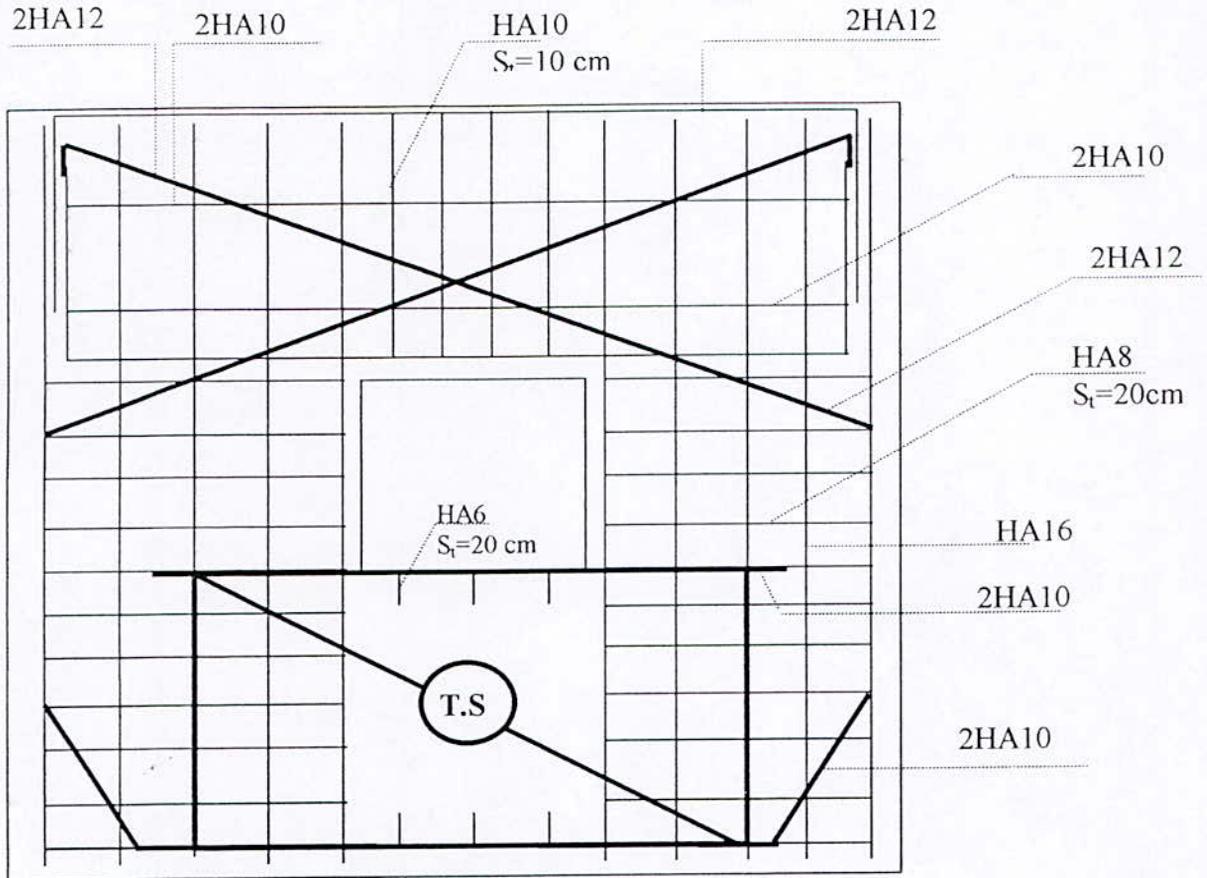


Fig. 7.15 : Schéma de ferrailage des panneaux 1 & 3.

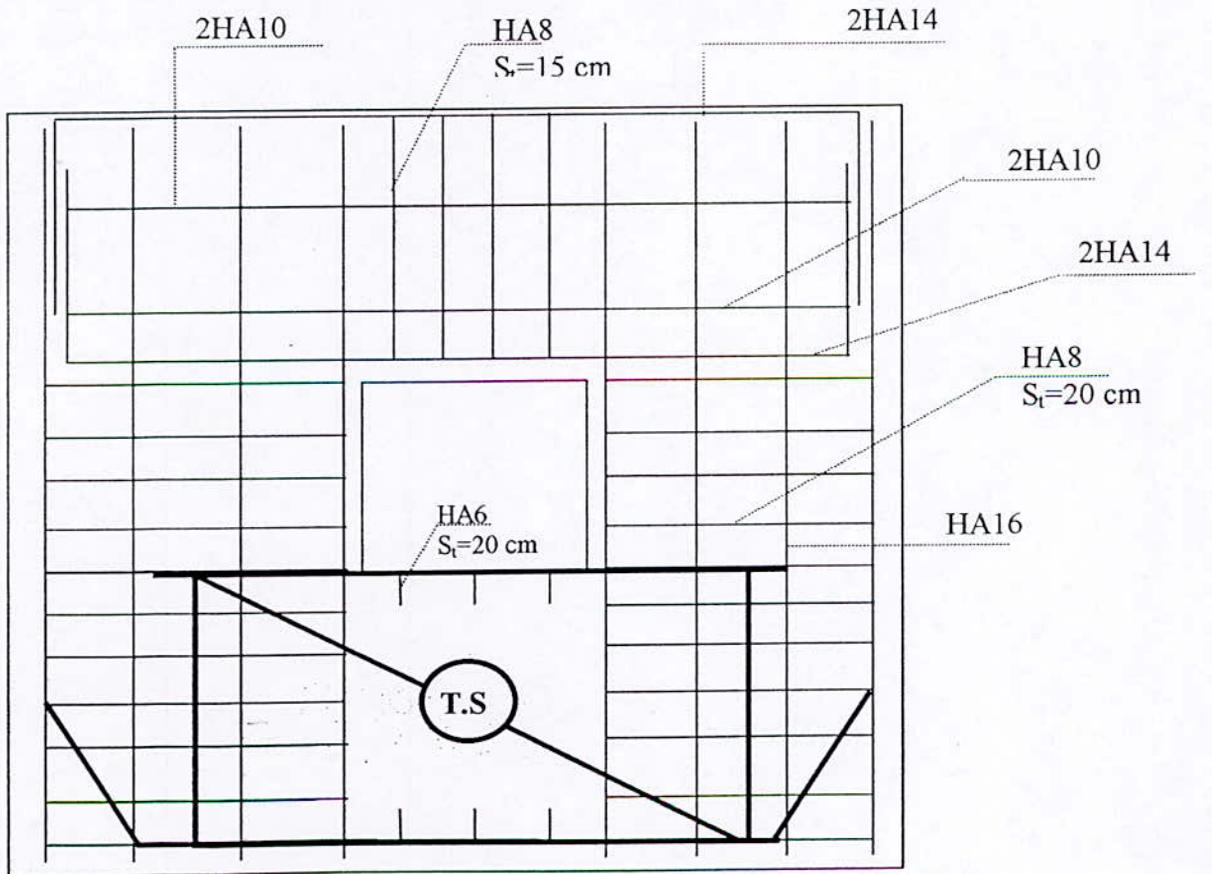


Fig. 7.16 : Schéma de ferrailage du panneau 2.

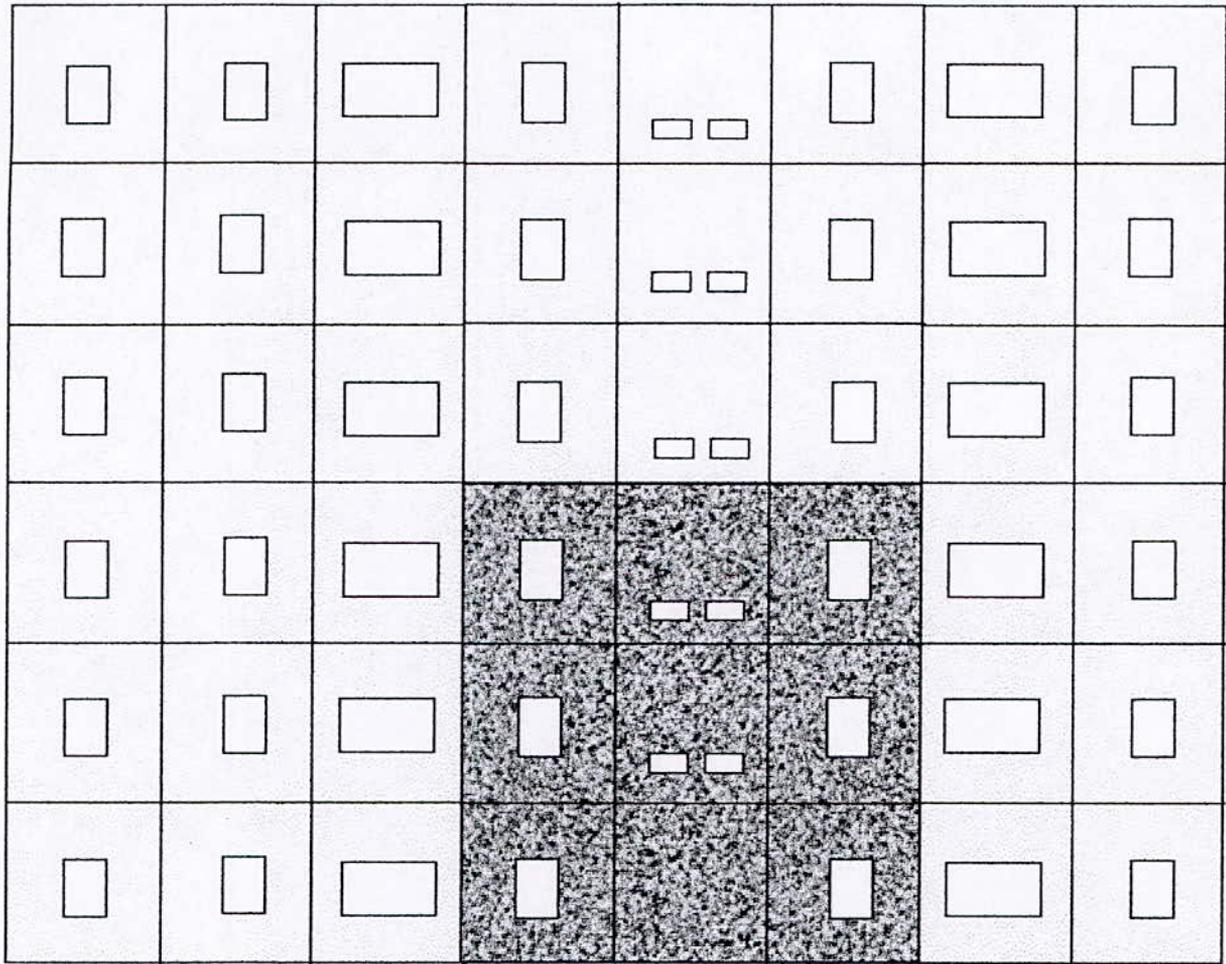


Fig 7.17 : Reprise de la façade postérieure en utilisant des panneaux en béton armé coulé sur place

7.7 TROISIÈME SOLUTION : (PORTIQUE MULTI – ÉTAGÉS) :

7.7.1 Prédimensionnement des poutres et des poteaux :

Les dimensions des sections transversales des poutres et des poteaux doivent satisfaire les conditions de R.P.A.88 :

$$\text{Choix : poteaux } 30\text{cm} \times 30\text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} \frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 \leq 3 \\ \min(b, h) = 30\text{ cm} \geq \frac{h_c}{20} = 14\text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{poutre } 20\text{cm} \times 30\text{ cm} \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 \leq 3$$

évaluation des charges :

poutre 1 :

- Poids propre de la poutre : $G_1 = 0,2 \times 0,3 \times 2,5 = 0,15\text{ t/ml}$
- Poids du plancher revenant à la poutre $G_2 = 2,4 \times 0,736 = 1,767\text{ t/ml}$
- Poids des panneaux préfabriqués $G_3 = 3,54\text{ t/ml}$
- Charge d'exploitation $Q = 0,42\text{ t/ml}$

Poutre 2 et 3 :

- Poids propre de la poutre : $G_1 = 0,15\text{ t/ml}$
- Poids du plancher revenant à la poutre $G_2 = 1,767\text{ t/ml}$
- Poids du mur en maçonnerie $G_3 = 1,625\text{ t/ml}$
- Charge d'exploitation $Q = 0,42\text{ t/ml}$.

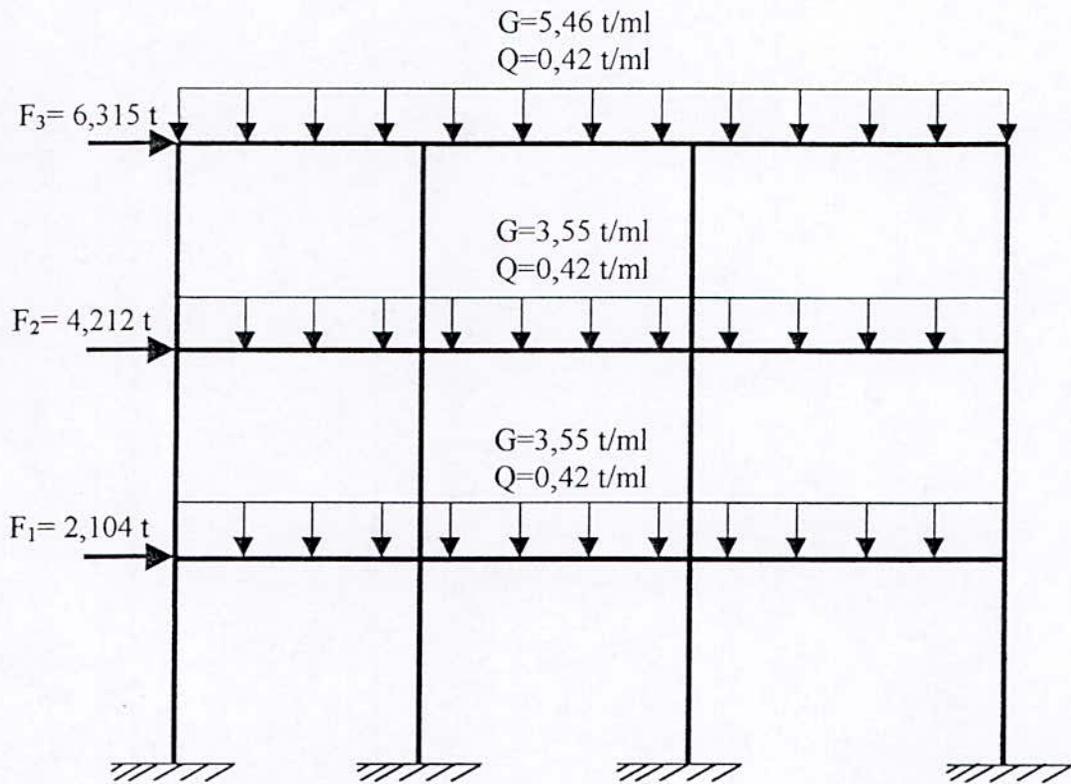


Fig 7.18 : charges horizontales et verticales revenant au portique

7.7.2 Combinaison d'actions :

Poutre 1 : $1.35 \times G + 1.5 \times Q = 8,001 \text{ t/ml}$

Poutres 2 et 3 : $1.35 \times G + 1.5 \times Q = 5,422 \text{ t/ml}$

Les poutres 1,2,3 seront calculées à partir des résultats donnés par le SAP90 (voir annexe V)

7.7.3 Ferrailage des poutres :

Poutre 1 :

A mi-travée $M_{\max} = 5,8 \text{ t.m}$
 $\mu_{bu} = 0,26 < \mu_{lu}$
 $A_{su} = 7,293$

En appuis $M_{\max} = -10,84 \text{ t.m}$
 $\mu_{bu} = 0,486 > \mu_{lu}$
 $A_{sc} = 4,966 \text{ cm}^2$
 $A_{st} = 13,769 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité : $A \geq 0,689 \text{ cm}^2$ (vérifiée)

- Vérification à l'effort tranchant :

$$V_U = 21,21 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 \times d} = 26,185 \text{ kgf / cm}^2 < \overline{\tau}_b = 36 \text{ kgf / cm}^2$$

$$\phi_t \leq \min (h/35 , \phi_1 , b/10) = 0,86 \text{ cm}$$

soit $A_t = 0.57$ 1 cadre $\phi 6$

l'espacement S_t :

en zones nodales	$S_t \leq \min (h/4 , 12 \phi) = 7,5 \text{ cm}$
	$S_t = 6 \text{ cm}$ sur une longueur de 36 cm
En zones courantes	$S_t \leq h/4 = 15 \text{ cm}$ $S_t = 15 \text{ cm}$

Poutre 2 et 3 :

A mi-travée $M_{\max} = 1,7 \text{ t.m}$
 $\mu_{bu} = 0,08 < \mu_{lu}$
 $A_{su} = 1.884$

En appuis $M_{\max} = -3.589 \text{ t.m}$
 $\mu_{bu} = 0.161 < \mu_{lu}$
 $A_{su} = 4,191 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité : $A \geq 0,689 \text{ cm}^2$ (vérifiée)

- Vérification à l'effort tranchant :

$$V_U = 6.55 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 \times d} = 8.864 \text{ kgf / cm}^2 < \overline{\tau}_b = 36 \text{ kgf / cm}^2$$

$$\phi_t \leq \min (h/35 , \phi_1 , b/10) = 0,86 \text{ cm}$$

soit $A_t = 0.57$ 1 cadre $\phi 6$

l'espacement S_t :

en zones nodales	$S_t \leq \min (h/4 , 12 \phi) = 7,5 \text{ cm}$
	$S_t = 6 \text{ cm}$ sur une longueur de 36 cm
En zones courantes	$S_t \leq h/4 = 15 \text{ cm}$ $S_t = 15 \text{ cm}$.

- Choix des barres :**Poutre 1 :**

Armatures longitudinales : en travée $A_s = 7.293 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}18$ ($A=7.63 \text{ cm}^2$)

Sur appuis $A_s=13.769 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow 3\text{HA}18 + 2\text{HA}20$ ($A=13.91 \text{ cm}^2$).

Armatures transversales :

$A_t=0.57\text{cm}^2 \Rightarrow 1\text{HA}6$.

Poutre 2 et 3 :

Armatures longitudinales : en travée $A_s = 1.884 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}10$ ($A=2.35 \text{ cm}^2$)

Sur appuis $A_s=4.191 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow 3\text{HA}10 + 2\text{HA}12$ ($A=4.61 \text{ cm}^2$).

Armatures transversales :

$A_t=0.57\text{cm}^2 \Rightarrow 1\text{HA}6$.

7.7.4 Ferrailage des poteaux :

La section d'armatures longitudinales est donnée par l'inégalité suivante :

$$A_s \geq \frac{1}{0.85 \times f_{su}} \left[\beta \cdot N_u - \frac{A_{br} \cdot f_{bu}}{0.9} \right]$$

Pour $j > 90$ jours

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \lambda \leq 50$$

Pour le poteau le plus sollicité, on a :

$$N_u = 50.05 \text{ t}; A_{br} = 784 \text{ cm}^2; f_{su} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A_s > -26.716 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_{s\min} = \max.[4U \text{ (m)}, 0.2\%A_b \text{ (cm}^2)] = \max.[4.8 \text{ cm}^2; 1.8 \text{ cm}^2] = 4.8 \text{ cm}^2,$$

Soit $4\text{HA}14$ ($A=6.15 \text{ cm}^2$)

- Armatures transversales :

$\phi_t = 1/3 \phi_1$; soit $\phi_t = 6 \text{ cm}$

$S_t \leq \min.(15\phi_1; 40 \text{ cm}; A+10 [\text{cm}]) = 21 \text{ cm}$; soit $S_t = 20 \text{ cm}$ en zones courantes et 10 cm en zones nodales

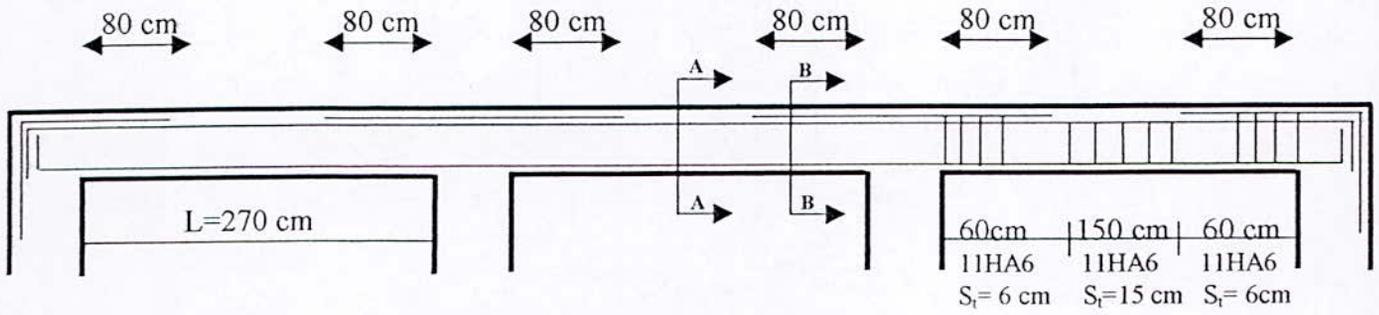
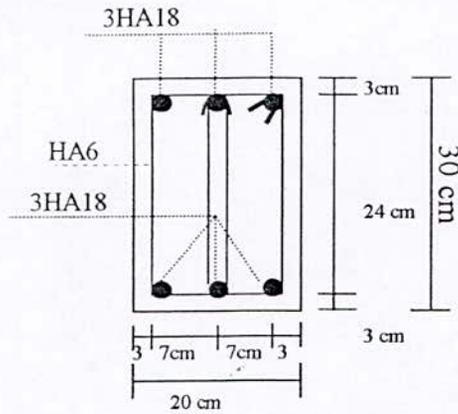
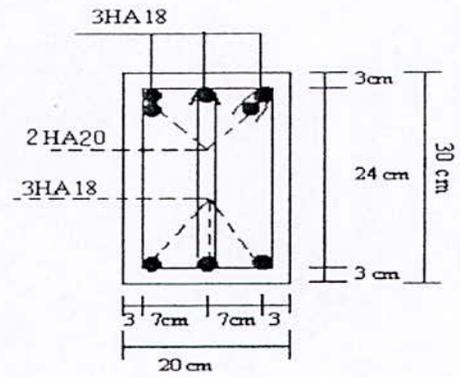


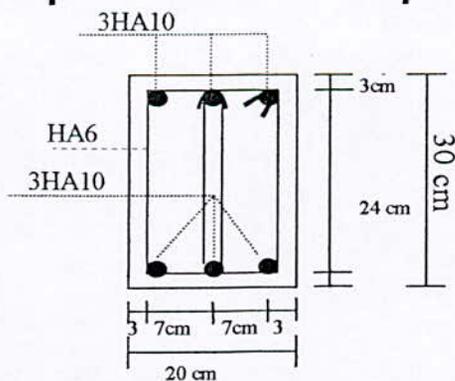
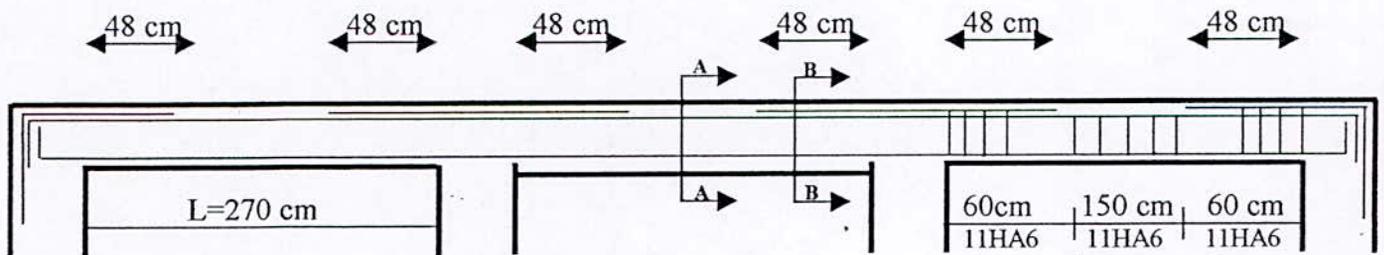
Fig7.19 : Schéma de ferrailage de la poutre 1.



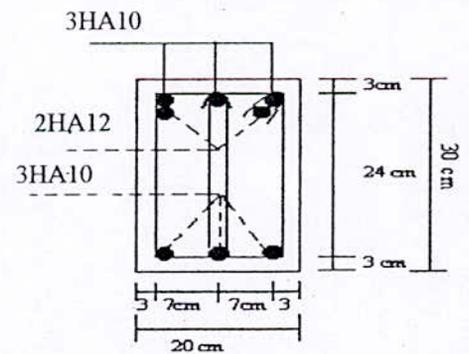
Coupe A-A



Coupe B-B



Coupe A-A



Coupe B-B

Fig 7.20 :Schéma de ferrailage des poutres 2 & 3.

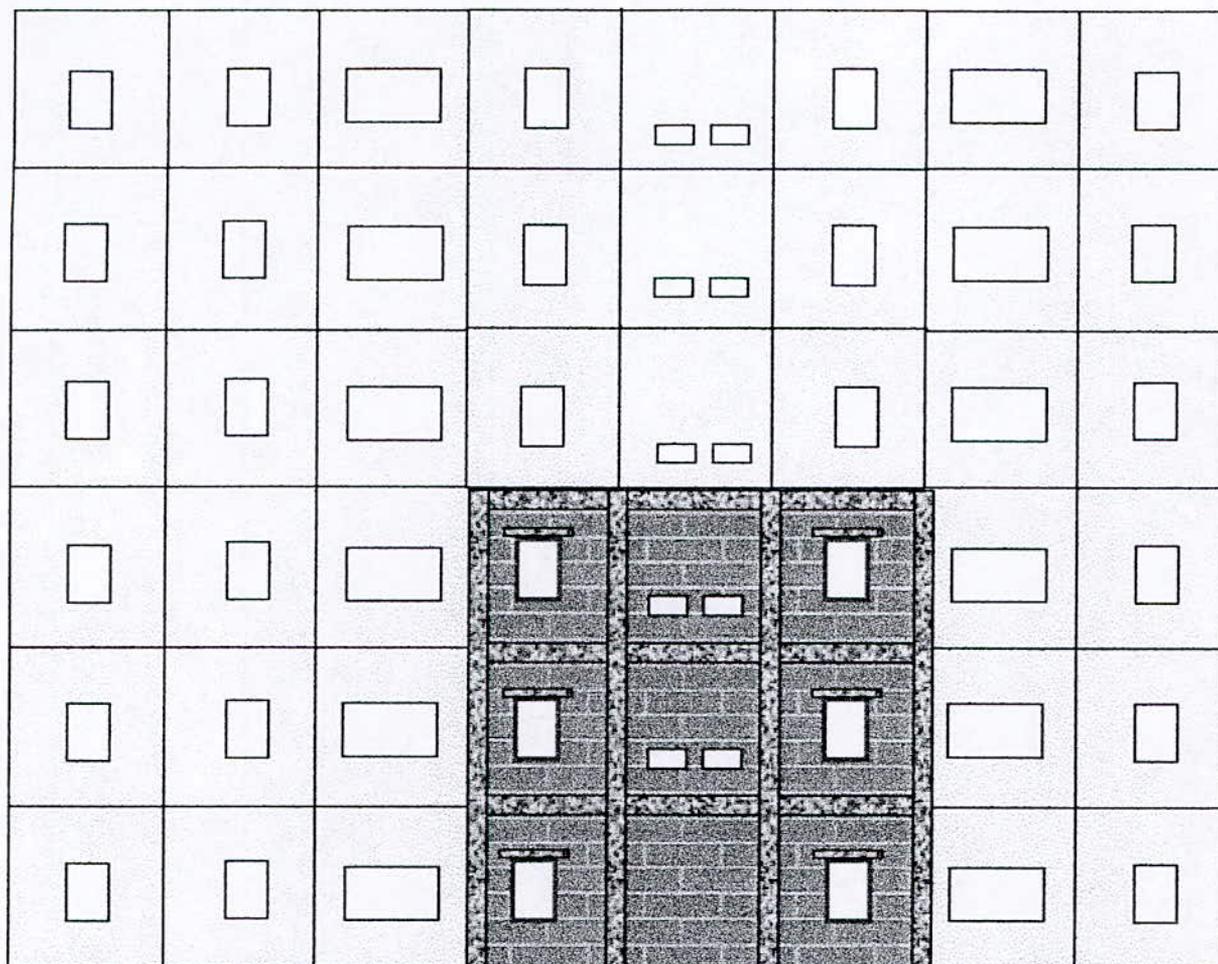


Fig7.21 : reprise de la façade postérieure en utilisant un portique multi-étagés

7.8 QUATRIÈME SOLUTION : (Mur porteur en maçonnerie chaînée)[24]

Le choix est porté sur la brique silico-calcaire de dimensions (11.5 cm x 11.3 cm x 24 cm).

Le calcul se fera selon « les règles de conception et de calcul de la maçonnerie chaînée » tout en satisfaisant les prescriptions techniques de RPA 88.

7.8.1 Calcul des sollicitations :

- Calcul du poids propre d'un mètre carré du mur en briques silico-calcaire:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Épaisseur du mur } e=24\text{cm} ; \\ \text{Nombre de briques (Deux faces)} : 64/\text{m}^2 ; \\ \text{Joint de mortier : } e=1.5\text{cm} : 20 \text{ Kg}/\text{m}^2 \\ \text{Enduit de ciment : } 18 \text{ Kg}/\text{m}^2 ; \\ \text{Enduit plâtre : } 10 \text{ Kg}/\text{m}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} P=(32 \times 5.7)+(32 \times 5.2)+20+18+10 \\ =400 \text{ Kg} \end{array}$$

Évaluation des charges au niveau du rez de chaussée :

$$\left. \begin{array}{l} N_g=8.950+(1.2 \times 3)+(3 \times 0.827)=16.031 \text{ t.} \\ N_q=0.502+(0.3 \times 0.197)=0.561 \text{ t} \end{array} \right\} \begin{array}{l} N= N_g + N_q=16.592 \text{ t} \\ M=10.585 \text{ t.m} \end{array}$$

7.8.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

$\sigma_m=10\text{Mpa}$; $\sigma_b=15\text{Mpa}$ avec :

σ_m :résistance à la compression du mortier exprimé en MPa ;

σ_b :résistance à la compression de la brique silico-calcaire exprimé en MPa.

- Résistance moyenne de rupture en compression :

$$R = 0.55 \times \sqrt[3]{\sigma_m \times \sigma_b^2} = 7.2 \text{ MPa}$$

- Module de déformation longitudinale :

$E_0=\alpha.R=750 \times 7.2=5400 \text{ Mpa}$ avec :

α : la constante élastique de la maçonnerie définie dans le tableau 1 de DTR[conception et calcul de la maçonnerie chaînée].

- Résistance admissible de calcul en compression :

$$R_{adm} = \frac{R_n}{K_c}$$

$$R_n = R \times (1 - 1.64 \times \nu) \text{ avec}$$

R_n : la résistance normative du calcul définie comme étant la limite de résistance de la maçonnerie à 28 jours .

K_c : coefficient de sécurité, fonction des caractéristiques géométriques, ou du processus de production de l'élément de maçonnerie, il est donné dans le tableau 4 dans le même DTR.

ν : coefficient de POISSON de la maçonnerie utilisée.

A.N :

$$\left. \begin{array}{l} \nu=0.15 \Rightarrow R_n=7.2 \times (1-(1.64 \times 0.15))=5.43 \text{ Mpa.} \\ K_c=1.4 \text{ (tableau 4)} \end{array} \right\} \Rightarrow R_{adm} = \frac{5.43}{1.4} = 3.88 \text{ MPa}$$

- Résistance admissible au cisaillement :

$$\tau_n = \text{Min} (\tau_0 + 0.4 \times \sigma_g ; \tau_{lim})$$

$$\tau_{adm} = \frac{\tau_n}{K_f} \text{ avec :}$$

σ_g : la contrainte de compression de la maçonnerie sous charges permanentes au niveau considéré exprimé en Mpa ;

τ_0 : la contrainte de cisaillement à contrainte verticale nulle exprimé en Mpa ; Voir tableau 6 de même DTR.

τ_n : la résistance normative de la maçonnerie au cisaillement exprimé en MPa ;

τ_{adm} : la résistance admissible au cisaillement exprimé en MPa ;

K_f : coefficient de sécurité donné dans le tableau 7.

A.N :

$$\tau_n = \text{min} . ((0.3+1.5) \text{MPa} ; 1.2 \text{MPa}) = 1.2 \text{MPa.}$$

$$\tau_{adm} = \frac{1.2}{1.6} = 0.75 \text{ MPa}$$

- Calcul à la compression :

En considérant une bande de 1ml, la contrainte de compression appliquée sur le mur en maçonnerie au niveau Rez de chaussée est de :

$$\sigma = \frac{N}{A_c} \text{ avec :}$$

$$A_c = b \times 2 \times \left(\frac{d}{2} - e_0 \right) ; e_0 = e'_0 + e_{accid}$$

e_0 : l'excentricité de calcul ;

e_0 : l'excentricité réelle ;

e_{accid} : l'excentricité accidentelle ;

d : épaisseur du mur en maçonnerie ; b : largeur du mur.

A.N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{10.585}{16.592} = 0.64 \quad ; \quad e_{\text{accid}} = 2 \text{ cm} \Rightarrow e = 2.64 \text{ cm} \quad \text{donc :}$$

$$A_c = 100 \times 2 \times \left(\frac{24}{2} - 2.64 \right) = 1872 \text{ cm}^2$$

$$\text{Finalement } \sigma_c = \frac{N}{A_c} = \frac{16592}{1872} = 8.863 \text{ Kgf / cm}^2.$$

Il faut vérifier que la contrainte de compression calculée reste toujours inférieure à :

$$\sigma_c = \frac{N}{A_c} \leq m_{\text{id}} \times \phi_1 \times R_{\text{adm}} \times \omega \quad \text{avec :}$$

A_c : désigne la section effective d'appui ;

m_{id} : coefficient de fluage de longue durée ;

ϕ_1 : coefficient de flambement ;

ω : coefficient de majoration sur A_c .

- Calcul du coefficient de flambement ϕ_1 :

$$\phi_1 = \phi \times \left[1 - \left(\frac{e_0}{d} \right) (0.06 \times \lambda_h - 0.2) \right] ; \quad \text{avec :}$$

d : épaisseur du mur ;

λ_h : élancement géométrique du mur ;

ϕ : coefficient de flambement dépendant de λ_h et de α .

A.N :

$$\lambda_h = \frac{l_0}{d} = \frac{\rho \times H}{d} = \frac{1 \times 3}{0.24} = 12.5 \Rightarrow \lambda_h^f = \lambda_h \times = 12.5 \times \left(\frac{1000}{\alpha} \right)^{0.5} = 12.5 \times \left(\frac{1000}{750} \right)^{0.5} = 14.434$$

d'où (tableau7) $\phi = 0.79$

$$\text{Finalement : } \phi_1 = 0.79 \times \left[1 - \left(\frac{24}{100} \right) \times (0.06 \times 14.434 - 0.2) \right] = 0.742$$

- Calcul du coefficient de fluage m_{ld} :

$$m_{ld} = 1 - \eta(1 + (1.2 e_0/d)) ; \quad \text{avec :}$$

η : coefficient donné dans le tableau 8 en fonction de λ_h .

Application :

$$m_{ld} = 1 - 0.04(1 + (1.2 \times 2.64)/24) = 0.955.$$

- calcul du coefficient de majoration ω :

le coefficient ω est un coefficient de majoration de contraintes sur A_c , il est calculé à partir de la formule suivante :

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{1.5 \times d} = 1 + \frac{2.64}{1.5 \times 24} = 1,073$$

finalement :

$$\sigma_{adm} = 0,955 \times 0,742 \times 38,8 \times 1,073 = 29,501 \text{ kgf / cm}^2.$$

7.8.3 vérification de la contrainte de compression :

$$\sigma_c = 8,863 \text{ kgf / cm}^2 < \sigma_{adm} = 29,501 \text{ kgf / cm}^2$$

7.8.4 vérification au cisaillement :

$$\tau_{max} = \frac{1,5 \times V}{b \times h} = \frac{1,5 \times 7,637 \times 10^3}{24 \times 100} = 4,77 \text{ kgf / cm}^2 < \tau_{adm} = 7,5 \text{ kgf / cm}^2$$

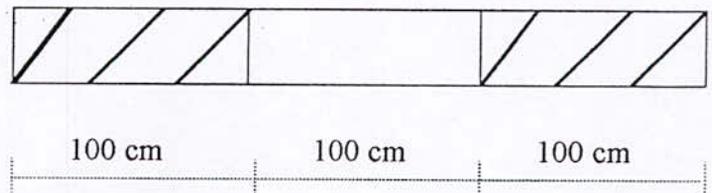
7.8.5 calcul à la traction :

- armatures du chaînage vertical:

$$M = 21,17 \text{ t.m}$$

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$N_t = \frac{M}{L} = \frac{21,17}{3} = 7,057 \text{ t}$$



Le minimum d'armatures préconisé

Par le PRA88 est de 4HA12 ($A = 4,5 \text{ cm}^2$) qui correspond à une résistance à la traction de $4,5 \text{ cm}^2 \times 4000 \text{ kgf / cm}^2 = 18000 \text{ kgf} = 18 \text{ tf}$

$N_t = 7,057 \text{ t} < N = 18 \text{ t} \Rightarrow$ on prend le ferrailage minimal qui est de 4HA12

- armatures du chaînage horizontal :

$$N_t = 15,274 \text{ t} < N = 18 \text{ t} \Rightarrow \text{on choisit 4HA12}$$

- armatures transversals :

Choix —————> HA8 (minimum de l’RPA88)

Espacement des armatures transversales:

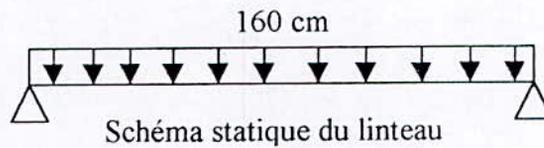
Chainage vertical: section transversale 24 cm × 20 cm ⇒ $S_t < \min(24 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$.

Chainage horizontal: section transversale 24 cm × 20 cm ⇒ $S_t < \min(24 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$.

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

7.8.6 calcul du linteau:

- Evaluation des charges:



- Poids propre du linteau $P_1 = 0,12 \times 0,24 \times 2,5 = 0,072 \text{ t/ml}$
 - Poids de la maçonnerie au dessus du linteau $P_2 = 0,40 \times 1 = 0,40 \text{ t/ml}$
-
- $\Sigma = 0,472 \text{ t/ml}$.

$P = 1,35 \times \Sigma P_i = 1,35 \times 0,472 = 0,637 \text{ t/ml}$.

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,06 < \mu_{lu} = 0,3$.

$\alpha = 0,071 \Rightarrow Z = 9,714 \text{ cm}$.

$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{0,204 \times 10^5}{9,714 \times 3480} = 0,6 \text{ cm}^2$.

Soit 2HA8.

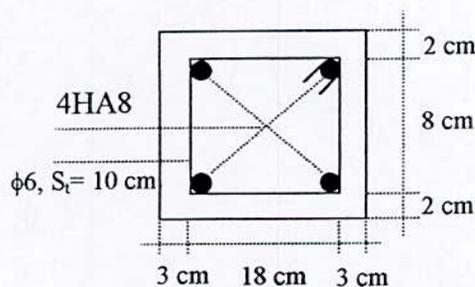


Fig7.22 :Schéma de ferrailage du linteau

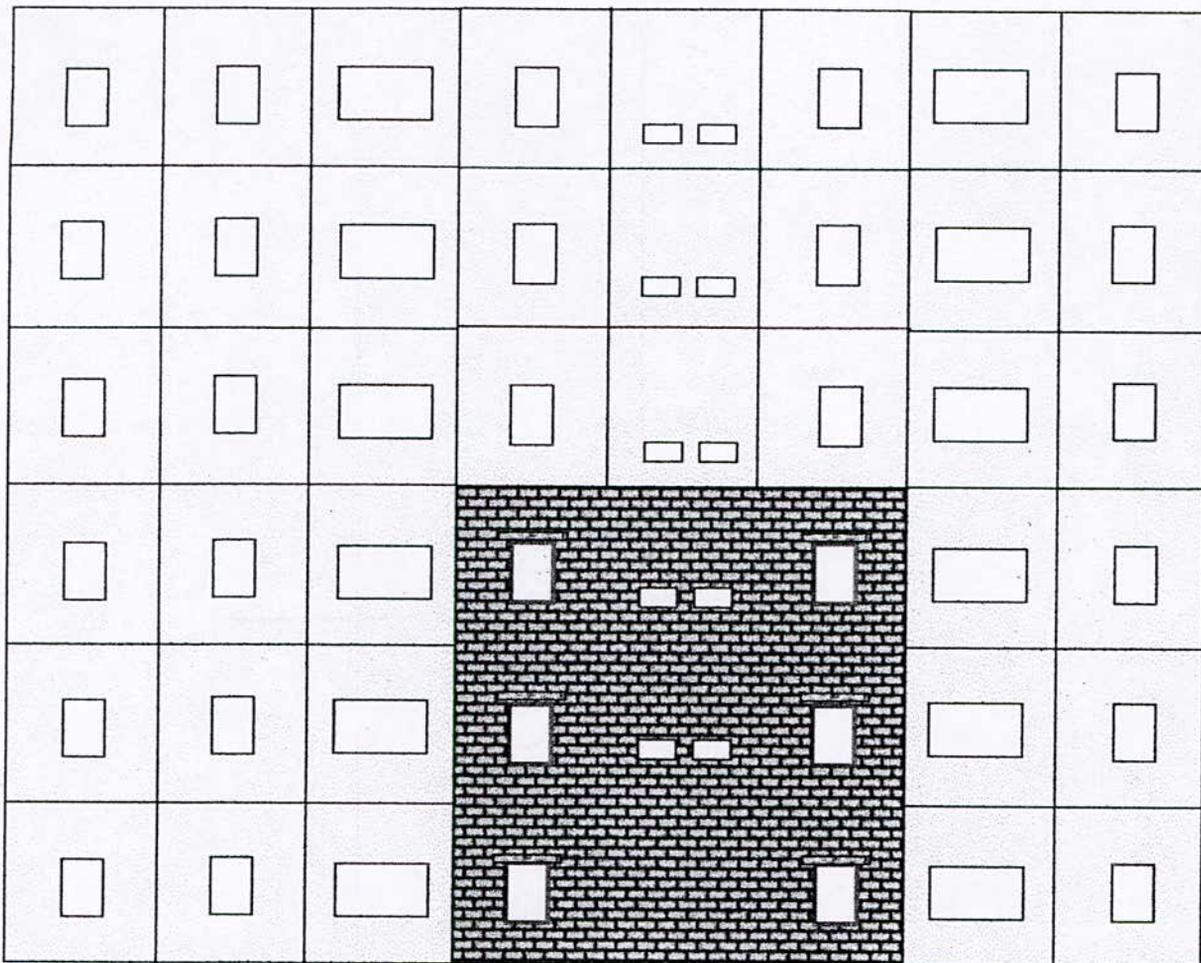


Fig7.23 : reprise de la façade postérieure en utilisant un mur porteur en brique silico-calcaire

7.9 PRESCRIPTIONS TECHNIQUES :

- Les voiles seront repris à partir du vide sanitaire.
- La mise en œuvre des bétons est conditionnée par un parfait nettoyage des surfaces de reprise.
- Le béton à maître en œuvre doit répondre à certaines exigences à savoir :
 - Le sable utilisé doit être très propre et à granulométrie continue(il est recommandé d'utiliser 80 % de sable grossier avec 20 % de sable fin).
 - Le gravillon doit être du 3/8 et du 5/15 (le gravier 15/25 est déconseillé pour les éléments de faibles épaisseurs).
 - Le ciment CPJ45 ou le CPA325 doit être utilisé avec un dosage de 400 kg /m³.
 - le rapport E/C (eau/ciment) ne doit pas dépasser 0.5 (0.4 souhaité).
 - Dans notre cas le rapport G/S (gravillon/sable) \cong 1.7 est convenable.
 - Un adjuvant d'un caractère fluidifiant est exigé dans les gâchées de béton afin de permettre à ce dernier d'épouser correctement les différentes formes de coffrage et d'éviter ainsi toute sorte de ségrégation de béton. Le dosage et le mode d'utilisation de l'adjuvant doivent être conformes aux prescriptions de la fiche technique délivrée par le fournisseur.
 - Pour assurer la continuité des éléments structuraux de l'ouvrage, un adjuvant de reprise est indispensable aux niveaux des surfaces de reprises (ancien béton – nouveau béton) par exemple le SIKADUR ou le SIKACOLLE ...
- La maçonnerie chaînée utilisée doit répondre aux exigences suivantes : [9]
 - Elles doit être montée de manière à former une masse aussi homogène que possible.
 - L'exécution des chaînages verticaux et horizontaux en béton armée doit assurer leur collaboration avec la maçonnerie pendant la sollicitation sismique, la liaison la plus efficace consistera à se servir de la maçonnerie comme coffrage.

- Les éléments présentant des cassures ou épaufrures importantes ne doivent pas être mis en œuvre tels quels. Il est toutefois admis d'utiliser, après découpage, les parties exemptes de défauts.
- Les briques silico-calcaire utilisées seront saturées d'eau avant leur mise en œuvre.
- Le mortier pour la maçonnerie sera constitué d'un sable et de la chaux avec un dosage minimum de 200 kg/m^3 .
- Le dosage en eau devra permettre d'obtenir un mortier bien plastique. Un mortier trop sec adhère mal, trop liquide il devient poreux et peu résistant.
- Le mortier doit remplir complètement les joints verticaux et horizontaux entre les blocs de maçonnerie.
- Les parois intérieures des coffrages doivent être parfaitement lisses dans le cas où les voiles sont dits à parement brut de décoffrage (sans enduits).
- Si les panneaux de coffrage sont constitués de planches, ces dernières doivent être parfaitement jointives et ne permettre aucune perte de laitance du béton lors de sa mise en œuvre.
- Pour l'ensemble des éléments à reprendre, le recouvrement (la longueur de scellement) des armatures doit être au moins égal à $1/4$ de leurs longueurs.
- Pour pouvoir mettre en place le béton dans de bonnes conditions, il sera prévu dans le coffrage des voiles des fenêtres de coulage. A la fin du bétonnage, on peut faire recours à une épaisseur supplémentaire du voile au niveau de la goulotte qu'il sera nécessaire de supprimer après décoffrage.

REMARQUES IMPORTANTES :

- Pour prévenir tout accident lors des travaux, il est indispensable de travailler dans un espace parfaitement propre, dégagé de tout débris de matériaux.
- Tout les vides pouvant provoquer des accidents doivent être fermés ou ceinturés périphériquement par des gardes-corps provisoires en bois.

- Les parties structurelles en particulier les voiles de la cage des escaliers qui doivent être conservées, seront minutieusement et solidement étayées avant la mise en place des coffrages proprement dits.
- Les travaux de confortement doivent être confiés à une entreprise spécialisée dans les reprises et possédant des références dans ce sens.

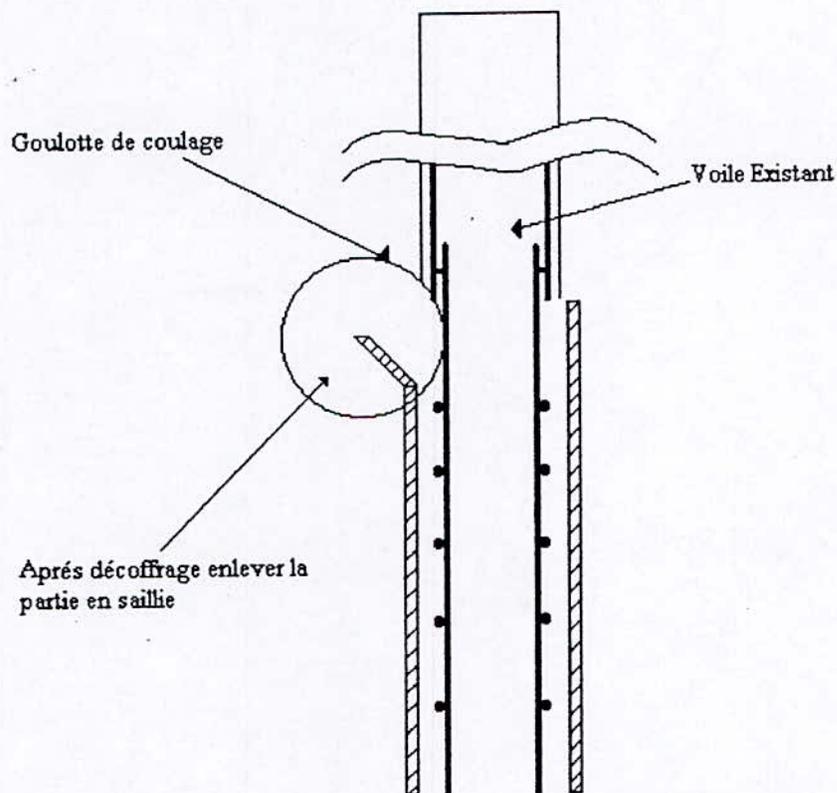


Fig7.24 : Principe de coffrage pour le coulage des voiles

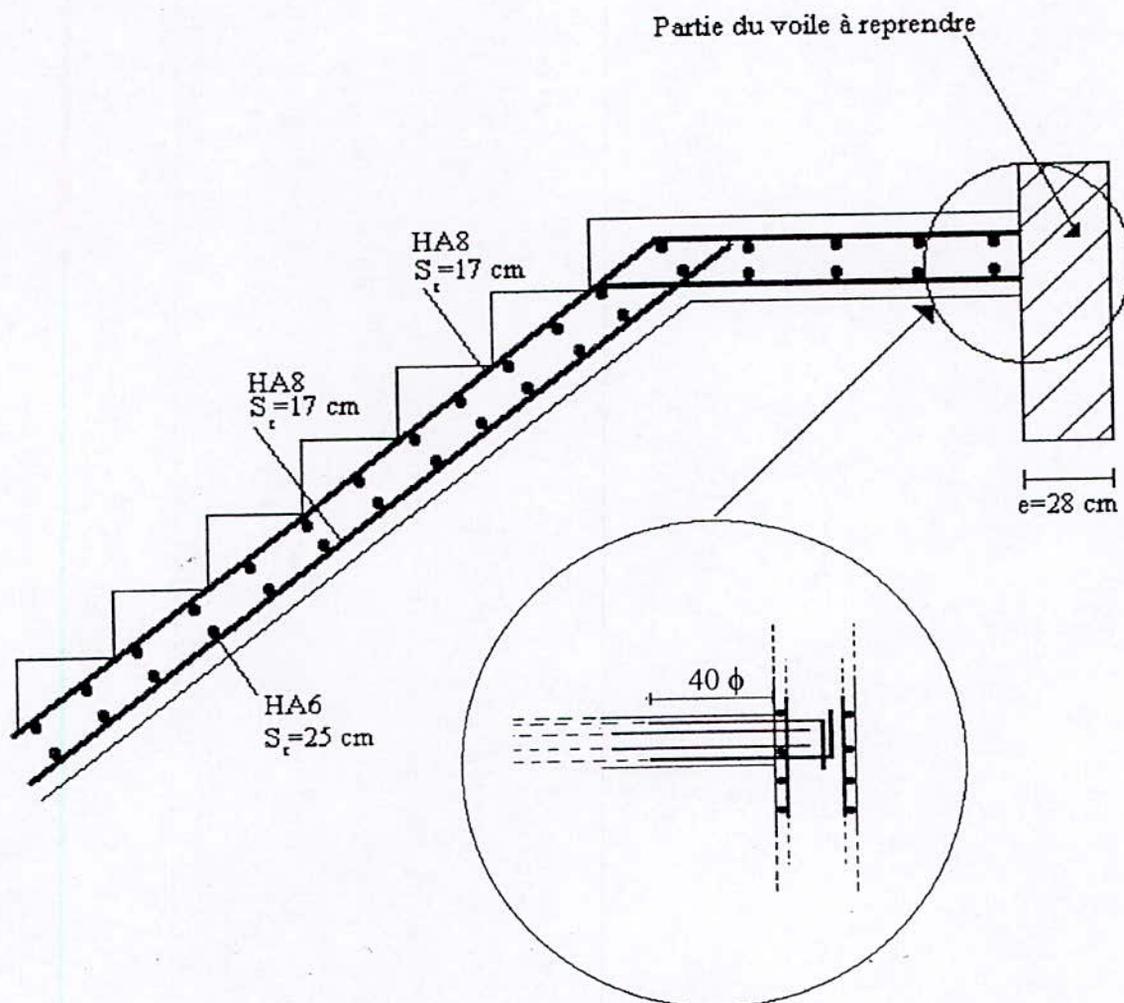


Fig 7.25 : Ancrage de la volée d'escalier dans le mur de façade

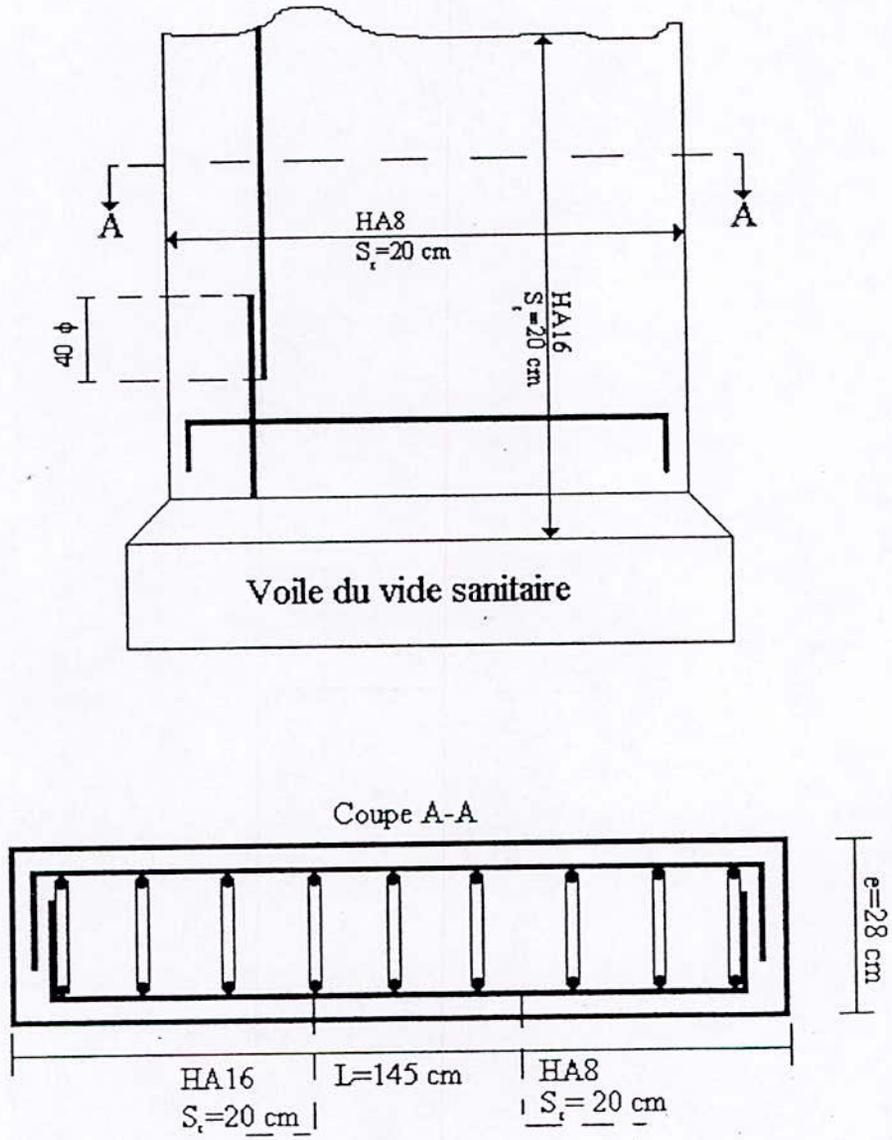


Fig 7.26 : Ferrailage type des voiles de la cage d'escaliers

CONCLUSION GENERALE

Tous les ouvrages ou les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de façon à pouvoir résister, avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations et déformations prévues, pendant la période d'utilisation et à pouvoir présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la durée de vie.

Mais malheureusement, ces ouvrages ou éléments d'ouvrages peuvent subir des désordres plus ou moins importants en fonction de l'origine de ces derniers.

Il convient à ce niveau de distinguer les désordres non préjudiciables de ceux qui sont dangereux, donc inacceptables pour la durabilité de l'ouvrage et par conséquent nécessitent des travaux de réparation ou de renforcement.

Les travaux de réparation ont pour but d'arrêter une évolution dommageable, de reconstituer l'intégrité du béton et de réaliser une protection efficace de la structure toute en rendant à celle-ci son état de service initial. Le cas de notre bâtiment est un exemple typique. Tandis que les travaux de renforcement consiste à augmenter le niveau de service de la structure pour en permettre son utilisation dans les conditions non prévues à l'origine.

Malgré que notre bâtiment possède une très grande inertie et que les joints verticaux et horizontaux ont été soigneusement exécutés, l'explosion a montré que ces joints demeurent les zones de faiblesse de l'ensemble de la structure.

Les installations de l'usine de préfabrifications de SIDI MOUSSA ont été conçues pour la fabrication de panneaux en béton léger (argile expansé); or celles-ci produisaient des éléments préfabriqués en béton traditionnel, ce qui a engendré un surdimensionnement d'où surconsommation de béton et d'acier.

Enfin, nous pouvons dire que la réalisation de ce modeste travail nous a permis d'une part, de se familiariser avec les différentes méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages, et d'autre part d'enrichir nos connaissances dans le domaine de la préfabrication lourde et surtout le système de construction « *coopal* ».

BIBLIOGRAPHIE

- [1] NNDP/UNINDO PROJECT REP/79/015, « Repair and Strengthening of Reinforcement concrete, stone and brick – masonry buildings ».
- [2] COLLECTION- AFPC-SNBATI-STRRES, « Les techniques de réparation et de renforcement des ouvrages».
- [3] C.G.S, « Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages ».
- [4] C.T.C CENTRE, « recueil des communications – séminaire international- »
Thème : le confortement et la restauration des ouvrages.
- [5] C.T.C CENTRE. « la lettre de l'organisme de contrôle technique de la construction du centre ; n° 14, 15, 16, 17 ».
- [6] TECHNIQUE DE L'INGENIEUR,
« Restauration des bâtiments en béton armé ».
« Durabilité et pathologie du béton ».
« pathologie et réparation des ouvrages ».
- [7] ENCYCLOPEDIE DU BÂTIMENT, « Pathologie des maçonneries ».
- [8] M. BAOUCHE, « Thèse de magister (mai 1988) ».
- [9] C.G.S, « guide de la construction parasismique des maison individuelles et bâtiment assimilés ».
- [10] C.T.C CENTRE (AGENCE DE BLIDA), « rapports de constat ».
- [11] E.P.E/CNIC, « banque de données sur les systèmes constructifs en Algérie »
Volume 4 : le système coopal.
- [12] DIRECTION NATIONAL DES COOPERATIVES DE L'ARMEE NATIONAL POPULAIRE, « calcul des constructions en béton préfabriqué (version béton LECA)».
- [13] « Application des recommandations internationales pour le calcul des structures en panneaux assemblés de grand format ».
- [14] ARCHIVE DE L'ECSM, « note de calcul du projet 150 logements (Birtouta) ».
- [15] P. CHARON, « calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL83 ».
- [16] DT.RB – C 2.48, « règle parasismique algériennes R.P.A88 ».
- [17] C.G.S, « catalogue d'exemple de calcul au R.P.A88 ».
- [18] DTRB – C 2.2, « charges permanents et charges d'exploitations ».
- [19] M. DIVERS, « calcul des tours en b.a ».
- [20] M. BELAZOUGUI, « le béton armé aux états limites ».
- [21] J. LUGEZ, « Préfabrication lourde en panneaux et le bâtiment d'habitation (Eyrolles) ».
- [22] E.B.GRUNEAUX, « Les joints dans les bâtiment (Eyrolles) ».
- [23] « REGLES CM66 ».
- [24] DTR,« conception et calcul de la maçonnerie porteuse ».

==== ANNEXE I =====

DESCENTE DE CHARGE

DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTES « G » ET DES CHARGES D'EXPLOITATIONS « Q » :

a)- Plancher terrasse inaccessible :

1. Protection en gravillon (ep = 5 cm)	→	$0,05 \times 1700 = 85 \text{ kg/m}^2$
2. étanchéité multicouches	→	$= 10 \text{ kg/m}^2$
3. forme de pente (ep = 10 cm)	→	$0,1 \times 2000 = 200 \text{ kg/m}^2$
4. isolation thermique (ep = 3 cm)	→	$0,03 \times 400 = 12 \text{ kg/m}^2$
5. dalle pleine en béton armé (ep = 18,5 cm)	→	$0,185 \times 2500 = 462,5 \text{ kg/m}^2$
6. enduit de plâtre (ep = 2 cm)	→	$0,02 \times 1200 = 24 \text{ kg/m}^2$
		$\Sigma = 793,5 \text{ kg/m}^2$

charge permanente : $G = 794 \text{ kg/m}^2$.

charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$.

b)- plancher étage courant :

1. revêtement carrelage (ep = 2 cm)	→	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$.
2. mortier de pose (ep = 2 cm)	→	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$.
3. lit de sable (ep = 5 cm)	→	$0,05 \times 1800 = 90 \text{ kg/m}^2$.
4. dalle pleine (ep = 18,5 cm)	→	$0,185 \times 2500 = 462,5 \text{ kg/m}^2$.
5. enduit de plâtre (ep = 2 cm)	→	$0,02 \times 1200 = 24 \text{ kg/m}^2$.
6. cloisons	→	$= 75 \text{ kg/m}^2$.
		$\Sigma = 735,5 \text{ kg/m}^2$.

charge permanente : $G = 736 \text{ kg/m}^2$.

charge d'exploitation : $Q = 175 \text{ kg/m}^2$.

c)- Plancher R-D-C :

voir plancher étage courant : charge permanente : $G = 736 \text{ kg/m}^2$.

charge d'exploitation : $Q = 175 \text{ kg/m}^2$.

d)- Plancher balcon :

voir plancher étage courant mais sans cloisons : $735,5 - 75 = 660,5$; plus les charges permanentes du garde-corps (80 kg/m^2).

charge permanente : $G = 741 \text{ kg/m}^2$.

charge d'exploitation : $Q = 350 \text{ kg/m}^2$.

e)- escaliers :**1/ Palier :**

voir plancher étage courant mais sans cloisons :

charge permanente : $G = 661 \text{ kg/m}^2$.

charge d'exploitation : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$.

2/ volée :

1. carrelage (ep = 2 cm)	→	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$.
2. mortier de pose (ep = 2 cm)	→	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$.
3. lit de sable (ep = 2 cm)	→	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$.
4. paillasse :	→	$\frac{0,12 \times 2500}{\text{COS}35^{\circ},65} = 369,189 \text{ kg/m}^2$.
5. marche :	→	$\frac{2200 \times 0,185}{2} = 203,5 \text{ kg/m}^2$.
6. enduit de plâtre (ep = 2 cm)	→	$0,02 \times 1200 = 24 \text{ kg/m}^2$.
7. garde corps :		$= 100 \text{ kg/m}^2$
		$\Sigma = 816,689 \text{ kg/m}^2$

charge permanente : $G = 816,689 \text{ kg/m}^2$.

charge d'exploitation : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$.

TABLEAU : Poids des voiles

Voiles	Longueurs (m)	Section brute (m ²)	Section ouverte (m ²)	Section nette (m ²)	Épaisseur (m)	Poids (tn)
V ₁₁	5,03	15,09	0,00	15,09	0,20	10,6384
V ₁₂	9,86	29,58	2,20	27,38	0,20	16,7800
V ₁₃	9,86	29,58	2,20	27,38	0,20	13,4025
V ₁₄	9,86	29,58	8,47	21,11	0,20	10,4855
V ₁₅	8,71	26,13	2,28	23,84	0,20	11,9211
V ₁₆	8,71	26,13	2,28	23,84	0,20	11,9211
V ₁₇	9,86	29,58	8,47	21,11	0,20	12,3110
V ₁₈	9,86	29,58	2,20	27,38	0,20	13,4025
V ₁₉	9,86	29,58	0,00	29,58	0,20	20,8542
V _{L1}	9,20	27,60	5,62	21,98	0,15	12,7523
V _{L2}	9,20	27,60	7,75	19,85	0,15	11,5142
V _{L3}	6,20	18,60	3,88	14,72	0,15	8,5371
V _{L4}	24,20	72,60	18,87	53,72	0,15	28,8302
V _{L5}	21,20	63,60	12,67	50,93	0,15	29,5374

TABLEAU : inerties des voiles

Voile R-D-C	Inertie	Y _G	Voile E-C	Inertie	Y _G
V _{t1}	2,121	2,515	V _{t1}	2,121	2,515
V _{t2}	15,879	4,997	V _{t2}	15,879	4,997
V _{t3}	15,879	6,165	V _{t3}	15,879	6,165
V _{t4}	10,633	4,717	V _{t4}	10,633	4,717
V _{t5}	10,856	4,296	V _{t5}	7,638	5,143
V _{t6}	10,856	4,296	V _{t6}	7,638	5,143
V _{t7}	14,144	5,506	V _{t7}	14,144	5,506
V _{t8}	15,879	6,165	V _{t8}	15,879	6,165
V _{t9}	15,976	4,930	V _{t9}	15,976	4,930
V _{t10}	5,628	4,418	V _{t10}	5,628	4,418
V _{t11}	6,083	4,602	V _{t11}	6,083	4,602
V _{t12}	1,895	3,259	V _{t12}	1,895	3,259
V _{t13}	167,534	11,396	V _{t13}	167,534	11,396
V _{t14}	60,517	10,604	V _{t14}	60,517	10,604

TABLEAU : charges cumulées revenant à chaque voile

Voiles	Niv.		5	4	3	2	1	R-D-C
	G.P (t)							
V _{i1}	G		15,78	30,02	44,26	58,50	72,74	86,98
	P		0,507	1,39	2,27	3,16	4,05	4,94
V _{i2}	G		29,88	57,46	85,04	112,62	140,19	167,77
	P		1,52	4,18	6,84	9,51	12,17	14,83
V _{i3}	G		29,35	57,15	84,95	112,75	140,55	168,35
	P		2,028	5,577	9,126	12,675	16,224	19,773
V _{i4}	G		25,59	49,71	73,83	97,95	122,07	148,39
	P		1,92	5,28	8,64	12,00	15,36	18,72
V _{i5}	G		22,88	46,37	69,86	93,35	116,85	142,54
	P		1,674	5,40	9,13	12,85	16,58	20,31
V _{i6}	G		22,88	46,37	69,86	93,35	116,85	142,54
	P		1,674	5,40	9,13	12,85	16,58	20,31
V _{i7}	G		27,41	53,35	79,29	105,24	131,18	157,13
	P		1,92	5,28	8,64	12,00	15,36	18,72
V _{i8}	G		29,35	57,15	84,95	112,75	140,55	168,35
	P		2,028	5,577	9,126	12,675	16,224	19,773
V _{i9}	G		31,09	59,14	87,19	115,25	143,31	171,35
	p		1,02	2,78	4,56	6,34	8,11	9,88
V _{L1}	G		20,17	37,71	55,25	72,79	90,34	107,88
	P		0,67	1,85	3,04	4,22	5,40	6,58
V _{L2}	G		19,09	35,55	52,01	68,46	90,34	107,88
	P		0,675	1,86	3,04	4,22	5,40	6,58
V _{L3}	G		13,50	25,23	36,96	48,69	60,43	72,16
	P		0,45	1,24	2,03	2,81	3,60	4,83
V _{L4}	G		56,11	108,90	161,69	214,48	267,27	320,06
	P		3,37	9,28	15,18	21,09	27,00	32,90
V _{L5}	G		46,22	86,35	126,49	166,62	206,76	247,48
	P		1,57	4,33	7,09	9,84	12,6	15,35

==== ANNEXE II =====

CALCUL DE L'EXCENTRICITE

TABLEAU 4 : Coordonnées du centre de torsion (étage courant).

Voiles	I_y (m ⁴)	X_I (m)	$D_I = X_I / X_c$ (m)	$I_y \times X_I$ (m ⁵)
V ₁₁	2,121	0,000	-13,389	0,000
V ₁₂	15,879	3,000	-10,389	47,637
V ₁₃	15,879	6,000	-7,389	95,274
V ₁₄	10,633	9,000	-4,389	95,697
V ₁₅	7,638	12,000	-1,389	91,656
V ₁₆	7,638	15,000	1,611	114,570
V ₁₇	14,144	18,000	4,611	254,592
V ₁₈	15,879	21,000	7,611	333,459
V ₁₉	15,976	24,000	10,611	383,472
$\Sigma =$	105,787		$\Sigma =$	1416,357

Voiles	I_x (m ⁴)	Y_I (m)	$D_Y = Y_I / Y_c$ (m)	$I_x \times Y_I$ (m ⁵)
V _{L1}	5,628	0,000	-5,856	0,000
V _{L2}	6,083	1,180	-4,676	7,178
V _{L3}	1,895	0,000	-5,856	0,000
V _{L4}	167,534	4,880	-0,976	817,566
V _{L5}	60,438	9,760	3,904	589,875
$\Sigma =$	241,578		$\Sigma =$	1414,620

$$\begin{cases} \sum_i I_{xI} \times Y_I = 1414,620 \text{ m}^5 \\ \sum_i I_{xI} = 241,578 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow Y_c = \frac{\sum_i I_{xI} \times Y_I}{\sum_i I_{xI}} = \frac{1414,620}{241,578} = 5,856 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \sum_i I_{yI} \times X_I = 1416,357 \text{ m}^5 \\ \sum_i I_{yI} = 105,787 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow X_c = \frac{\sum_i I_{yI} \times X_I}{\sum_i I_{yI}} = \frac{1416,357}{105,787} = 13,389 \text{ cm}$$

TABLEAU 4 : Coordonnées du centre de torsion (R-D-C).

Voiles	I_y (m ⁴)	X_I (m)	$D_I = \frac{X_I}{X_C}$ (m)	$I_y \times X_I$ (m ⁵)
V ₁₁	2,121	0,000	-13,389	0,000
V ₁₂	15,879	3,000	-10,389	47,637
V ₁₃	15,879	6,000	-7,389	95,274
V ₁₄	10,633	9,000	-4,389	95,274
V ₁₅	10,856	12,000	-1,389	130,272
V ₁₆	10,856	15,000	1,604	162,840
V ₁₇	14,144	18,000	4,604	254,592
V ₁₈	15,879	21,000	7,604	333,459
V ₁₉	15,976	24,000	10,604	383,472
$\Sigma =$	112,223		$\Sigma =$	1503,333

Voiles	I_x (m ⁴)	Y_I (m)	$D_Y = \frac{Y_I}{Y_C}$ (m)	$I_x \times Y_I$ (m ⁵)
V _{L1}	5,628	0,000	-5,856	0,000
V _{L2}	6,083	1,180	-4,676	7,178
V _{L3}	1,895	0,000	-5,856	0,000
V _{L4}	167,534	4,880	-0,976	817,566
V _{L5}	60,438	9,760	3,904	590,646
$\Sigma =$	241,657		$\Sigma =$	1415,390

$$\begin{cases} \sum_i I_{xI} \times Y_I = 1415,390 \text{ m}^5 \\ \sum_i I_{xI} = 241,657 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow Y_C = \frac{\sum_i I_{xI} \times Y_I}{\sum_i I_{xI}} = \frac{1415,390}{241,657} = 5,857 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \sum_i I_{yI} \times X_I = 1503,333 \text{ m}^5 \\ \sum_i I_{yI} = 112,223 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow X_C = \frac{\sum_i I_{yI} \times X_I}{\sum_i I_{yI}} = \frac{1503,333}{112,223} = 13,396 \text{ cm}$$

TABLEAU : Centre de masse des voiles transversaux (Y-Y)

Voiles	M_I (T)	X_I (m)	Y_I (m)	$M_I \times X_I$ (t.m)	$M_I \times Y_I$ (t.m)	
V ₁₁	10,638	0,000	2,515	0,000	26,756	
V ₁₂	16,780	3,000	4,916	50,340	88,860	
V ₁₃	13,403	6,000	4,916	80,415	65,887	
V ₁₄	10,485	9,000	4,717	94,365	49,458	
V ₁₅	RDC	11,921	12,000	5,398	143,052	64,349
	É.C	9,740	12,000	5,144	116,652	50,000
V ₁₆	RDC	11,921	12,000	5,398	143,052	64,349
	É.C	9,740	12,000	5,144	116,652	50,000
V ₁₇	12,130	18,000	5,389	218,340	65,368	
V ₁₈	13,403	21,000	4,916	281,453	65,887	
V ₁₉	20,854	24,000	4,930	500,496	102,810	
Σ	RDC	121,535		1547,270	593,725	
	É.C	117,134		1487,870	567,027	

$$\sum M_I \times X_I = 1547,270 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I \times Y_I = 593,725 \text{ t.m}$$

$$\text{R-D-C} \Rightarrow \sum M_I = 121,534 \text{ t}$$

$$X_{\text{cm}} = \frac{\sum M_I \times X_I}{\sum M_I} = 12,730 \text{ m}$$

$$Y_{\text{cm}} = \frac{\sum M_I \times Y_I}{\sum M_I} = 4,885 \text{ m}$$

$$\sum M_I \times X_I = 1487,870 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I \times Y_I = 565,027 \text{ t.m}$$

$$\text{E-C} \Rightarrow \sum M_I = 117,134 \text{ t}$$

$$X_{\text{cm}} = \frac{\sum M_I \times X_I}{\sum M_I} = 12,702 \text{ m}$$

$$Y_{\text{cm}} = \frac{\sum M_I \times Y_I}{\sum M_I} = 4,824 \text{ m}$$

TABLEAU : Centre de masse des voiles longitudinaux

Voiles	M_i (T)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i \times X_i$ (t.m)	$M_i \times Y_i$ (t.m)
V_{L1}	12,750	4,418	0,000	56,327	0,000
V_{L2}	R-D-C	11,514	13,800	1,250	158,893
	É-C	11,667	13,800	1,250	161,000
V_{L3}	8,537	21,176	0,000	180,779	0,000
V_{L4}	28,83	10,890	4,880	313,959	140,690
V_{L5}	R-D-C	29,537	13,500	9,760	398,749
	É-C	28,953	13,500	9,760	390,865
Σ	R-D-C	91,168		1108,707	443,363
	É-C	90,737		1102,930	437,854

$$\Sigma M_i \times X_i = 1108,707 \text{ t.m}$$

$$\Sigma M_i \times Y_i = 443,363 \text{ t.m}$$

$$\text{R-D-C} \Rightarrow \Sigma M_i = 91,168 \text{ t}$$

$$X_{\text{cm}} = \frac{\Sigma M_i \times X_i}{\Sigma M_i} = 12,161 \text{ m}$$

$$Y_{\text{cm}} = \frac{\Sigma M_i \times Y_i}{\Sigma M_i} = 4,863 \text{ m}$$

$$\Sigma M_i \times X_i = 1102,930 \text{ t.m}$$

$$\Sigma M_i \times Y_i = 437,854 \text{ t.m}$$

$$\text{E-C} \Rightarrow \Sigma M_i = 90,737 \text{ t}$$

$$X_{\text{cm}} = \frac{\Sigma M_i \times X_i}{\Sigma M_i} = 12,155 \text{ m}$$

$$Y_{\text{cm}} = \frac{\Sigma M_i \times Y_i}{\Sigma M_i} = 4,826 \text{ m}$$

TABLEAU : Centre de masse de la dalle terrasse

PLANCHER TERRASSE Q = 1,2118 t/m ²	dalle	S _I (m ²)	M _I (T)	X _I (m)	Y _I (m)	M _I × X _I (t.m)	M _I × Y _I (t.m)
	1	6,908	8,371	1,500	1,159	12,560	9,700
	2	6,908	8,371	4,500	1,159	37,668	9,700
	3	6,908	8,371	7,500	1,159	62,780	9,700
	4	14,477	15,085	10,500	2,600	158,392	39,221
	5	14,477	17,182	13,500	2,600	231,950	44,672
	6	14,447	17,182	16,500	2,600	283,500	44,672
	7	6,908	8,371	19,500	1,159	163,227	9,700
	8	6,908	8,371	22,500	1,159	188,339	9,700
	9	6,908	8,371	1,500	3,594	12,560	30,084
	10	6,908	8,371	4,500	3,594	37,668	30,084
	11	6,908	8,371	7,500	3,594	62,780	30,084
	12	6,908	8,371	19,500	3,594	163,227	30,084
	13	6,908	8,371	22,500	3,594	188,338	30,084
	14	6,908	8,371	4,500	5,990	37,668	50,140
	15	6,908	8,371	7,500	5,990	62,780	50,140
	16	6,908	8,371	10,500	5,990	87,890	50,140
	17	6,908	8,371	13,500	5,990	113,000	50,140
	18	6,908	8,371	17,500	5,990	138,110	50,140
	19	6,908	8,371	19,500	5,990	163,227	50,140
	20	6,908	8,371	22,500	5,990	188,34	50,140
	21	6,908	8,371	4,500	8,386	37,668	70,196
	22	6,908	8,371	7,500	8,386	62,780	70,196
	23	6,908	8,371	10,500	8,386	87,890	70,196
	24	6,908	8,371	13,500	8,386	113,000	70,196
	25	6,908	8,371	16,500	8,386	138,115	70,196
	26	6,908	8,371	19,500	8,386	163,227	70,196
27	6,908	8,371	22,500	8,386	188,338	70,196	

$$\sum M_I \times X_I = 3185,030 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I \times Y_I = 1169,837 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I = 250,342 \text{ t}$$

$$X_{\text{cm}} = \frac{\sum M_I \times X_I}{\sum M_I} = 12,723 \text{ m}$$

$$Y_{\text{cm}} = \frac{\sum M_I \times Y_I}{\sum M_I} = 4,673 \text{ m}$$

TABLEAU : Centre de masse de la dalle étage courant

Q = 1,247 t/m ²	dalle	S _I (m ²)	M _I (T)	X _I (m)	Y _I (m)	M _I × X _I (t.m)	M _I × Y _I (t.m)
	1	6,908	8,439	1,500	1,159	12,659	9,781
	2	6,908	8,439	4,500	1,159	37,977	9,781
	3	6,908	8,439	7,500	1,159	63,295	9,781
	4	14,477	17,685	10,500	2,600	185,690	45,981
	5	14,477	17,685	13,500	2,600	238,750	45,981
	6	14,447	17,685	16,500	2,600	291,800	45,981
	7	6,908	8,439	19,500	1,159	164,560	9,781
	8	6,908	8,439	22,500	1,159	189,877	9,781
	9	6,908	8,439	1,500	3,594	12,659	30,330
	10	6,908	8,439	4,500	3,594	37,977	30,330
	11	6,908	8,439	7,500	3,594	63,295	30,330
	12	6,908	8,439	19,500	3,594	164,560	30,330
	13	6,908	8,439	22,500	3,594	189,877	30,330
	14	6,908	8,439	4,500	5,990	37,977	50,550
	15	6,908	8,439	7,500	5,990	63,295	50,550
	16	6,908	8,439	10,500	5,990	185,690	50,550
	17	6,908	8,439	16,500	5,990	291,800	50,550
	18	6,908	8,439	19,500	5,990	164,560	50,550
	19	6,908	8,439	22,500	5,990	189,877	50,550
	20	6,908	8,439	4,500	8,386	37,975	50,550
	21	6,908	8,439	7,500	8,386	62,290	70,770
	22	6,908	8,439	10,500	8,386	88,610	70,770
	23	6,908	8,439	16,500	8,386	139,24	70,770
	24	6,908	8,439	19,500	8,386	164,560	70,770
25	6,908	8,439	22,500	8,386	189,880	70,770	

$$\sum M_I \times X_I = 3268,745 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I \times Y_I = 957,818 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I = 238,713 \text{ t}$$

$$X_{cm} = \frac{\sum M_I \times X_I}{\sum M_I} = 13,690 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum M_I \times Y_I}{\sum M_I} = 4,012 \text{ m}$$

TABLEAU : Centre de masse de la dalle R-D-C

dalle	S _I (m ²)	M _I (T)	X _I (m)	Y _I (m)	M _I × X _I (t.m)	M _I × Y _I (t.m)
1	6,908	8,441	1,500	1,159	12,661	9,783
2	6,908	8,441	4,500	1,159	37,984	9,783
3	6,908	8,441	7,500	1,159	63,307	9,783
4	10,484	12,811	10,500	1,759	134,515	22,534
5	10,336	12,811	13,500	1,759	170,505	22,216
6	10,484	12,811	16,500	1,759	211,381	22,534
7	6,908	8,441	19,500	1,159	164,599	9,783
8	6,908	8,441	22,500	1,159	189,920	9,783
9	7,140	8,725	1,500	3,477	13,088	30,337
10	7,140	8,725	4,500	3,477	39,263	30,337
11	7,140	8,725	7,500	3,477	65,437	30,337
12	7,140	8,725	19,500	3,477	170,137	30,337
13	7,140	8,725	22,500	3,477	196,312	30,337
14	7,140	8,725	4,500	5,795	39,262	50,561
15	6,976	8,525	7,500	5,795	63,937	49,400
16	6,957	8,501	10,500	5,795	89,260	49,263
17	6,957	8,501	16,500	5,795	140,266	49,263
18	6,976	8,525	19,500	5,795	166,237	46,400
19	7,140	8,725	22,500	5,795	196,312	50,561
20	6,908	8,441	4,500	8,113	37,984	68,482
21	6,751	8,249	7,500	8,113	61,867	66,924
22	6,908	8,441	10,500	8,113	88,631	68,482
23	6,908	8,441	16,500	8,113	139,276	68,482
24	6,751	8,249	19,500	8,113	160,855	66,924
25	6,908	8,441	22,500	8,113	189,922	68,482

$$Q = 1,35G + 1,5P = 1,222 \text{ t/m}^2$$

$$\sum M_I \times X_I = 2842,916 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I \times Y_I = 974,108 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I = 225,846 \text{ t}$$

$$X_{\text{cm}} = \frac{\sum M_I \times X_I}{\sum M_I} = 12,588 \text{ m}$$

$$Y_{\text{cm}} = \frac{\sum M_I \times Y_I}{\sum M_I} = 4,313 \text{ m}$$

TABLEAU : Centre de masse de l'acrotère

Acrotère	M _I (t)	X _I (m)	Y _I (m)	M _I × X _I (t.m)	M _I × Y _I (t.m)
1	2,025	4,500	0,000	9,113	0,000
2	0,265	9,000	0,590	2,385	0,156
3	2,025	13,500	1,180	27,337	2,389
4	0,265	18,000	0,590	4,770	0,156
5	1,350	21,000	0,000	28,350	0,000
6	2,196	24,000	4,880	52,704	10,716
7	4,725	13,500	9,760	63,780	46,116
8	1,098	3,000	7,320	3,294	8,037
9	0,0675	1,500	4,880	1,013	3,294
10	1,098	0,000	2,440	0,000	2,679
∑ =	15,722			192,746	73,534

$$\sum M_I \times X_I = 192,746 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I \times Y_I = 73,534 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I = 15,722 \text{ t}$$

$$X_{\text{cm}} = \frac{\sum M_I \times X_I}{\sum M_I} = 12,259 \text{ m}$$

$$Y_{\text{cm}} = \frac{\sum M_I \times Y_I}{\sum M_I} = 4,677 \text{ m}$$

TABLEAU : Centre de masse des escaliers

Q = 1,470 t/m ²	Escalier	S _I (m ²)	M _I (T)	X _I (m)	Y _I (m)	M _I × X _I (t.m)	M _I × Y _I (t.m)
	Volée (1)	2,767	4,067	12,615	7,295	51,305	29,668
	Volée (2)	2,767	4,067	14,355	7,295	58,389	29,668
	Palier	3,860	5,674	13,500	5,525	76,599	31,348
	Palier de repos	3,740	5,497	13,500	9,100	74,209	50,023

$$\sum M_I \times X_I = 260,502 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I \times Y_I = 140,704 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I = 19,305 \text{ t}$$

$$X_{\text{cm}} = \frac{\sum M_I \times X_I}{\sum M_I} = 13,494 \text{ m}$$

$$Y_{\text{cm}} = \frac{\sum M_I \times Y_I}{\sum M_I} = 7,288 \text{ m}$$

TABLEAU : Centre de masse du niveau terrasse

	$\sum M_I$ (T)	$\sum M_I \times X_I$ (t.m)	$\sum M_I \times Y_I$ (t.m)
Dalle terrasse	250,342	3185,031	1169,387
Voiles longitudinaux	45,386	551,465	218,927
Voiles transversaux	58,567	743,935	282,513
Acrotère	15,722	192,746	73,534
\sum	369,999	4673,176	1744,811

$$\sum M_I \times X_I = 4673,176 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I \times Y_I = 174,811 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I = 369,999 \text{ t}$$

$$X_{\text{cm}} = \frac{\sum M_I \times X_I}{\sum M_I} = 12,630 \text{ m}$$

$$Y_{\text{cm}} = \frac{\sum M_I \times Y_I}{\sum M_I} = 4,716 \text{ m}$$

TABLEAU : Centre de masse de l'étage courant

Éléments	$\sum M_I$ (T)	$\sum M_I \times X_I$ (t.m)	$\sum M_I \times Y_I$ (t.m)
Dalle É . C	238,713	3268,745	957,818
Voiles longitudinaux	90,373	1102,930	473,854
Voiles Transversaux	117,134	1487,870	565,027
Escalier	19,305	260,502	140,704
\sum	465,889	6120,047	2101,403

$$\sum M_I \times X_I = 6120,047 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I \times Y_I = 2101,403 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I = 465,889 \text{ t}$$

$$X_{cm} = \frac{\sum M_I \times X_I}{\sum M_I} = 13,136 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum M_I \times Y_I}{\sum M_I} = 4,511 \text{ m}$$

TABLEAU : Centre de masse du niveau R-D-C

Éléments	$\sum M_I$ (T)	$\sum M_I \times X_I$ (t.m)	$\sum M_I \times Y_I$ (t.m)
Dalle R.D.C	225,846	2842,916	974,108
Voiles longitudinaux	91,168	1108,707	443,363
Voiles transversaux	121,534	1547,270	593,725
Escalier	19,305	260,502	140,704
\sum	457,853	5759,395	2151,900

$$\sum M_I \times X_I = 5759,395 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I \times Y_I = 2151,900 \text{ t.m}$$

$$\sum M_I = 457,853 \text{ t}$$

$$X_{cm} = \frac{\sum M_I \times X_I}{\sum M_I} = 12,579 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum M_I \times Y_I}{\sum M_I} = 4,699 \text{ m}$$

TABLEAU : Calcul de l'excentricité à chaque étage

Niveau	G (m)		C (m)		e	
	G _x	G _y	C _x	C _y	e _x	e _y
Terrasse	12,630	4,716	13,389	5,856	0,759	1,114
Étage courant	13,136	4,511	13,389	5,856	0,253	1,345
R.D.C	12,579	4,699	13,396	5,857	0,810	1,157

Selon le R.P.A art. 3.2.1.5 on a : $e_x = e_y = 1,210 \text{ m.}$

$$R.D.C \quad \begin{cases} e_x = \max(0,810;1,210) \\ e_y = \max(0,253;1,210) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_x = 1,210m. \\ e_y = 1,210m. \end{cases}$$

$$É.C \quad \begin{cases} e_x = \max(0,253;1,210) \\ e_y = \max(1,345;1,210) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_x = 1,210m. \\ e_y = 1,345m. \end{cases}$$

$$Terrasse \quad \begin{cases} e_x = \max(0,759;1,210) \\ e_y = \max(1,114;1,210) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_x = 1,210m. \\ e_y = 1,210m. \end{cases}$$

==== ANNEXE III =====

DISTRIBUTION DES EFFORTS AUX
DIFFERENTS VOILES

1. Calcul de l'inertie polaire de torsion :

$$J_{\phi} = \sum_{i=1}^n I_{xi} \times d_{yi}^2 + \sum_{i=1}^n I_{yi} \times d_{xi}^2$$

A.N.: É.C → $J_{\phi} = 7691,465 \text{ m}^6$
 R.D.C → $J_{\phi} = 7759,202 \text{ m}^6$

2. Calcul des forces sismique par la méthode statique équivalente :

Les critères sont vérifiées :

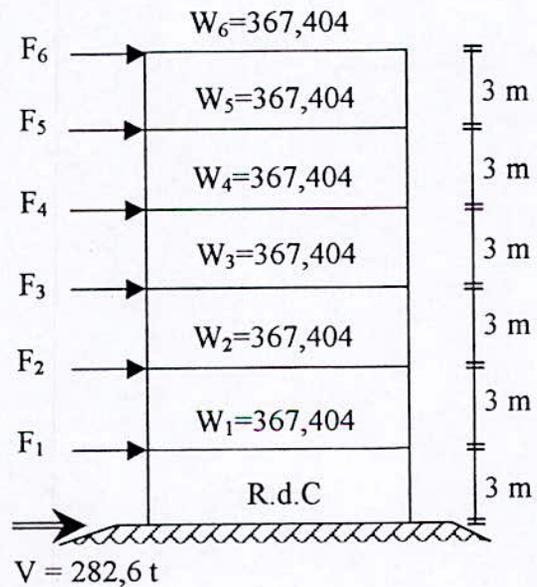
$$V = A \times B \times D \times Q \times W \quad \left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \\ B = 1/3 \\ D = 2 \\ Q = 1,2 \\ W = 2355t \end{array} \right.$$

Répartition des efforts :

$$F_k = \frac{(V - F_k) \times W_k \times h_k}{\sum W_i \times h_i}$$

$$\left. \begin{array}{l} T_x = 0,337 \\ T_y = 0,528 \end{array} \right\} < 0,7 \Rightarrow F_i = 0$$

- F₁ = 14,370 t.
- F₂ = 28,740 t.
- F₃ = 43,110 t.
- F₄ = 57,480 t.
- F₅ = 71,850 t.
- F₆ = 67,049 t.



Efforts sismiques horizontaux a chaque niveau, pour chaque voile :

a)- Séisme suivant (x-x)

On calcul les efforts pour $H_x = H_y = 1$ tonne.

$$e_y = 1,345 \text{ m}, \quad J\phi = 7691,465 \text{ m}^6$$

selon le R.P.A les efforts négatifs(-) du a la torsion sont négligés.

Voiles	$I_x \text{ (m}^4\text{)}$	Y (m)	$F_{X1} \text{ (t)}$	$F_{X2} \text{ (t)}$	$F_X = F_{X1} + F_{X2}$
V _{L1}	5,628	-5,856	0,023	-0,00576	0,023
V _{L2}	6,083	-4,676	0,025	-0,00497	0,025
V _{L3}	1,895	-5,856	0,008	-0,00194	0,008
V _{L4}	167,534	-0,976	0,693	-0,02861	0,693
V _{L5}	60,438	3,904	0,250	0,0413	0,0413

Et pour la valeur de la force sismique évaluée à chaque niveau, les forces sismiques (en tonnes) reprises par chaque voile sont données dans le tableau ci-après :

Voiles	6	5	4	3	2	1
V _{L1}	1,542	1,653	1,322	0,992	0,661	0,331
V _{L2}	1,676	1,796	1,437	1,077	0,719	0,359
V _{L3}	0,536	0,575	0,460	0,345	0,230	0,115
V _{L4}	46,465	49,792	39,834	29,857	19,917	9,958
V _{L5}	19,531	20,930	16,744	12,558	8,372	4,186

Séisme suivant (Y-Y) :

On calcul pour $H_y = 1$ tonne.

$$e_x = 1,21 \text{ m}, \quad J\phi = 7691,465 \text{ m}^6$$

Voiles	I_x (m ⁴)	Y (m)	F_{X1} (t)	F_{X2} (t)	$F_X = F_{X1} + F_{X2}$
V _{t1}	2,121	-13,396	0,020	-0,00447	0,020
V _{t2}	15,879	-10,396	0,150	-0,02597	0,150
V _{t3}	15,879	-7,396	0,150	-0,01848	0,150
V _{t4}	10,633	-4,396	0,100	-0,00610	0,100
V _{t5}	7,638	-1,396	0,072	0,00140	0,072
V _{t6}	7,638	1,604	0,072	0,00159	0,074
V _{t7}	14,144	4,604	0,134	0,01024	0,142
V _{t8}	15,879	7,604	0,150	0,01150	0,166
V _{t9}	15,976	10,604	0,150	0,02665	0,172

Pour $H_Y \neq 1$ tonne

Voiles \ Niv	Niv					
	6	5	4	3	2	1
V _{t1}	1,341	1,437	1,1496	0,860	0,575	0,287
V _{t2}	10,06	10,777	8,622	6,466	4,311	2,155
V _{t3}	10,06	10,777	8,622	6,466	4,311	2,155
V _{t4}	6,705	7,185	5,748	4,311	2,874	1,437
V _{t5}	4,827	5,173	4,253	3,104	2,069	1,035
V _{t6}	4,962	5,317	4,253	3,19	2,127	1,063
V _{t7}	9,521	10,203	8,162	6,122	4,081	2,040
V _{t8}	11,130	11,930	9,542	7,156	4,771	2,385
V _{t9}	11,530	12,358	9,887	7,415	4,943	2,472

Répartition des efforts T et M dans les voiles :

T : effort tranchant.

M : moment fléchissant.

1. Tableau donnant l'effort tranchant repris par chaque voile longitudinal, à chaque niveau :

Voiles Niveau	V _{L1}	V _{L2}	V _{L3}	V _{L4}	V _{L5}
6	1,542	1,676	0,536	46,465	19,531
5	3,195	3,472	1,111	96,257	40,461
4	4,517	4,909	1,571	136,091	57,205
3	5,509	5,986	1,916	165,966	69,763
2	6,170	6,705	2,146	185,883	78,135
1	6,501	7,064	2,261	195,841	82,321
R.D.C	6,501	7,064	2,261	195,841	82,321

2. Tableau donnant le moment fléchissant repris par chaque voile longitudinal à chaque niveau :

Voiles Niveau	V _{L1}	V _{L2}	V _{L3}	V _{L4}	V _{L5}
6	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
5	4,626	5,028	1,608	139,395	58,593
4	14,211	15,444	4,941	428,166	179,976
3	27,762	30,171	9,654	836,439	351,591
2	44,289	48,129	15,402	1334,337	560,880
1	62,799	68,244	21,840	1891,986	795,285
R.D.C	82,302	89,436	28,623	2479,509	1042,248

Tableau donnant l'effort tranchant repris par chaque voile transversal, à chaque niveau :

Voiles Niveau	V _{t1}	V _{t2}	V _{t3}	V _{t4}	V _{t5}	V _{t6}	V _{t7}	V _{t8}	V _{t9}
6	1,341	10,060	10,060	6,705	4,827	4,962	9,512	11,130	11,530
5	2,778	20,840	20,840	13,890	10,000	10,280	19,724	23,061	23,890
4	3,928	29,460	29,460	19,638	14,140	14,532	27,886	32,602	33,775
3	4,778	35,925	35,925	23,950	17,243	17,722	34,008	39,760	41,190
2	5,363	40,236	40,236	26,826	19,312	19,849	38,026	44,529	46,133
1	5,650	42,391	42,391	28,260	20,350	20,912	40,070	46,914	48,605
R.D.C	5,650	42,391	42,391	28,260	20,350	20,912	40,070	46,914	48,605

Tableau donnant le Moment fléchissant repris par chaque voile transversal, à chaque niveau :

Voiles Niveau	V _{t1}	V _{t2}	V _{t3}	V _{t4}	V _{t5}	V _{t6}	V _{t7}	V _{t8}	V _{t9}
6	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
5	4,023	30,180	30,180	20,115	14,481	14,886	28,563	33,391	34,590
4	12,357	92,691	92,691	61,785	44,481	45,723	87,735	102,57	106,25
3	24,140	211,25	211,25	120,70	86,901	89,319	171,40	200,38	207,58
2	38,503	288,84	288,84	192,55	138,63	142,49	273,42	319,65	331,15
1	54,591	409,55	409,55	273,02	196,56	202,03	387,50	453,24	469,55
R.D.C	71,541	536,72	536,72	357,80	257,60	264,77	5,8,07	593,98	615,36

Répartition des efforts dans les trumeaux (sens transversal) :

$$(T_i = T \times \frac{I_i}{\sum I_i})$$

Voiles	Trum	Niv						
		Inertie	5	4	3	2	1	R.D.C
V _{t2}	1	0,936	3,080	6,318	9,020	10,999	12,320	12,979
	2	2,121	6,980	14,459	20,440	24,925	27,916	29,412
V _{t3}	1	2,121	6,980	14,459	20,440	24,925	27,916	29,412
	2	0,936	3,080	6,318	9,020	10,999	12,320	12,979
V _{t4}	1	0,152	2,220	4,600	6,503	7,931	8,883	9,358
	2	0,031	0,453	0,938	1,326	1,618	1,812	1,909
	3	0,276	4,032	8,352	11,808	14,401	16,129	16,993
V _{t5}	1	0,012	0,080	0,158	0,224	0,273	0,306	0,322
	2	0,013	0,199	0,409	0,580	0,705	0,789	0,832
	3	0,715	4,553	9,433	13,338	16,265	18,216	19,196
V _{t6}	1	0,012	0,078	0,163	0,230	0,281	0,314	0,331
	2	0,031	0,203	0,420	0,594	0,725	0,812	0,855
	3	0,715	4,681	9,697	13,708	16,717	18,723	19,726
V _{t7}	1	0,152	0,431	0,894	1,264	1,541	1,723	1,816
	2	3,121	9,089	18,831	26,622	32,467	36,303	38,254
V _{t8}	1	2,121	7,722	16,000	22,620	27,586	30,895	32,550
	2	0,936	3,408	7,061	9,982	12,174	13,634	14,364

Répartition des efforts dans les trumeaux (sens longitudinal) :

$$(T_i = T \times \frac{I_i}{\sum I_i})$$

Voiles	Trum	Niv						
		Inertie	5	4	3	2	1	R.D.C
V _{L1}	1	0,012	0,133	0,276	0,390	0,476	0,533	0,562
	2	0,059	0,756	1,566	2,213	2,699	3,024	3,186
	3	0,045	0,576	1,194	1,688	2,059	2,306	2,429
	4	0,006	0,077	0,159	0,225	0,275	0,307	0,324
V _{L2}	1	0,012	0,126	0,260	0,368	0,449	0,502	0,529
	2	0,059	0,712	1,476	2,087	2,544	2,850	3,003
	3	0,059	0,712	1,476	2,087	2,544	2,850	3,003
	4	0,012	0,126	0,260	0,368	0,449	0,502	0,529
V _{L3}	1	0,006	0,053	0,108	0,154	0,187	0,209	0,221
	2	0,045	0,393	0,814	1,151	1,404	1,573	1,657
	3	0,012	0,091	0,188	0,266	0,324	0,363	0,383
V _{L4}	1	0,708	23,925	49,564	70,074	85,457	95,713	100,840
	2	0,079	2,669	5,530	7,819	9,535	10,680	11,252
	3	0,146	4,934	10,221	14,451	17,632	19,737	20,795
	4	0,096	3,244	6,720	9,502	11,587	12,973	13,673
	5	0,096	3,244	6,720	9,502	11,587	12,973	13,673
	6	0,146	4,934	10,221	14,451	17,632	19,737	20,795
	7	0,008	0,270	0,560	0,792	0,966	1,082	1,139
	8	0,092	3,109	6,440	9,106	11,102	12,437	13,104
V _{L5}	1	0,012	0,992	2,055	2,905	3,543	3,968	4,180
	2	0,027	2,575	5,334	7,542	9,197	10,301	10,853
	3	0,027	2,575	5,334	7,542	9,197	10,301	10,853
	4	0,038	3,624	7,507	10,614	12,944	14,498	15,274
	5	0,038	3,624	7,507	10,614	12,944	14,498	15,274
	6	0,027	2,575	5,334	7,542	9,197	10,301	10,853
	7	0,027	2,575	5,334	7,542	9,197	10,301	10,853
	8	0,012	0,992	2,055	2,905	3,543	3,968	4,180

Calcul des efforts dans les trumeaux et les linteaux d'un refend avec une seule file d'ouvertures :

Voile	Niv	ξ	Π (t)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	N (t)	Équilibre
V ₁₂	6	1,000	4,470	0,000	0,000	4,471	$M_1 + M_2 + 2NC = 504,636$ $M_{ext} = 536,724$ $\Delta(\%) = 5,979\%$
	5	0,833	6,704	-114,67	-259,85	11,174	
	4	0,667	9,779	-0,523	-1,186	20,950	
	3	0,500	12,704	6,081	13,779	33,658	
	2	0,333	14,728	16,153	36,603	47,591	
	1	0,167	11,660	29,915	67,787	59,591	
	R	0,000	0,000	56,002	126,901	59,251	

Voile	Niv	ξ	Π (t)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	N (t)	Équilibre
V ₁₃	6	1,000	4,470	0,000	0,000	4,471	$M_1 + M_2 + 2NC = 504,636$ $M_{ext} = 536,724$ $\Delta(\%) = 5,979\%$
	5	0,833	6,704	-259,85	-114,67	11,174	
	4	0,667	9,779	-1,186	-0,523	20,950	
	3	0,500	12,704	13,779	6,081	33,658	
	2	0,333	14,728	36,603	16,153	47,591	
	1	0,167	11,660	67,787	29,915	59,591	
	R	0,000	0,000	126,901	56,002	59,251	

Voile	Niv	ξ	Π (t)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	N (t)	Équilibre
V ₁₇	6	1,000	4,995	0,000	0,000	4,985	$M_1 + M_2 + 2NC = 492,195$ $M_{ext} = 508,071$ $\Delta(\%) = 3,12\%$
	5	0,833	5,256	-11,047	-72,677	10,251	
	4	0,667	5,533	0,228	4,805	15,785	
	3	0,500	5,341	2,344	49,386	21,126	
	2	0,333	4,760	5,625	118,499	25,886	
	1	0,167	3,218	9,592	202,062	29,104	
	R	0,000	0,000	14,484	305,124	29,104	

Voile	Niv	ξ	Π (t)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	N (t)	Équilibre
V ₁₈	6	1,000	4,890	0,000	0,000	4,890	$M_1 + M_2 + 2NC = 563,246$ $M_{ext} = 593,979$ $\Delta(\%) = 5,46\%$
	5	0,833	7,170	-289,94	-127,95	12,063	
	4	0,667	10,913	-1,323	-0,584	22,974	
	3	0,500	14,155	15,377	6,786	37,129	
	2	0,333	15,755	40,841	18,025	52,883	
	1	0,167	13,260	75,641	33,382	66,144	
	R	0,000	0,000	141,596	62,488	66,144	

Calcul des efforts dans les trumeaux et les linteaux d'un refend avec 2 files d'ouvertures :

V	N	ξ	$\Pi_1(t)$	$\Pi_2(t)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$M_3(t.m)$
V ₁₅	6	1,000	0,170	3,693	0,170	3,516	-3,698	0,000	0,000	0,000
	5	0,833	0,263	5,714	0,432	8,979	-9,411	-3,572	-9,228	-212,84
	4	0,667	0,409	8,908	0,842	17,473	-18,319	-0,151	-0,390	-9,003
	3	0,500	0,541	11,758	1,383	28,697	-30,078	-0,097	-0,249	-5,758
	2	0,333	0,611	13,278	1,994	41,394	-43,388	0,002	0,053	1,225
	1	0,167	0,532	11,597	2,527	52,458	-54,985	0,207	0,536	12,354
	R	0,000	0,000	0,000	2,527	52,458	-54,985	0,699	1,806	41,668
Équilibre			$M_1+M_2+M_3+2N_1(C_1+C_2)+2N_2C_2=239,155$				$M_{ext}=257,603$	$\Delta(\%)=7,16\%$		

V	N	ξ	$\Pi_1(t)$	$\Pi_2(t)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$M_3(t.m)$
V ₁₆	6	1,000	0,175	3,802	0,175	3,627	-3,802	0,000	0,000	0,000
	5	0,833	0,270	5,875	0,445	9,232	-9,677	-3,675	-9,494	-218,98
	4	0,667	0,421	9,159	0,866	17,970	-18,836	-0,156	-0,403	-9,276
	3	0,500	0,556	12,097	1,423	29,509	-30,932	-0,100	-0,259	-5,968
	2	0,333	0,628	13,652	2,051	42,535	-44,586	0,021	0,054	1,261
	1	0,167	0,548	11,924	2,599	53,911	-56,510	0,213	0,551	12,703
	R	0,000	0,000	0,000	2,599	53,911	-56,510	0,719	1,858	42,848
Équilibre			$M_1+M_2+M_3+2N_1(C_1+C_2)+2N_2C_2=245,821$				$M_{ext}=264,768$	$\Delta(\%)=7,53\%$		

V	N	ξ	$\Pi_1(t)$	$\Pi_2(t)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$M_3(t.m)$
V ₁₅	6	1,000	0,133	0,226	0,133	0,093	-0,226	0,000	0,000	0,000
	5	0,833	0,304	0,518	0,437	0,307	-0,744	-0,154	-1,155	-0,267
	4	0,667	0,513	0,874	1,150	0,468	-1,618	-0,105	-0,788	-0,182
	3	0,500	0,703	1,197	1,853	0,962	-2,815	-0,068	-0,510	-0,118
	2	0,333	0,808	1,375	2,661	1,529	-4,19	0,014	0,105	0,024
	1	0,167	0,789	1,343	3,450	2,083	-5,533	0,0445	0,334	0,077
	R	0,000	0,000	0,000	3,450	2,083	-5,533	0,286	2,145	0,496
Équilibre			$M_1+M_2+M_3+2N_1(C_1+C_2)+2N_2C_2=26,660$				$M_{ext}=28,632$	$\Delta(\%)=6,88\%$		

Calcul des efforts dans les trumeaux et les linteaux d'un refend à trois files d'ouvertures

V	N	ξ	Π_1 (t)	Π_2 (t)	Π_3 (t)	N_1 (t)	N_2 (t)	N_3 (t)	N_4 (t)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	M_3 (t.m)	M_4 (t.m)
V _{L1}	6	1,00	0,480	0,533	0,261	0,480	0,053	-0,272	0,261	0,000	0,000	0,000	0,000
	5	0,83	0,880	0,978	0,478	1,361	0,015	-0,773	0,739	-6,832	-38,75	-29,56	-3,942
	4	0,66	1,413	1,571	0,767	2,773	0,309	-1,576	1,506	-0,318	-1,801	-1,356	-0,184
	3	0,50	1,946	2,164	1,075	4,719	0,527	-2,683	2,563	-0,223	-1,265	-0,965	-0,129
	2	0,33	2,240	2,491	1,216	6,958	0,778	-3,957	3,779	-0,015	0,079	-0,061	-0,008
	1	0,16	2,053	2,282	1,216	9,011	1,007	-5,124	4,894	0,215	1,220	0,930	0,124
	R	0,00	0,000	0,000	1,115	9,011	1,007	-5,124	4,894	0,984	5,582	4,258	0,568
Équilibre			$M_1+M_2+M_3+2N_1(C_1+C_2+C_3)+2N_2(C_2+C_3)+2N_3C_3=78$						$M_{ext}=82,302$		$\Delta(\%)=5,23\%$		

V	N	ξ	Π_1 (t)	Π_2 (t)	Π_3 (t)	N_1 (t)	N_2 (t)	N_3 (t)	N_4 (t)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	M_3 (t.m)	M_4 (t.m)
V _{L2}	6	1,00	0,342	0,391	0,342	0,342	0,048	-0,048	0,342	0,000	0,000	0,000	0,000
	5	0,83	0,781	0,891	0,781	1,123	0,157	-0,157	1,123	-0,416	-2,361	-2,360	-0,416
	4	0,66	1,318	1,503	1,318	2,441	0,342	-0,342	2,441	-0,299	-1,696	-1,696	-0,299
	3	0,50	1,806	2,060	1,806	4,247	0,597	-0,596	4,247	-0,209	-1,186	-1,186	-0,209
	2	0,33	0,333	2,075	2,366	6,322	0,887	-0,887	6,322	-0,013	-0,074	-0,074	-0,013
	1	0,16	0,167	2,312	2,312	8,348	1,173	-1,173	8,348	0,107	0,605	0,605	0,107
	R	0,00	0,000	0,000	2,312	8,348	1,173	-1,173	8,348	0,734	4,161	4,161	0,734
Équilibre			$M_1+M_2+M_3+2N_1(C_1+C_2+C_3)+2N_2(C_2+C_3)+2N_3C_3=82,261$						$M_{ext}=89,436$		$\Delta(\%)=8,020\%$		

V	N	ξ	Π_1 (t)	Π_2 (t)	Π_3 (t)	N_1 (t)	N_2 (t)	N_3 (t)	N_4 (t)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	M_3 (t.m)	M_4 (t.m)
V _{L4}	6	1,00	0,105	2,891	1,475	0,105	2,785	-1,415	1,475	0,000	0,000	0,000	0,000
	5	0,83	0,239	6,606	3,370	0,344	9,152	-4,650	4,845	-7,279	-1,455	-13,23	-0,002
	4	0,66	0,403	11,15	5,687	0,747	17,39	-10,11	10,53	-5,231	-1,046	-9,500	-0,002
	3	0,50	0,553	15,27	7,794	1,300	34,61	-17,59	18,33	-3,664	-0,732	-6,653	-0,001
	2	0,33	0,635	17,54	8,952	1,935	51,52	-26,18	27,28	-0,234	-0,047	-0,423	0,000
	1	0,16	0,620	17,13	8,741	2,556	68,04	-34,57	36,02	1,866	0,374	3,388	0,001
	R	0,00	0,000	0,000	0,000	2,556	68,04	-34,57	36,02	12,83	2,566	23,29	0,005
Équilibre			$M_1+M_2+M_3+2N_1(C_1+C_2+C_3)+2N_2(C_2+C_3)+2N_3C_3=346,40$						$M_{ext}=357,810$		$\Delta(\%)=3,180\%$		

Calcul des efforts dans les trumeaux et les linteaux d'un refend à sept files d'ouvertures

Voile V _{L4}												
Niv	ξ	Π ₁ (t)	Π ₂ (t)	Π ₃ (t)	Π ₄ (t)	Π ₅ (t)	Π ₆ (t)	Π ₇ (t)	N ₁ (t)	N ₂ (t)	N ₃ (t)	N ₄ (t)
6	1,00	3,362	6,699	2,794	0,938	2,794	6,410	6,016	3,362	3,337	-3,905	-1,856
5	0,83	7,684	15,311	6,387	2,144	6,387	14,651	13,751	11,046	10,964	-12,829	-6,099
4	0,66	12,967	25,838	10,778	3,618	10,778	24,724	23,205	24,013	23,835	-27,889	-13,259
3	0,50	17,769	35,407	14,771	4,958	14,778	33,881	31,799	41,782	41,473	-48,526	-23,071
2	0,33	20,411	40,670	16,966	5,695	16,966	38,917	36,526	62,193	61,732	-72,230	-34,342
1	0,16	19,930	39,713	16,567	5,561	16,567	38,002	35,667	82,123	81,516	-95,376	-45,348
R	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	82,123	81,516	-95,376	-45,348
Niv	N ₅ (t)	N ₆ (t)	N ₇ (t)	N ₈ (t)	M ₁ (t.m)	M ₂ (t.m)	M ₃ (t.m)	M ₄ (t.m)	M ₅ (t.m)	M ₆ (t.m)	M ₇ (t.m)	M ₈ (t.m)
6	1,856	3,616	-0,394	6,016	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
5	6,099	11,880	-1,294	19,767	-351,341	-39,351	-72,376	-47,782	-47,782	-72,376	-3,865	-45,674
4	13,259	25,826	-2,813	42,972	-57,161	-6,402	-11,776	-7,774	-7,774	-11,776	-0,629	-7,431
3	23,071	44,937	-4,895	74,771	-40,049	-4,485	-8,250	-5,447	-5,447	-8,250	-0,441	-5,206
2	34,342	66,888	-7,286	111,297	-2,549	-0,285	-0,525	-0,347	-0,347	-0,525	-0,028	-0,331
1	45,348	88,323	-9,621	146,964	-20,389	2,284	4,200	2,773	2,773	4,200	0,224	2,651
R	45,348	88,323	-9,621	146,964	140,172	15,699	28,875	19,063	19,063	28,875	1,542	18,222
Équilibre	$\sum_1^8 M_I + 2N_1 \sum_1^7 C_I + 2N_2 \sum_2^7 C_I + 2N_3 \sum_3^7 C_I + 2N_4 \sum_4^7 C_I + 2N_5 \sum_5^7 C_I + 2N_6 \sum_6^7 C_I + 2N_7 C_7 = 2277,051 \text{ t.m}$											
	M _{ext} =2479,509 t.m						Δ(%)=8,160 %					

Calcul des efforts dans les trumeaux et les linteaux d'un refend à sept files d'ouvertures

Voile VL5												
Niv	ξ	Π_1 (t)	Π_2 (t)	Π_3 (t)	Π_4 (t)	Π_5 (t)	Π_6 (t)	Π_7 (t)	N ₁ (t)	N ₂ (t)	N ₃ (t)	N ₄ (t)
6	1,00	2,591	0,676	2,871	0,559	2,871	0,676	2,595	2,758	-1,914	2,195	-2,455
5	0,83	5,920	1,545	6,562	1,277	6,562	1,545	5,931	9,061	-6,289	7,212	-8,064
4	0,66	9,991	2,607	11,074	2,155	11,074	2,607	10,008	19,698	-13,672	15,679	-17,531
3	0,50	13,692	3,573	15,176	2,954	15,176	3,574	13,714	34,274	-23,791	27,282	-30,503
2	0,33	15,727	4,104	17,432	3,393	17,432	4,104	15,753	51,017	-35,414	40,612	-45,403
1	0,16	15,357	4,007	17,021	3,313	17,021	4,007	15,382	67,366	-46,764	53,634	-59,952
R	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	67,366	-46,764	53,634	59,952
Niv	N ₅ (t)	N ₆ (t)	N ₇ (t)	N ₈ (t)	M ₁ (t.m)	M ₂ (t.m)	M ₃ (t.m)	M ₄ (t.m)	M ₅ (t.m)	M ₆ (t.m)	M ₇ (t.m)	M ₈ (t.m)
6	2,454	-2,328	2,040	2,758	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
5	8,063	-7,650	6,702	9,061	-3,288	-8,536	-8,536	-12,014	-12,014	-8,536	-8,536	-3,288
4	17,531	-16,633	14,571	19,698	-2,363	-6,134	-6,134	-8,634	-8,634	-6,134	-6,134	-2,363
3	30,502	-28,942	25,354	34,275	-1,655	-4,296	-4,296	-6,047	-6,047	-4,296	-4,296	-1,655
2	45,403	-43,081	37,739	51,018	-0,105	-0,272	-0,272	-0,384	-0,384	-0,272	-0,272	-0,105
1	59,954	-56,888	49,833	67,367	0,843	2,1884	2,188	3,081	3,081	2,188	2,1884	0,843
R	59,954	-56,888	49,833	67,367	5,794	15,014	15,014	21,170	21,170	15,014	15,014	5,794
Équilibre	$\sum_1^8 M_l + 2N_1 \sum_1^7 C_l + 2N_2 \sum_2^7 C_l + 2N_3 \sum_3^7 C_l + 2N_4 \sum_4^7 C_l + 2N_5 \sum_5^7 C_l + 2N_6 \sum_6^7 C_l + 2N_7 C_7 = 1015,772 \text{ t.m}$											
	M _{ext} = 1042,248 t.m						Δ (%) = 2,54 %					

Charges et surcharges revenant aux trumeaux des voiles à une file d'ouvertures :

V_{12}	Effort N/niveau		RÉPARTITION AUX TRUMEAUX			
			Trumeau 1		Trumeau 2	
Niveau	N_g (t)	N_q (t)	N_{1g} (t)	N_{1q} (t)	N_{2g}	N_{2q}
5	29,880	1,541	13,147	0,677	16,733	0,862
4	57,460	4,180	25,282	1,839	32,178	2,341
3	85,040	6,840	37,418	3,010	47,622	3,830
2	112,620	9,510	49,553	4,184	63,067	5,326
1	140,190	12,170	61,684	5,355	78,506	6,815
R.D.C	167,770	14,830	73,819	6,525	93,951	8,305

$V_{13} = V_{18}$	Effort N/niveau		RÉPARTITION AUX TRUMEAUX			
			Trumeau 1		Trumeau 2	
Niveau	N_g (t)	N_q (t)	N_{1g} (t)	N_{1q} (t)	N_{2g}	N_{2q}
5	29,350	2,028	16,465	1,138	12,885	0,890
4	57,151	5,577	32,061	3,129	25,080	2,448
3	84,950	9,126	47,657	5,120	37,293	4,006
2	112,75	12,675	63,253	7,111	49,497	5,564
1	140,551	16,224	78,848	9,102	61,701	7,122
R.D.C	168,350	19,773	94,444	11,093	73,906	8,680

V_{17}	Effort N/niveau		RÉPARTITION AUX TRUMEAUX			
			Trumeau 1		Trumeau 2	
Niveau	N_g (t)	N_q (t)	N_{1g} (t)	N_{1q} (t)	N_{2g}	N_{2q}
5	27,410	1,920	8,579	0,601	18,831	1,319
4	53,350	5,281	16,698	1,653	36,651	3,627
3	79,291	8,641	24,818	2,704	54,472	5,936
2	105,241	12,000	32,940	3,756	72,300	8,244
1	131,18	15,361	41,060	4,808	90,121	10,552
R.D.C	157,130	18,720	49,182	5,856	107,948	12,861

Charges et surcharges revenant aux trumeaux des voiles à 2 files d'ouvertures

$V_{t5} =$ V_{t6}	Effort N/niveau		RÉPARTITION AUX TRUMEAUX					
			Trumeau 1		Trumeau 2		Trumeau 3	
Niveau	N_g (t)	N_q (t)	N_{1g} (t)	N_{1q} (t)	N_{2g} (t)	N_{2q} (t)	N_{3g} (t)	N_{3q} (t)
5	22,880	1,674	5,034	0,368	7,253	0,531	10,593	0,775
4	46,370	5,400	10,201	1,188	14,699	1,712	21,469	2,500
3	69,860	9,130	15,369	2,009	22,146	2,894	32,345	4,227
2	93,350	12,850	20,537	2,827	29,592	4,073	43,221	5,949
1	116,85	16,580	25,707	3,648	37,042	5,256	54,101	7,676
R.D.C	142,54	20,310	31,359	4,468	47,185	6,438	65,996	9,403

V_{L3}	Effort N/niveau		RÉPARTITION AUX TRUMEAUX					
			Trumeau 1		Trumeau 2		Trumeau 3	
Niveau	N_g (t)	N_q (t)	N_{1g} (t)	N_{1q} (t)	N_{2g} (t)	N_{2q} (t)	N_{1g} (t)	N_{1q} (t)
5	13,500	0,450	3,510	0,117	6,480	0,216	3,510	0,117
4	25,230	1,237	6,560	0,322	12,110	0,594	6,560	0,322
3	36,960	2,025	9,610	0,526	17,741	0,972	9,610	0,526
2	48,690	2,813	12,660	0,713	23,371	1,350	12,660	0,731
1	60,430	3,600	15,712	0,936	29,006	1,728	15,712	0,936
R.D.C	72,160	4,387	18,762	1,141	34,637	2,106	18,762	1,141

Charges et surcharges revenant aux trumeaux des voiles à 3 files d'ouvertures

V _{L1}	Effort N/niveau		RÉPARTITION AUX TRUMEAUX							
			Trumeau 1		Trumeau 2		Trumeau 3		Trumeau 4	
Niv	N _g (t)	N _q (t)	N _{1g} (t)	N _{1q} (t)	N _{2g} (t)	N _{2q} (t)	N _{3g} (t)	N _{3q} (t)	N _{4g} (t)	N _{4q} (t)
5	20,170	0,675	3,510	0,117	6,574	0,222	6,575	0,222	3,510	0,117
4	37,710	1,856	6,561	0,323	12,29	0,605	12,23	0,605	6,561	0,323
3	55,250	3,041	9,613	0,529	18,01	0,991	18,01	0,991	9,613	0,529
2	72,790	4,220	12,66	0,734	23,73	1,376	23,73	1,376	12,66	0,734
1	90,341	5,400	15,71	0,940	29,45	1,760	29,45	1,760	15,71	0,940
R.d.C	107,88	6,580	18,77	1,145	35,17	12,14	35,17	1,214	18,77	1,145

V _{L2}	Effort N/niveau		RÉPARTITION AUX TRUMEAUX							
			Trumeau 1		Trumeau 2		Trumeau 3		Trumeau 4	
Niv	N _g (t)	N _q (t)	N _{1g} (t)	N _{1q} (t)	N _{2g} (t)	N _{2q} (t)	N _{3g} (t)	N _{3q} (t)	N _{4g} (t)	N _{4q} (t)
5	19,091	0,675	3,322	0,117	6,223	0,222	6,223	0,222	3,322	0,117
4	35,550	1,856	6,181	0,323	11,59	0,605	11,59	0,605	6,181	0,323
3	52,010	3,041	9,050	0,525	16,95	0,991	16,95	0,991	9,050	0,529
2	68,461	4,22	11,91	0,734	22,32	1,376	22,32	1,376	11,91	0,734
1	84,931	5,401	14,77	0,940	27,68	1,760	27,69	1,760	14,77	0,940
R.d.C	101,23	6,581	17,62	1,145	33,00	12,14	33,00	1,214	17,62	1,145

V _{t4}	Effort N/niveau		RÉPARTITION AUX TRUMEAUX							
			Trumeau 1		Trumeau 2		Trumeau 3		Trumeau 4	
Niv	N _g (t)	N _q (t)	N _{1g} (t)	N _{1q} (t)	N _{2g} (t)	N _{2q} (t)	N _{3g} (t)	N _{3q} (t)	N _{4g} (t)	N _{4q} (t)
5	25,540	1,920	8,010	0,601	6,884	0,516	9,010	0,676	0,689	0,127
4	49,710	5,280	15,56	1,653	13,37	1,420	17,50	1,858	3,281	0,348
3	73,830	8,640	23,11	2,704	19,86	2,324	25,98	3,041	4,873	0,570
2	97,950	12,000	30,66	3,756	26,35	3,228	34,48	4,224	6,465	0,792
1	122,10	15,360	38,21	4,808	32,84	4,132	42,97	5,407	8,061	1,014
R.d.C	148,39	18,720	46,45	5,859	39,92	5,036	52,23	6,589	9,794	1,235

Charges et surcharges revenant aux trumeaux des voiles à 7 files d'ouvertures

V _{L4}	Effort N/niveau		RÉPARTITION AUX TRUMEAUX															
			Trumeau 1		Trumeau 2		Trumeau 3		Trumeau 4		Trumeau 5		Trumeau 6		Trumeau 7		Trumeau 8	
Niv	N _g (t)	N _q (t)	N _{1g} (t)	N _{1q} (t)	N _{2g} (t)	N _{2q} (t)	N _{3g} (t)	N _{3q} (t)	N _{4g} (t)	N _{4q} (t)	N _{5g} (t)	N _{5q} (t)	N _{6g} (t)	N _{6q} (t)	N _{7g} (t)	N _{7q} (t)	N _{8g} (t)	N _{9q} (t)
5	56,11	9,59	9,59	0,57	6,50	0,39	7,40	0,44	7,96	0,48	7,96	0,48	7,40	0,44	3,98	0,24	5,16	0,31
4	108,91	18,62	18,62	1,59	12,63	1,07	14,37	1,22	15,46	1,32	15,46	1,32	14,37	1,22	7,73	0,66	10,02	0,85
3	161,69	27,65	27,65	2,59	18,75	1,76	21,34	2,00	22,96	2,15	22,96	2,15	21,34	2,00	11,48	1,07	14,87	1,39
2	214,48	3,61	36,68	3,60	24,88	2,44	28,31	2,78	30,45	2,99	30,45	2,99	28,31	2,78	15,23	1,49	19,73	1,94
1	267,27	45,71	4,62	4,61	31,00	3,12	35,28	3,56	37,95	3,83	37,95	3,83	35,28	3,56	18,97	1,91	24,59	2,48
R.d.C	320,06	54,73	5,62	5,62	37,12	3,81	42,24	4,34	45,44	4,67	45,44	4,67	42,24	4,34	22,72	2,33	29,44	3,03

Charges et surcharges revenant aux trumeaux des voiles à 7 files d'ouvertures

V _{L5}	Effort N/niveau		RÉPARTITION AUX TRUMEAUX															
			Trumeau 1		Trumeau 2		Trumeau 3		Trumeau 4		Trumeau 5		Trumeau 6		Trumeau 7		Trumeau 8	
Niv	N _g (t)	N _q (t)	N _{1g} (t)	N _{1q} (t)	N _{2g} (t)	N _{2q} (t)	N _{3g} (t)	N _{3q} (t)	N _{4g} (t)	N _{4q} (t)	N _{5g} (t)	N _{5q} (t)	N _{6g} (t)	N _{6q} (t)	N _{7g} (t)	N _{7q} (t)	N _{8g} (t)	N _{9q} (t)
5	46,22	1,57	3,49	0,11	6,54	0,22	6,54	0,22	6,54	0,22	6,54	0,22	6,54	0,22	6,54	0,22	3,49	0,11
4	86,35	4,33	6,52	0,32	12,22	0,61	12,22	0,61	12,22	0,61	12,22	0,61	12,22	0,61	12,22	0,61	6,52	0,32
3	126,49	7,08	9,55	0,53	17,90	1,00	17,90	1,00	17,90	1,00	17,90	1,00	17,90	1,00	17,90	1,00	9,55	0,53
2	166,62	9,84	12,58	0,74	23,58	1,39	23,58	1,39	23,58	1,39	23,58	1,39	23,58	1,39	23,58	1,39	12,58	0,74
1	206,76	12,60	15,61	0,95	29,25	1,78	29,25	1,78	29,25	1,78	29,25	1,78	29,25	1,78	29,25	1,78	15,61	0,95
R.d.C	247,48	15,35	18,68	1,15	35,01	2,17	35,01	2,17	35,01	2,17	35,01	2,17	35,01	2,17	35,01	2,17	18,68	1,15

**==== ANNEXE IV ====
COMBINAISONS D' ACTIONS ET
EXEMPLE DE CALCUL**

1. COMBINAISONS D' ACTIONS ET CALCUL DU FERRAILLAGE :

Le ferrailage des voiles sera calculé à partir de la combinaison des charges verticales et des charges sismiques. Les voiles sont sollicités en flexion composée et doivent être dimensionnés sur la base de formules données par le RPA88 (art 3.1.11).

Le ferrailage sera calculé sous la combinaison (N_{\min} , M_{\max}) et la vérification à la compression sera faite sous (N_{\max} , M_{\max})

Calcul de N_{\min} et N_{\max} :

$$N_{\min} = 0,8 N_g \pm N_E .$$

$$N_{\max} = N_g + N_q \pm N_E .$$

a)- Voiles pleins :

Niveau	V_{t1}		V_{t9}	
	$0,8N_g$	$N_g + N_q$	$0,8N_g$	$N_g + N_q$
5	12,624	16,287	24,872	32,104
4	24,020	31,410	47,312	61,928
3	35,408	46,537	69,752	91,753
2	46,800	61,664	92,200	121,590
1	58,192	76,791	114,642	151,422
R.D.C	69,584	91,918	137,080	181,236

b)- Voiles avec une seule file d'ouvertures :

V _{t2}	TRUMEAU 1					
	Niv	N _g	N _q	N _E	N _g + N _q + N _E	0,8 N _g + N _E
5	13,174	0,678	4,471	18,296	14,989	6,047
4	25,282	1,839	11,174	38,295	31,399	9,052
3	37,418	3,010	20,950	61,378	50,884	8,984
2	49,553	4,184	33,658	87,395	73,300	5,984
1	61,684	5,355	47,591	114,630	96,983	1,756
R.D.C	73,819	6,525	59,251	139,595	118,306	-0,196

V _{t2}	TRUMEAU 2					
	Niv	N _g	N _q	N _E	N _g + N _q + N _E	0,8 N _g + N _E
5	16,733	0,862	4,471	18,996	17,857	8,915
4	32,178	2,341	11,174	45,693	36,916	14,568
3	47,622	3,830	20,950	72,402	59,048	17,148
2	63,067	5,326	33,658	102,051	84,112	16,796
1	87,506	6,815	47,591	132,912	110,396	15,214
R.D.C	93,951	8,305	59,251	161,507	134,412	15,909

V _{t3}	TRUMEAU 1					
	Niv	N _g	N _q	N _E	N _g + N _q + N _E	0,8 N _g + N _E
5	16,465	1,138	4,471	22,074	17,643	8,701
4	32,061	3,129	11,174	46,364	36,823	14,475
3	47,657	5,120	20,950	73,727	59,076	17,176
2	63,256	7,111	33,658	104,025	84,263	16,947
1	78,848	9,102	47,591	135,541	110,669	15,487
R.D.C	94,444	11,093	59,251	164,788	144,251	16,304

V _{t3}	TRUMEAU 2					
	Niv	N _g	N _q	N _E	N _g + N _q + N _E	0,8 N _g + N _E
5	12,885	0,890	4,471	18,246	14,779	5,837
4	25,089	2,448	11,174	38,711	31,245	8,897
3	37,293	4,006	20,950	62,249	50,784	8,884
2	49,497	5,564	33,658	88,719	73,256	5,940
1	61,701	7,122	47,591	116,414	96,951	1,770
R.D.C	73,906	8,680	59,251	141,837	118,376	-0,126

V_{t7}	TRUMEAU 1					
	Niv	N_g	N_q	N_E	$N_g + N_q + N_E$	$0,8 N_g + N_E$
5	8,579	0,601	4,995	14,175	13,574	1,868
4	16,698	1,653	10,251	28,602	23,609	3,107
3	24,818	2,704	13,785	43,307	35,639	4,069
2	32,940	3,756	21,126	57,822	47,478	5,226
1	41,060	4,808	25,886	71,754	58,734	6,962
R.D.C	49,182	5,856	29,104	84,142	68,450	10,242

V_{t7}	TRUMEAU 2					
	Niv	N_g	N_q	N_E	$N_g + N_q + N_E$	$0,8 N_g + N_E$
5	18,831	1,319	4,995	25,145	20,060	10,070
4	36,651	3,627	10,251	50,529	39,572	19,070
3	54,472	5,936	15,785	76,193	59,363	26,793
2	72,300	8,244	21,126	101,670	78,966	36,714
1	90,121	10,552	25,886	126,559	101,201	46,211
R.D.C	107,948	12,861	29,104	149,913	115,462	57,254

V_{t8}	TRUMEAU 1					
	Niv	N_g	N_q	N_E	$N_g + N_q + N_E$	$0,8 N_g + N_E$
5	16,465	1,138	4,890	22,493	18,062	21,454
4	32,061	3,129	12,063	47,253	37,712	13,586
3	47,657	5,120	22,974	75,751	61,099	1,000
2	63,253	7,111	37,129	107,493	87,730	13,473
1	78,848	9,102	52,883	140,833	115,961	10,195
R.D.C	94,444	11,093	66,144	171,681	141,699	9,411

V_{t8}	TRUMEAU 2					
	Niv	N_g	N_q	N_E	$N_g + N_q + N_E$	$0,8 N_g + N_E$
5	12,885	0,890	4,890	18,665	15,198	5,418
4	25,089	2,448	12,063	39,600	32,134	8,008
3	37,293	4,006	22,974	64,273	52,808	6,860
2	49,497	5,564	37,129	92,190	76,727	2,469
1	61,701	7,122	52,883	121,706	102,244	-3,522
R.D.C	73,906	8,680	66,144	148,730	125,269	-7,019

c)- Voiles avec deux (2) files d'ouvertures :

V_{t5}	TRUMEAU 1					
Niv	N_g	N_q	N_E	$N_g + N_q + N_E$	$0,8 N_g + N_E$	$0,8 N_g - N_E$
5	5,034	0,368	0,170	5,572	4,197	3,857
4	10,201	1,188	0,432	11,821	8,599	7,729
3	15,369	2,009	0,842	18,217	13,137	11,473
2	20,537	2,827	1,383	24,747	17,813	15,045
1	25,707	3,648	1,994	31,349	22,559	18,572
R.D.C	31,359	4,468	2,527	38,354	27,614	22,560

V_{t5}	TRUMEAU 2					
Niv	N_g	N_q	N_E	$N_g + N_q + N_E$	$0,8 N_g + N_E$	$0,8 N_g - N_E$
5	7,253	0,531	3,516	11,300	9,318	2,286
4	14,699	1,712	8,978	25,390	20,738	2,780
3	22,146	2,894	17,478	42,518	35,195	0,239
2	29,592	4,073	28,695	62,360	52,369	-5,021
1	37,041	5,256	41,394	83,691	71,027	-11,761
R.D.C	45,185	6,438	52,458	104,081	88,606	-16,31

V_{t5}	TRUMEAU 3					
Niv	N_g	N_q	N_E	$N_g + N_q \pm N_E$	$0,8 N_g + N_E$	$0,8 N_g - N_E$
5	10,593	0,775	-3,698	7,67 15,066	4,776	12,172
4	21,469	2,500	-9,411	14,558 33,380	7,764	26,587
3	32,345	4,227	-18,319	18,253 54,891	7,557	44,195
2	43,221	5,949	-30,078	19,092 79,248	4,500	64,655
1	54,101	7,676	-43,388	18,389 105,165	-0,104	86,669
R.D.C	65,956	9,403	-54,985	20,414 130,384	-2,188	107,782

V_{t6}	TRUMEAU 1					
Niv	N_g	N_q	N_E	$N_g + N_q + N_E$	$0,8 N_g + N_E$	$0,8 N_g - N_E$
5	5,034	0,368	0,175	5,573	4,203	3,852
4	10,201	1,188	0,445	11,834	8,606	7,716
3	15,369	2,009	0,866	18,244	13,161	11,429
2	20,537	2,827	1,423	24,787	17,853	15,007
1	25,707	3,648	2,051	31,406	22,617	18,146
R.D.C	31,359	4,468	2,599	38,426	27,686	22,488

V_{t6}	TRUMEAU 2					
Niv	N_g	N_q	N_E	$N_g + N_q + N_E$	$0,8 N_g + N_E$	$0,8 N_g - N_E$
5	7,253	0,531	3,627	11,411	9,429	2,175
4	14,699	1,712	9,232	25,643	20,991	2,527
3	22,146	2,894	17,970	43,010	35,687	-0,253
2	29,592	4,073	29,509	63,174	53,183	-5,835
1	37,041	5,256	42,535	84,832	72,168	-12,909
R.D.C	45,185	6,438	53,911	105,534	90,059	-17,763

V_{t6}	TRUMEAU 3					
Niv	N_g	N_q	N_E	$N_g + N_q \pm N_E$	$0,8 N_g + N_E$	$0,8 N_g - N_E$
5	10,593	0,775	-3,808	7,566 15,170	4,672	12,276
4	21,469	2,500	-9,677	14,292 33,646	7,489	26,852
3	32,345	4,227	-18,836	17,736 55,408	7,040	44,712
2	43,221	5,949	-30,932	18,232 80,102	3,645	65,509
1	54,101	7,676	-44,586	17,191 106,363	-1,305	87,867
R.D.C	65,996	9,403	-56,510	18,889 131,909	-3,713	109,307

V _{L3}	TRUMENTAU 1					
	Niv	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g +N _E
5	3,510	0,117	0,133	3,760	2,941	2,808
4	6,561	0,322	0,437	7,319	5,248	4,811
3	9,610	0,526	1,150	11,286	8,838	6,538
2	12,660	0,731	1,853	15,244	11,981	8,275
1	15,712	0,936	2,661	19,309	15,231	9,909
R.D.C	18,762	1,141	3,451	23,353	18,460	11,560

V _{L3}	TRUMENTAU 2					
	Niv	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g +N _E
5	6,480	0,216	0,093	6,789	5,277	5,091
4	12,110	0,594	0,307	13,011	9,995	9,381
3	17,741	0,972	0,468	19,181	14,661	13,725
2	23,371	1,351	0,962	25,683	19,659	17,735
1	29,006	1,728	1,529	32,263	24,734	21,676
R.D.C	34,637	2,106	2,083	38,826	29,793	25,627

V _{L3}	TRUMENTAU 3					
	Niv	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q ±N _E	0,8 N _g +N _E
5	3,510	0,117	-0,226	3,401 3,853	2,582	3,034
4	6,560	0,322	-0,744	6,138 7,626	4,504	5,992
3	9,610	0,526	-1,618	8,518 11,754	6,070	9,306
2	12,661	0,731	-2,815	10,576 11,754	7,313	12,943
1	15,712	0,936	-4,190	12,458 20,833	8,380	16,760
R.D.C	18,762	1,141	-5,533	14,370 25,436	9,477	20,543

d)- Refend à trois files d'ouvertures :

TRUMENTU 1						
V _{L1}	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g + N _E	0,8 N _g - N _E
5	3,510	0,117	0,480	4,107	3,288	2,328
4	6,561	0,323	1,360	8,244	6,609	3,890
3	9,613	0,529	2,776	12,915	10,463	4,917
2	12,665	0,734	4,719	17,578	14,851	5,413
1	15,719	0,940	6,958	23,617	19,533	5,617
R.D.C	18,771	1,145	9,011	28,927	24,028	6,006

TRUMENTU 2						
V _{L1}	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g + N _E	0,8 N _g - N _E
5	6,575	0,222	0,053	6,848	5,313	5,207
4	12,293	0,605	0,015	12,913	9,849	9,817
3	18,011	0,991	0,309	19,311	14,718	14,099
2	23,729	1,376	0,527	25,632	19,510	18,546
1	29,451	1,760	0,778	31,989	24,339	22,783
R.D.C	35,169	2,145	1,007	38,321	29,142	27,128

TRUMENTU 3						
V _{L1}	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q ±N _E	0,8 N _g + N _E	0,8 N _g - N _E
5	6,575	0,222	-0,272	6,523 7,067	4,988	5,532
4	12,293	0,605	-0,773	12,125 13,671	9,061	10,607
3	18,011	0,991	-1,576	17,426 20,578	12,833	15,985
2	23,729	1,376	-2,683	22,422 27,788	16,300	21,666
1	29,451	1,760	-3,957	27,254 35,168	19,604	27,518
R.D.C	35,169	2,145	-5,124	32,190 42,438	23,011	33,259

TRUMENTU 4						
V _{L1}	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g + N _E	0,8 N _g - N _E
5	3,510	0,117	0,261	3,888	3,069	2,547
4	6,561	0,323	0,739	7,623	5,988	4,510
3	9,613	0,529	1,506	11,648	9,196	6,184
2	12,665	0,734	2,506	15,962	12,695	7,569
1	15,719	0,940	3,779	20,438	16,354	8,796
R.D.C	18,771	1,145	4,894	24,810	19,911	10,123

TRUMEAU 1						
V _{L2}	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g +N _E	0,8 N _g -N _E
Niv 5	3,322	0,117	0,342	3,781	3,000	2,315
4	6,186	0,323	1,123	7,632	6,073	3,826
3	9,050	0,529	2,441	12,021	9,681	4,799
2	11,912	0,734	4,247	16,893	13,777	5,283
1	14,778	0,940	6,322	22,040	18,144	5,500
R.D.C	17,614	1,145	8,348	27,107	22,439	5,743

TRUMEAU 2						
V _{L2}	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g +N _E	0,8 N _g -N _E
Niv 5	6,223	0,222	0,04	6,491	5,026	4,930
4	11,590	0,605	0,157	12,352	9,429	9,115
3	16,955	0,991	0,342	18,288	13,906	13,222
2	22,318	1,376	0,596	24,290	18,450	17,258
1	27,687	1,761	0,887	30,334	23,037	21,263
R.D.C	33,000	2,145	1,173	36,318	27,573	25,227

TRUMEAU 3						
V _{L2}	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q ±N _E	0,8 N _g +N _E	0,8 N _g -N _E
Niv 5	6,223	0,222	-0,048	6,395 6,491	4,930	5,026
4	11,590	0,605	-0,157	12,038 12,352	9,115	9,429
3	16,955	0,991	-0,342	17,604 18,288	13,222	13,906
2	22,318	1,376	-0,596	23,098 24,290	17,258	18,450
1	27,687	1,761	-0,887	28,560 30,334	21,263	23,037
R.D.C	33,000	2,145	-1,173	33,972 36,0318	25227	27,573

TRUMEAU 4						
V _{L2}	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g +N _E	0,8 N _g -N _E
Niv 5	3,322	0,117	0,342	3,781	3,000	2,315
4	6,186	0,323	1,123	7,632	6,073	3,826
3	9,050	0,529	2,441	12,021	9,681	4,799
2	11,912	0,734	4,247	16,893	13,777	5,283
1	14,778	0,940	6,322	22,040	18,144	5,500
R.D.C	17,614	1,145	8,348	27,107	22,439	5,743

V_{T4}	TRUMEAU 1					
Niv	N_g	N_q	N_E	$N_g + N_q + N_E$	$0,8 N_g + N_E$	$0,8 N_g - N_E$
5	8,010	0,601	0,105	8,716	6,513	6,303
4	15,559	1,653	0,344	17,556	12,791	12,103
3	23,109	2,704	0,747	26,560	19,234	17,740
2	30,658	3,756	1,300	35,714	25,826	23,226
1	38,208	4,808	1,935	44,951	32,501	28,631
R.D.C	46,446	5,859	2,556	57,417	39,713	34,601

V_{T4}	TRUMEAU 2					
Niv	N_g	N_q	N_E	$N_g + N_q + N_E$	$0,8 N_g + N_E$	$0,8 N_g - N_E$
5	6,884	0,516	2,785	10,185	8,292	2,722
4	13,372	1,420	9,152	23,944	19,850	1,546
3	19,860	2,324	17,399	23,944	33,287	-1,511
2	26,348	3,228	34,616	39,583	55,694	-13,538
1	32,837	4,132	51,525	64,192	77,795	-25,255
R.D.C	39,917	5,036	68,037	88,494	99,971	-36,103

V_{T4}	TRUMEAU 3					
Niv	N_g	N_q	N_E	$N_g + N_q \pm N_E$	$0,8 N_g + N_E$	$0,8 N_g - N_E$
5	9,010	0,676	-1,415	8,271 11,101	5,793	8,623
4	17,498	1,858	-4,650	14,706 24,006	9,348	18,648
3	25,988	3,011	-10,111	18,918 39,140	10,679	30,901
2	34,478	4,224	-17,591	21,111 56,293	9,991	45,173
1	42,969	5,407	-26,182	22,194 74,558	8,193	60,557
R.D.C	52,233	6,589	-34,574	24,248 93,396	7,212	76,360

V_{T4}	TRUMEAU 4					
Niv	N_g	N_q	N_E	$N_g + N_q + N_E$	$0,8 N_g + N_E$	$0,8 N_g - N_E$
5	1,689	0,127	1,475	3,291	2,826	-0,124
4	3,281	0,348	4,845	8,474	7,470	-2,220
3	4,873	0,570	10,532	15,975	14,430	-6,634
2	6,465	0,792	18,326	25,583	23,498	-13,154
1	8,060	1,014	27,278	36,352	33,726	-20,830
R.D.C	9,794	1,236	36,019	47,049	43,854	-28,184

e)- Refend à sept files d'ouvertures :

TRUMEAU 1						
V _{LA}	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g +N _E	0,8 N _g -N _E
Niv						
5	9,595	0,577	3,362	13,534	11,038	4,314
4	18,622	1,590	11,046	31,258	25,944	3,851
3	27,649	2,596	24,013	54,258	46,132	-1,894
2	36,676	3,606	41,782	82,064	17,123	-12,441
1	45,703	4,617	62,193	112,513	98,755	-25,631
R.D.C	54,730	5,626	82,123	142,479	125,907	-38,339

TRUMEAU 2						
V _{LA}	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g +N _E	0,8 N _g -N _E
Niv						
5	6,509	0,391	3,337	10,237	8,544	1,870
4	12,632	1,076	10,964	24,672	21,070	-0,858
3	18,756	1,761	23,834	44,352	38,840	-8,830
2	24,880	2,446	41,473	68,799	61,377	-21,569
1	31,003	3,132	61,732	95,867	86,534	-36,929
R.D.C	37,127	3,816	81,516	122,459	11,220	-51,814

TRUMEAU 3						
V _{LA}	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q ±N _E	0,8 N _g +N _E	0,8 N _g -N _E
Niv						
5	7,406	0,446	-3,905	3,947 11,757	2,019	9,830
4	14,375	1,225	-12,829	2,771 28,429	-1,329	24,329
3	21,343	2,004	-27,889	-4,542 51,236	-10,815	44,963
2	28,311	2,784	-48,526	-17,431 79,621	-25,880	71,175
1	35,280	3,564	-72,230	-33,386 11,074	-44,006	100,454
R.D.C	42,248	4,343	-95,376	-48,785 141,967	-61,578	129,174

TRUMEAU 4						
V _{LA}	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q ±N _E	0,8 N _g +N _E	0,8 N _g -N _E
Niv						
5	7,968	0,480	-1,856	6,592 10,304	4,518	8,230
4	15,464	1,321	-6,099	10,685 22,883	6,272	18,471
3	22,960	2,155	-13,259	11,856 38,384	5,109	31,627
2	30,456	2,995	-23,071	10,380 56,522	1,293	47,346
1	37,950	3,834	-34,342	7,442 76,126	-3,982	64,702
R.D.C	45,449	4,672	-54,348	-4,227 104,469	-17,990	90,707

TRUMEAU 5						
V _{LA}	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g +N _E	0,8 N _g -N _E
Niv						
5	7,968	0,480	1,856	10,304	8,230	4,518
4	15,464	1,320	6,099	22,882	18,470	6,272
3	22,960	2,155	13,259	38,374	31,627	5,109
2	30,456	2,995	23,071	56,522	47,436	1,294
1	37,950	3,834	34,324	76,108	64,684	-3,964
R.D.C	45,449	4,672	45,348	95,469	81,707	-8,990

TRUMEAU 6						
V _{LA}	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g +N _E	0,8 N _g -N _E
Niv						
5	7,406	0,446	3,616	11,468	9,541	2,309
4	14,375	1,225	11,880	27,480	23,380	-0,380
3	21,343	2,004	25,826	49,173	42,900	-8,751
2	28,311	2,784	44,937	76,032	67,586	-22,288
1	35,280	3,564	66,888	105,732	95,112	-38,664
R.D.C	42,248	4,343	88,323	134,914	122,121	-54,525

TRUMEAU 7						
V _{LA}	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q ±N _E	0,8 N _g +N _E	0,8 N _g -N _E
Niv						
5	3,984	0,240	-0,394	3,830 4,618	2,793	3,581
4	7,732	0,660	-1,294	7,098 9,686	4,892	7,480
3	11,480	1,078	-2,813	9,745 15,371	6,371	8,999
2	15,230	1,497	-4,895	11,832 21,622	7,289	17,079
1	18,976	1,917	-7,286	13,607 28,179	7,898	22,467
R.D.C	22,724	2,336	-9,621	15,439 34,681	8,558	27,800

TRUMEAU 8						
V _{LA}	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g +N _E	0,8 N _g -N _E
Niv						
5	5,162	0,310	6,016	11,488	10,148	-1,886
4	10,020	0,854	19,767	30,641	27,927	-11,751
3	14,875	1,396	42,972	59,243	54,872	-31,072
2	19,732	1,940	74,771	96,443	90,557	-58,985
1	24,590	2,484	111,297	138,371	130,969	-91,625
R.D.C	29,445	3,030	146,964	179,439	170,520	-123,408

V _{LS}	TRUMEAU 1					
	Niv	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g +N _E
5	3,490	0,119	2,758	6,367	5,550	0,034
4	6,520	0,327	9,061	15,908	14,277	-3,845
3	9,550	0,535	19,698	29,783	27,338	-12,058
2	12,580	0,743	34,274	47,597	44,338	-24,210
1	15,610	0,951	51,017	67,578	63,505	-38,529
R.D.C	18,685	1,159	67,366	87,210	82,314	-52,418

V _{LS}	TRUMEAU 2					
	Niv	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q ±N _E	0,8 N _g +N _E
5	6,540	0,223	-1,914	4,894 8,677	3,318	7,146
4	12,220	0,613	-6,289	6,544 19,122	3,487	16,065
3	17,901	1,003	-13,672	5,231 32,122	0,648	27,992
2	23,580	1,392	-23,791	1,181 48,763	-4,927	42,655
1	29,256	1,783	-35,414	-4,375 66,453	-12,009	58,819
R.D.C	35,018	2,172	-46,764	-9,574 83,954	-18,749	74,778

V _{LS}	TRUMEAU 3					
	Niv	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g +N _E
5	6,540	0,223	2,195	8,958	7,427	3,037
4	12,220	0,613	7,212	20,045	16,988	2,564
3	17,901	1,003	15,679	34,582	29,999	-1,359
2	23,580	1,392	27,282	52,254	46,146	-8,418
1	29,256	1,783	40,610	71,649	64,015	-17,205
R.D.C	35,018	2,172	53,634	90,824	81,648	-25,619

V _{LS}	TRUMEAU 4					
	Niv	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q ±N _E	0,8 N _g +N _E
5	6,540	0,223	-2,455	4,308 9,218	2,777	7,687
4	12,220	0,613	-8,063	4,769 20,897	1,713	17,839
3	17,901	1,003	-17,730	1,372 36,434	-3,211	31,851
2	23,580	1,392	-30,503	-5,531 55,475	-11,639	49,367
1	29,256	1,783	-45,403	-14,364 76,442	-21,998	68,808
R.D.C	35,018	2,172	-59,951	-22,764	-31,937	87,966

				97,146		
--	--	--	--	--------	--	--

V _{L5}	TRUMEAU 5					
Niv	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g +N _E	0,8 N _g -N _E
5	6,540	0,223	2,455	9,217	7,686	2,778
4	12,220	0,613	8,063	20,896	17,839	1,713
3	17,900	1,003	17,730	36,433	31,850	-3,210
2	23,580	1,392	30,503	55,474	49,366	-11,638
1	29,256	1,783	45,403	76,442	68,808	-21,998
R.D.C	35,018	2,172	59,951	97,144	87,968	-31,939

V _{L5}	TRUMEAU 6					
Niv	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q ±N _E	0,8 N _g +N _E	0,8 N _g -N _E
5	6,540	0,223	-2,328	4,434 9,091	2,904	7,560
4	12,220	0,613	-7,650	5,183 20,483	2,126	17,426
3	17,900	1,003	-16,633	2,270 35,536	-2,313	30,953
2	23,580	1,392	-28,942	-3,970 53,914	-10,078	47,806
1	29,256	1,783	-43,081	-12,042 74,120	-19,676	66,486
R.D.C	35,018	2,172	-56,888	-19,698 94,078	-28,874	84,902

V _{L5}	TRUMEAU 7					
Niv	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g +N _E	0,8 N _g -N _E
5	6,540	0,223	2,040	8,803	7,272	3,192
4	12,220	0,613	6,702	19,535	16,478	3,074
3	17,900	1,003	14,571	33,474	28,891	-0,251
2	23,580	1,392	25,354	50,326	44,218	-6,490
1	29,256	1,783	37,739	68,778	61,144	-14,334
R.D.C	35,018	2,172	49,833	87,023	77,847	-21,818

V _{L5}	TRUMEAU 8					
Niv	N _g	N _q	N _E	N _g +N _q +N _E	0,8 N _g +N _E	0,8 N _g -N _E
5	3,490	0,119	2,758	6,367	5,550	0,034
4	6,520	0,327	9,061	15,908	14,277	-3,845
3	9,550	0,535	19,698	29,783	27,338	-12,058
2	12,580	0,743	34,274	47,597	44,338	-24,210
1	15,610	0,951	51,017	67,578	63,505	-38,529
R.D.C	18,685	1,159	67,366	87,210	82,314	-52,418

2. PRINCIPE DE FERRAILLAGE :

les panneaux préfabriqués de type « coopal » se calculent en déterminant la force de traction équivalente « $T_{\text{équivalente}}$ », qui est le volume de la contrainte de traction calculée.

Cette force de traction doit être entièrement reprise par un ferrailage concentré de type boulons. Le nombre maximal de boulons par panneau est au plus égal à quatre.

La résistance à la traction ainsi qu'au cisaillement, des boulons de différents diamètres sont données dans l'annexe 14.12 des CM66 .

Si la section du joint vertical se trouve dans la zone tendue, les armatures de cette dernière doivent être choisies de manière à aider les boulons du panneau à reprendre la force de traction équivalente.

3. EXEMPLE DE CALCUL (VOILE TRANSVERSAL V_{T9}) :

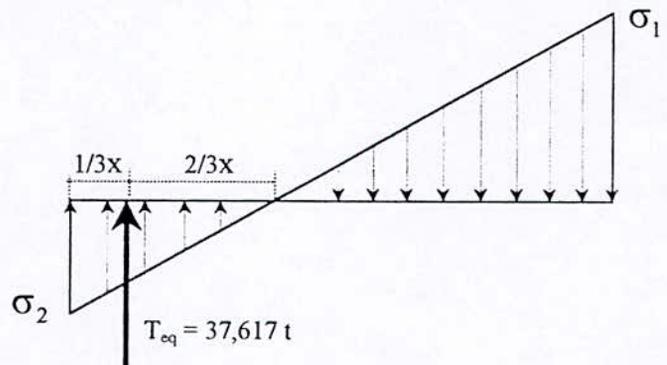
$$M = 615,363 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = 137,080 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 181,236 \text{ t}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{\min}}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = 259,402 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{\min}}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = -120,375 \text{ t/m}^2$$



a)- Largeur de la zone tendue :

$$x = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{120,375}{259,402 + 120,375} \times 9,86 = 3,125 \text{ m}$$

b)- La force de traction équivalente :

$$T_{\text{eq}} = \frac{1}{2} \times x \times e \times \sigma_2 = 0,5 \times 3,125 \times 0,2 \times 120,375 = 37,617 \text{ t}$$

c)- choix du ferrailage :

La résistance à la traction de 4 boulons M24 est de : $4 \times 6780 = 27120 \text{ kgf}$.

L'excès d'effort de traction est de : $T_{\text{restant}} = T_{\text{eq}} - T_{4M24} = 37617 - 27120 = 10497 \text{ kgf}$.

La résistance à la traction d'une tige HA18 = $2,54 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kgf/cm}^2 = 10682,28 \text{ kgf}$.

$$\Rightarrow T_{HA18} + T_{4M24} = 10682,28 + 27120 = 37802,28 \text{ kgf} > T_{eq} = 37617 \text{ kgf}.$$

On prend 4M24 + HA20 ($T = 46745 \text{ kgf} > T_{eq}$).

d)- Vérification à la compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{max}}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = 28,180 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bu} = 153 \text{ kg/cm}^2.$$

e)- Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que $\frac{1,54 \times T}{A_r} \leq \sigma_e$ avec :

T : est l'effort tranchant pondéré de cisaillement exercé sur chaque boulon.

A_r : la section résistante du boulon utilisé.

σ_e : la limite d'élasticité du boulon utilisé.

AN : $T = 4,42 \text{ t}$; $A_r = 3,53 \text{ cm}^2$; $\sigma_e = 2400 \text{ kgf/cm}^2$

$$\Rightarrow \frac{4,42 \times 1,54 \times 10^3}{3,53} = 1927,677 \text{ kgf/cm}^2 < 2400 \text{ kgf/cm}^2$$

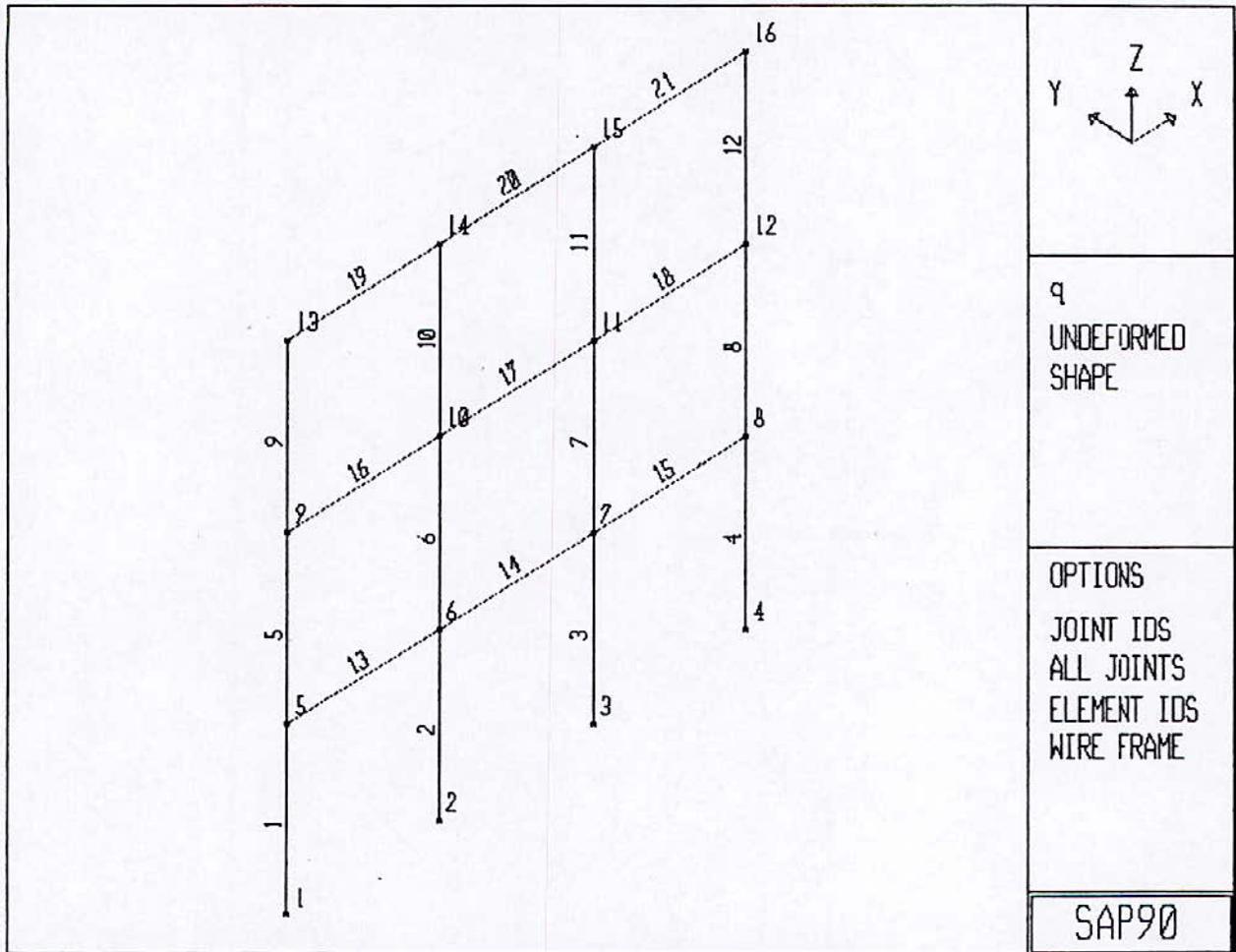
f)- Armature minimale de compression :

Sur toute la longueur des panneaux on doit disposer un minimum d'armatures de compression égal à : $0,1\% b \times h = 0,1\% 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$.

Choix : treillis soudé $\phi 5 \times \phi 5 \times 20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$.

==== ANNEXE V =====

CALCUL NUMÉRIQUE



SYSTEM

N=16 L=3 V=5

JOINTS

1	X=0	Y=0	Z=0.00
2	X=3		
3	X=6		
4	X=9		
5	X=0	Y=0	Z=3.00
6	X=3		
7	X=6		
8	X=9		
9	X=0	Y=0	Z=6.00
10	X=3		
11	X=6		
12	X=9		
13	X=0	Y=0	Z=9.00
14	X=3		
15	X=6		
16	X=9		

RESTRAINTS

1,4,1 R=1,1,1,1,1,1
 5,16,1 R=0,1,0,1,0,1

FRAME

NM=2 NL=3 Z=-1

1	SH=R	T= 0.3,0.3	E=3.3E+6	G= 12328973	M=0.0225	W=0.225
2	SH=R	T= 0.2,0.3	E=3.3E+6	G= 12328973	M=0.0150	W=0.150

1 WG=0,0,-2.49

2 WG=0,0,-0.43

3 WG=0,0,-9.39

C :poteaux

1 1 5 M=1 LP=2,0 NSL=0,0

2 2 6 NSL=0,0

3 3 7 NSL=0,0

4 4 8 NSL=0,0

5 5 9 NSL=0,0

6 6 10 NSL=0,0

7 7 11 NSL=0,0

8 8 12 NSL=0,0

9 9 13 NSL=0,0

10 10 14 NSL=0,0

11 11 15 NSL=0,0

12 12 16 NSL=0,0

C :poutres

13 5 6 M=2 NSL=1,2

14 6 7 NSL=1,2

15 7 8
16 9 10
17 10 11
18 11 12
19 13 14
20 14 15
21 15 16

NSL=1,2
NSL=1,2
NSL=1,2
NSL=1,2
NSL=3,2
NSL=3,2
NSL=3,2

LOADS

5 1=3 F=2.104,0,0
9 1=3 F=4.212,0,0
13 1=3 F=6.315,0,0

COMBO

1 C=1.35,1.5
2 C=1,1
3 C=1,1,1.2

PROGRAM: SAP90/FILE: q.F3F

FRAME ELEMENT FORCES							
ELT LOAD AXIAL TORQ	ID COMB	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
1 -----							
	1	-34.39	.0	.77	-.77		
			3.0	.77	1.54		
	2	-25.26	.0	.56	-.56		
			3.0	.56	1.13		
	3	-17.06	.0	-2.77	7.53		
			3.0	-2.77	-.78		
2 -----							
	1	-68.91	.0	-.06	.06		
			3.0	-.06	-.11		
	2	-50.61	.0	-.04	.04		
			3.0	-.04	-.08		
	3	-51.19	.0	-4.30	9.05		
			3.0	-4.30	-3.86		
3 -----							
	1	-68.91	.0	.06	-.06		
			3.0	.06	.11		
	2	-50.61	.0	.04	-.04		
			3.0	.04	.08		
	3	-50.05	.0	-4.21	8.95		
			3.0	-4.21	-3.68		
4 -----							
	1	-34.39	.0	-.77	.77		
			3.0	-.77	-1.54		
	2	-25.26	.0	-.56	.56		
			3.0	-.56	-1.13		
	3	-33.44	.0	-3.87	8.60		
			3.0	-3.87	-3.02		

5 -----				
1	-27.28			
		.0	.51	-1.32
		3.0	.51	.20
2	-20.06			
		.0	.37	-.96
		3.0	.37	.13
3	-15.21			
		.0	-2.02	2.30
		3.0	-2.02	-3.76
6 -----				
1	-55.26			
		.0	.13	-.09
		3.0	.13	.31
2	-40.64			
		.0	.10	-.07
		3.0	.10	.23
3	-40.97			
		.0	-3.84	5.68
		3.0	-3.84	-5.83
7 -----				
1	-55.26			
		.0	-.13	.09
		3.0	-.13	-.31
2	-40.64			
		.0	-.10	.07
		3.0	-.10	-.23
3	-40.33			
		.0	-4.03	5.81
		3.0	-4.03	-6.29
8 -----				
1	-27.28			
		.0	-.51	1.32
		3.0	-.51	-.20
2	-20.06			
		.0	-.37	.96
		3.0	-.37	-.13
3	-24.90			
		.0	-2.75	4.22
		3.0	-2.75	-4.02
9 -----				
1	-19.81			
		.0	3.82	-3.39
		3.0	3.82	8.06
2	-14.61			
		.0	2.81	-2.49
		3.0	2.81	5.94
3	-12.81			
		.0	1.61	-1.70
		3.0	1.61	3.12

10 -----				
1	-41.96			
		.0	-.23	.08
		3.0	-.23	-.60
2	-30.93			
		.0	-.17	.06
		3.0	-.17	-.44
3	-31.12			
		.0	-2.76	2.86
		3.0	-2.76	-5.44
11 -----				
1	-41.96			
		.0	.23	-.08
		3.0	.23	.60
2	-30.93			
		.0	.17	-.06
		3.0	.17	.44
3	-30.75			
		.0	-2.42	2.73
		3.0	-2.42	-4.54
12 -----				
1	-19.81			
		.0	-3.82	3.39
		3.0	-3.82	-8.06
2	-14.61			
		.0	-2.81	2.49
		3.0	-2.81	-5.94
3	-16.40			
		.0	-4.00	3.26
		3.0	-4.00	-8.74
13 -----				
1	-.26			
		.0	-6.20	2.87
		1.5	.00	-1.70
		3.0	6.42	3.20
2	-.20			
		.0	-4.52	2.09
		1.5	.00	-1.24
		3.0	4.69	2.33
3	-1.77			
		.0	-1.17	-3.08
		.4	.00	-3.30
		3.0	8.04	7.22
14 -----				
1	-.07			
		.0	-6.31	3.17
		1.5	.00	-1.56
		3.0	6.31	3.17
2	-.06			
		.0	-4.60	2.31
		1.5	.00	-1.14
		3.0	4.61	2.31
3	-1.30			
		.0	-1.51	-2.33
		.5	.00	-2.70
		3.0	7.70	6.96

15 -----				
1	- .26			
		.0	-6.42	3.20
		1.5	.00	-1.70
		3.0	6.20	2.87
2	- .20			
		.0	-4.69	2.33
		1.5	.00	-1.24
		3.0	4.52	2.09
3	-1.12			
		.0	-1.35	-2.54
		.4	.00	-2.83
		3.0	7.86	7.24
16 -----				
1	3.31			
		.0	-6.55	3.59
		1.6	.00	-1.51
		3.0	6.08	2.88
2	2.44			
		.0	-4.78	2.62
		1.6	.00	-1.10
		3.0	4.43	2.10
3	-1.43			
		.0	-1.73	-2.05
		.6	.00	-2.54
		3.0	7.48	6.58
17 -----				
1	2.95			
		.0	-6.31	3.11
		1.5	.00	-1.63
		3.0	6.31	3.11
2	2.18			
		.0	-4.60	2.27
		1.5	.00	-1.19
		3.0	4.61	2.27
3	-.35			
		.0	-1.69	-2.10
		.6	.00	-2.57
		3.0	7.52	6.63
18 -----				
1	3.31			
		.0	-6.08	2.88
		1.4	.00	-1.51
		3.0	6.55	3.59
2	2.44			
		.0	-4.43	2.10
		1.4	.00	-1.10
		3.0	4.78	2.62
3	1.25			
		.0	-1.38	-2.38
		.5	.00	-2.69
		3.0	7.83	7.28

19 -----				
1	-3.82			
		.0	-19.36	8.06
		1.4	.00	-5.80
		3.0	21.21	10.84
2	-2.81			
		.0	-14.27	5.94
		1.4	.00	-4.27
		3.0	15.64	7.99
3	-9.19			
		.0	-12.47	3.12
		1.3	.00	-4.68
		3.0	17.44	10.57
20 -----				
1	-3.59			
		.0	-20.29	10.25
		1.5	.00	-4.97
		3.0	20.29	10.25
2	-2.64			
		.0	-14.96	7.55
		1.5	.00	-3.66
		3.0	14.96	7.55
3	-6.42			
		.0	-13.34	5.14
		1.3	.00	-3.79
		3.0	16.57	9.97
21 -----				
1	-3.82			
		.0	-21.21	10.84
		1.6	.00	-5.80
		3.0	19.36	8.06
2	-2.81			
		.0	-15.64	7.99
		1.6	.00	-4.27
		3.0	14.27	5.94
3	-4.00			
		.0	-13.85	5.43
		1.4	.00	-4.19
		3.0	16.06	8.74

ANNEXE VI

PHOTOS



Photo1 : Façade principale non endommagée.

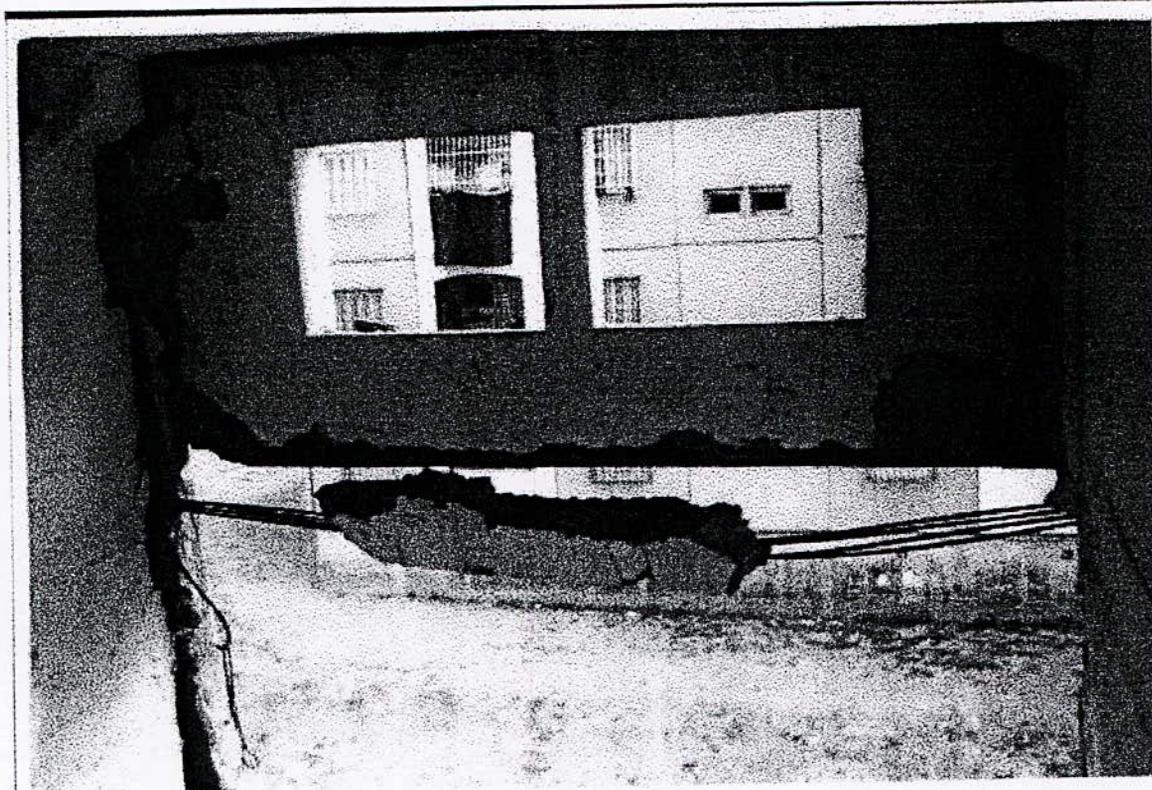


Foto2 : Dislocation de béton du joint horizontal.

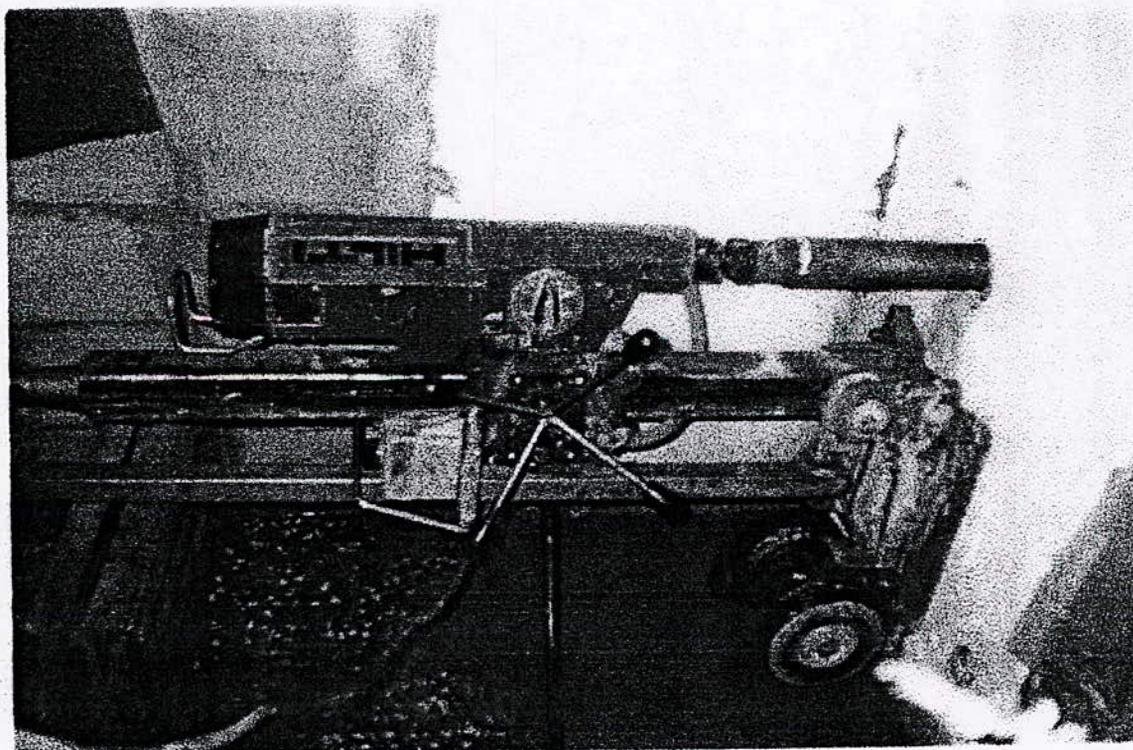


Photo3 : appareil de carottage.