

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil



Thème :

**Expertise et renforcement
des ouvrages en béton armé**

Proposé par:
M^{me} BAOUCHE

Dérogé par:
M^{me} BAOUCHE

Réalisé par:
DJENDER Samir

Promotion : 2001-2002

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil



Thème :

**Expertise et renforcement
des ouvrages en béton armé**

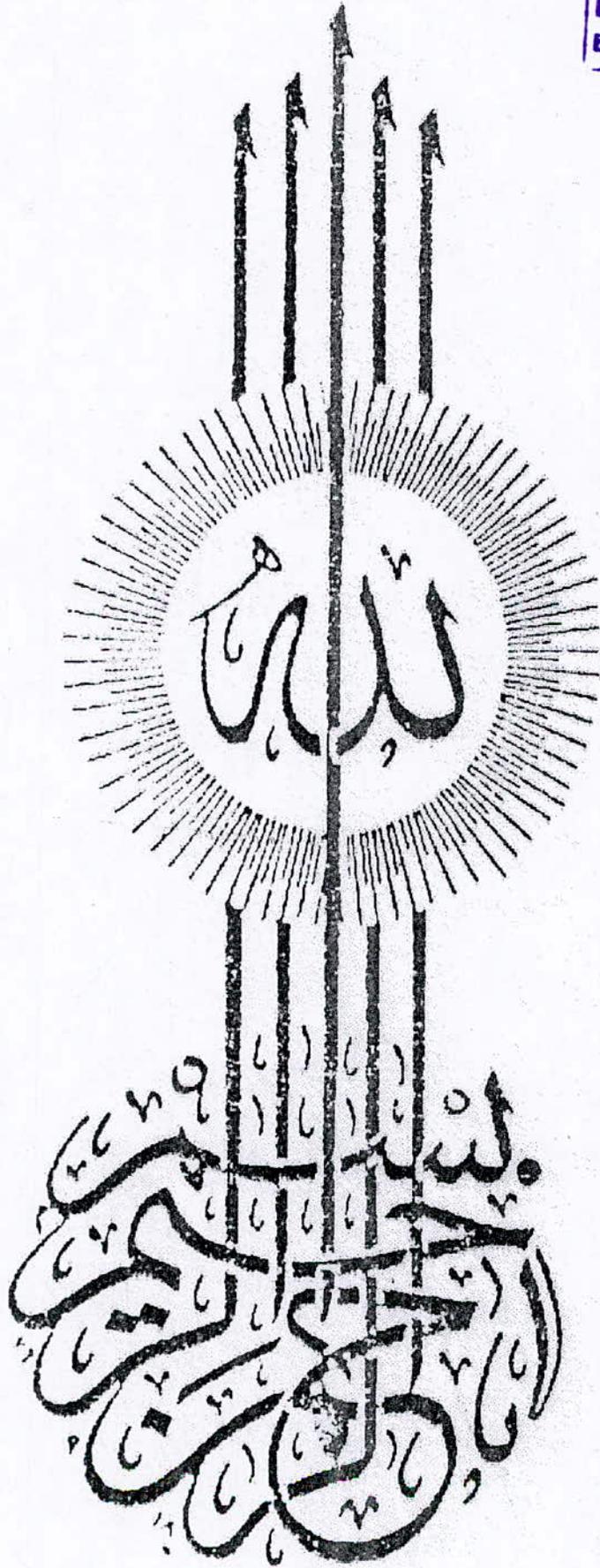
Proposé par:
M^{me} BAOUCHE

Dérogé par:
M^{me} BAOUCHE

Réalisé par:
DJENDER Samir

Promotion : 2001-2002

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



DEDICACES :



Je dédie ce modeste travail à :

- La mémoire de mon regretté frère : Hassan dit « Didine ».*
- Ma mère et mon père.*
- Mes deux sœurs : Tassadit et Samia.*
- Surtout mes deux petits-neveux : Belkhir Zakaria et Moukhtar.*
- Toute ma famille, surtout ma tante « Djidji » et sa petite famille.*
- Tous mes amis.*
- Tous mes camarades de la promotion 2002 de l'E-N-P.*

Samir

REMERCIEMENTS :



Ce modeste travail a été réalisé sous la direction de Madame N.BAUCHE chargée de cours à l'Ecole Nationale Polytechnique « E.N.P »

Je tiens à lui témoigner tout particulièrement ma reconnaissance pour les conseils et les enseignements qu'elle m'a donné tout au long de ce travail ainsi que de sa grande disponibilité.

Mes respectueux remerciements vont aussi à M^{elle} F.LAZALI, attachée de recherche au sein du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique « C.G.S », pour son aimable accueil, son aide et ses conseils.

Je tiens aussi à remercier M^r MILAT, directeur du Laboratoire de Contrôle Technique et d'Expertise « L.C.T.E-Centre », M^{elle} NEZALI, sous directrice du « L.C.T.E-Centre », ainsi que toute l'équipe du « L.C.T.E-Centre » et surtout Djamel-Eddine et Ouahab, pour m'avoir accueilli au sein de leur laboratoire et l'aide qu'il m'ont prodigué.

Que Mesdames et Messieurs les membres de Jury trouvent ici, l'expression de ma profonde gratitude pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'examiner ce travail.

Ma reconnaissance va également à toute l'équipe du « C.G.S » et particulièrement Abdelghanie et Hassan.

J'exprime aussi ma plus vive sympathie à tous les enseignants de l'E.N.P et particulièrement les enseignants du département du génie civil.

ملخص

الإحتياط والتحصن من مختلف الأعراف الناتجة عن الهزات الأرضية في أقصر مدة ممكنة ، قد أصبح إنشغال كل الدول المعرضة لهذا الخطر الطبيعي .
في هذا الإطار قدمنا هذا العمل المتواضع الذي يساهم بشكل بسيط في إصلاح وتقوية المباني المتضررة والمتلفة من جراء الزلازل ، بعد عرضها إلى دراسة وكشف خبرة يسمح لنا بجدولتها وتهيئتها عملية التقوية والإصلاح .
من أجل إثراء وتعزيز هذا الموضوع فإن عناية خاصة أعطيت إلى عرض مختلف طرق معالجة المباني المتلفة ودراسة مشكل حي مأخوذ من مدينة عين تيموشنت التي تعرضت لزلزال 1999 .

Résumé

Parer aux conséquences sismiques dans le plus court délai possible est devenu une grande préoccupation pour les pays exposés à ce risque naturel.

Dans ce contexte, ce travail est une modeste contribution à la réparation et au renforcement des constructions endommagées par les séismes une fois répertoriées après une expertise.

Une attention particulière est donnée aux méthodes de réparation et de renforcement ainsi qu'un problème concret relevé dans la ville de AIN TEMOUCHENT, frappée en 1999 par un séisme d'intensité moyenne, a été étudié.

Abstract

To avoid the seismic consequences within the shortest possible time became a great concern for all the countries exposed at this naturel risk.

In this context, work is a modest contribution to the repair and the reinforcement of the constructions damaged by the earth quick once indexed after an expertise.

A detailed attention is given to the methods of confortement is a concerte problem raised in the the town of AIN TEMOUCHENT, struck in 1999 by a seism of average intensity, was studied.

Mots clés : séisme ,désordre, fissure, expertise ,réparation, renforcement.

SOMMAIRE :

- Liste des principales figures
- Liste des principales notations
- Liste des principaux tableaux
- Liste des schémas.

Introduction générale

1-Introduction	2
2-Objectif de l'étude	2

CHAPITRE I : Expertises

1-1-Définition	5
1-2-But des expertises	5
1-3-Types d'expertises	5
1-3-1-Expertises techniques	6
1-3-2-Expertises techniques à caractère juridique	6
1-3-3-Expertises d'un ouvrage à la demande des compagnies d'assurances	6
1-4-Etapes d'élaboration d'une expertise	6
1-4-1-Visite sur site	6
1-4-2-Essais pratiques (in situ et au laboratoire)	8
1-4-3-Elaboration du rapport d'expertise	9
1-5-Expertise des ouvrages après un séisme	12
1-5-1-Classification des constructions expertisées	12
1-5-2-Niveaux des dommages	13
1-5-3-Récapitulatif	14

CHAPITRE II : Dommages causés par les séismes

2-1-Action sismique	19
2-2-Degrés de tolérance des dégâts	19
2-3-Dommages liés à la conception des bâtiments	20
2-3-1-Conception en plan	20
2-3-2-Conception en élévation	20
2-4-Portique en béton armé	22
2-4-1-Poteaux	22
2-4-2-Poutres	24
2-5-Portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie	25

2-6-Voiles en béton armé	28
2-6-1-Voiles élancés ($h/L > 1.5$)	29
2-6-2-Mode de rupture des voiles courts ($h/L < 1.5$)	30
2-6-3-Desordres dans les voiles	31
2-7-Planchers	33
2-8-Eléments non structuraux	34
2-8-1-Cloisons internes	34
2-8-2-Placage de façade	34
2-8-3-Faux-plafonds	35
2-9-Ouvrages spécifiques	36
2-9-1-Ponts	36
2-9-2-Canalisations enterrées	37

CHAPITRE III : Réparation et renforcement des ouvrages

3-1-Technique de réparation et de Renforcement	39
3-1-1-La reconstitution du béton armé	39
3-1-2-Le béton projeté	44
3-1-3-Le traitement par injection	49
3-1-4-La précontrainte additionnelle	60
3-2-Reparation et renforcement des éléments	64
3-2-1-Poteaux	64
3-2-2-Poutre	67
3-2-3-Voiles	70
3-2-4-Plancher	71
3-2-5-Murs en maçonnerie	72
3-3-Renforcement des structures	77
3-3-1-Généralités	77
3-3-2-Renforcement par des murs en béton armé	77
3-3-3-Renforcement par des murs de remplissage	79
3-3-4-Renforcement par murs à ailes	81
3-3-5-Renforcement par des palées triangulées	81
3-4-Renforcement des fondations	83
3-4-1-Généralités	83
3-4-2-Précautions à prendre avant le renforcement	83
3-4-3-Renforcement	83
3-5-Mesures d'urgence	86
3-5-1-Généralités	86
3-5-2-Etayages vis à vis des charges verticales	86
3-5-3-Etayage horizontal	87

CHAPITRE IV : Rapport d'expertise

4-1-Préambule	99
---------------	----

4-2-Description de l'ouvrage	99
4-2-1-Description générale	100
4-2-2-Description Structurale	100
4-2-3-Qualité des matériaux	102
4-2-4-Procédé constructif	102
4-3-Désordres constatés	102
4-4-Interpretation des désordres	103
4-5-Solutions et remèdes	104

CHAPITRE V : Etude du renforcement

5-1-Caractéristiques des matériaux	115
5-1-1-Béton	115
5-1-2-Aciers	115
5-1-3-Briques pour maçonnerie chaînée	115
5-2-Evaluation des charges et surcharges	116
5-2-1-Charges permanentes	116
5-2-2-Surcharges d'exploitation	123
5-2-3-Calcul de W	125
5-3-Etude au séisme	130
5-3-1-Sens L_x	130
5-3-2-Sens L_y	134
5-4-Répartition de l'effort sismique	138
5-4-1-Sens L_x	138
5-4-2-Sens L_y	147
5-5-Combinaisons d'actions	150
5-5-1-Combinaisons courantes (CBA93)	150
5-5-2-Combinaisons sismiques (RPA99)	151
5-6-Etude du ferrailage	151
5-6-1-Etude des poteaux chemisés	151
5-6-2-Etude des voiles transversaux	158
5-6-3-Etude des voiles longitudinaux du 1 ^{er} niveau	161
5-6-4-Etudes des poutres à goussets	164
5-6-5-Etude du chaînage horizontal	167
5-6-6-Escaliers	167
5-6-7-Vérification des fondations	168
5-7-Recommandations	173

Conclusion générale

Conclusion	191
------------	-----

Annexes

Annexe 1 : Modélisation SAP 2000	193
Annexe 2 : Calcul des sections d'acier en flexion composée	200
Annexe 3 : Caractéristique des matériaux	203

Bibliographie

Bibliographie	209
---------------	-----

LISTE DES PRINCIPALES FIGURES :

Figure :	Titre :	Page :
Fig IV-1	Vue du bloc d'enseignement général.	105
Fig IV-2	Cisaillement des poteaux courts.	105
Fig IV-3	Rupture des poteaux courts.	105
Fig IV-4	Cisaillement en tête des poteaux.	105
Fig IV-5	Détachement et chute des éléments préfabriqués.	105
Fig V-1	Chemisage du poteau.	187
Fig V-2	Ancrage des armatures horizontales dans le chemisage (voile longitudinal du portique A).	187
Fig V-3	Ferraillage du voile surélevant le mur de soutènement.	188
Fig V-4	Chemisage des poteaux du sous-sol.	188
Fig V-5	Scellement des escaliers.	189
Fig V-6	Implantation d'une nouvelle volée d'escaliers.	189

LISTE DES PRINCIPALES NOTATIONS :

المدسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Symbole :	Définition :
G	Charge permanente.
Q	Surcharge d'exploitation.
W	Poids total de la structure.
W_i	Poids total du niveau « i ».
W_{Gi}	Poids dû aux charges permanentes du niveau « i ».
W_{Qi}	Poids dû aux surcharges d'exploitation du niveau « i ».
β	Coefficient de pondération.
L_x	Dimension en plan du bloc central parallèle à l'axe « X ».
L_y	Dimension en plan du bloc central parallèle à l'axe « Y ».
H	Hauteur total du bâtiment.
N	Effort normal.
V	Effort tranchant.
M	Moment fléchissant.
f_{c28}	Résistance mécanique du béton.
f_e	Limite élastique des aciers.
ϕ	Diamètre d'armature.
b	Largeur.
h	Hauteur.

LISTE DES PRINCIPAUX TABLEAUX :

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
 المكتبة — BIBLIOTHEQUE
 Ecole Nationale Polytechnique

Tableau :	Titre :	Page :
Tab V-8	Charges permanentes totales « G » sur le portique de rive.	120
Tab V-11	Charges permanentes totales « G » sur le portique intermédiaire.	122
Tab V-12	Charges permanentes sur les voiles transversaux « G ».	123
Tab V-13	Surcharges d'exploitation « Q » sur le portique de rive.	123
Tab V-14	Surcharges d'exploitation « Q » sur le portique intermédiaire.	124
Tab V-15	Surcharges d'exploitation « Q » les voiles transversaux.	125
Tab V-16	Calcul du poids propre de l'ouvrage « W »	130
Tab V-18	Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage (sens longitudinal).	134
Tab V-20	Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage (sens longitudinal).	137
Tab V-31	Répartition de l'effort sismique aux différents portique du 5 ^{ème} niveau.	145
Tab V-32	Répartition de l'effort sismique aux différents portique du 4 ^{ème} niveau.	145
Tab V-33	Répartition de l'effort sismique aux différents portique du 3 ^{ème} niveau.	146
Tab V-34	Répartition de l'effort sismique aux différents portique du 2 ^{ème} niveau.	146
Tab V-35	Répartition de l'effort sismique aux différents portique du 1 ^{er} niveau.	146
Tab V-39	Répartition de l'effort sismique aux différents voiles transversaux du 5 ^{ème} niveau.	149
Tab V-40	Répartition de l'effort sismique aux différents voiles transversaux du 4 ^{ème} niveau.	149
Tab V-41	Répartition de l'effort sismique aux différents voiles transversaux du 3 ^{ème} niveau.	149
Tab V-42	Répartition de l'effort sismique aux différents voiles transversaux du 2 ^{ème} niveau.	150
Tab V-43	Répartition de l'effort sismique aux différents voiles transversaux du 1 ^{er} niveau.	150
Tab V-49	Calcul des armatures longitudinales (poteaux du portique de rive).	155
Tab V-50	Calcul des armatures transversales (poteaux du portique de rive).	155
Tab V-56	Calcul des armatures longitudinales (poteaux du portique intermédiaire).	158
Tab V-57	Calcul des armatures transversales (poteaux du portique intermédiaire).	158
Tab V-59	Armatures horizontales des voiles transversaux.	160
Tab V-60	Armatures verticales des voiles transversaux.	161
Tab V-63	Armatures horizontales des voiles longitudinaux.	163
Tab V-64	Armatures verticales des voiles longitudinaux.	163
Tab V-70	Calcul des armatures longitudinales des poutres à goussets.	166
Tab V-71	Calcul des armatures transversales des poutres à goussets.	166
Tab V-72	Calcul du ferrailage longitudinal des chaînages horizontaux.	167
Tab V-76	Dimensions choisies des fondations.	171
Tab V-77	Calcul des armatures principales des fondations.	172
Tab V-78	Calcul des armatures de répartition des fondation.	172

LISTE DES SCHEMAS :

Schéma :	Titre :	Page :
Sch IV-1	Vue en plan du bâtiment d'enseignement général.	90
Sch IV-2	Bloc central : vue en plan du sous-sol.	91
Sch IV-3	Bloc central : vue en plan du RDC ; 1 ^{er} étage.	92
Sch IV-4	Bloc central : vue en plan du 2 ^{eme} ; 3 ^{eme} étage.	93
Sch IV-5	Bloc central : vue en plan des panneaux de dalle.	94
Sch IV-6	Bloc central : coupe longitudinal en élévation du portique A.	95
Sch IV-7	Bloc central : coupe longitudinal en élévation des portiques B et C.	96
Sch IV-8	Bloc central : coupe longitudinal en élévation de portique D.	97
Sch IV-9	Cages d'escaliers : vues en plan.	98
Sch V-1	Renforcement du bloc central : vue en plan du sous-sol.	107
Sch V-2	Renforcement du bloc central : vue en plan du RDC ; 1 ^{er} étage.	108
Sch V-3	Renforcement du bloc central : vue en plan du 2 ^{eme} ; 3 ^{eme} étage.	109
Sch V-4	Renforcement du bloc central : coupe longitudinal en élévation du portique A.	110
Sch V-5	Renforcement du bloc central : coupe longitudinal en élévation du portique B et C.	111
Sch V-6	Renforcement du bloc central : coupe longitudinal en élévation du portique D.	112
Sch V-7	Bloc central : répartition des charges permanentes sur les appuis.	113
Sch V-8	Bloc central : répartition des surcharges d'exploitation sur les appuis.	113
Sch V-9	Bloc central : modélisation du poids total de la structure "W".	114
Sch V-10	Ferraillage du poteau P3.	174
Sch V-11	Ferraillage du poteau P4.	175
Sch V-12	Ferraillage du poteau P1.	176
Sch V-13	Ferraillage du poteau P2.	177
Sch V-14	Ferraillage du poteau P5 (niveau 4).	178
Sch V-15	Ferraillage du poteau P5 (niveau 5).	179
Sch V-16	Ferraillage des voiles transversaux.	180
Sch V-17	Ferraillage des voiles surélevant le mur de soutènement	181
Sch V-18	Ferraillage des voiles longitudinaux VL1 ; VL2 ; VL3.	182
Sch V-19	Ferraillage des poutres à goussets : coupe longitudinale (au niveau du gousset).	183
Sch V-20	Ferraillage des poutres à goussets : coupes transversales.	184
Sch V-21	Ferraillage des chaînages horizontaux.	185
Sch V-22	Réparation des escaliers.	186

INTRODUCTION GENERALE

*Le geste le plus complet est celui de bâtir.
Paul Valery.*

INTRODUCTION GENERALE

1-Introduction :

La majeure partie des sinistres est due à l'ignorance ou la méconnaissance des propriétés fondamentales du comportement des sols, ce qui entraîne des erreurs de conception et le non-respect des règlements en vigueur, cela se traduit par une sous-évaluation des actions horizontales (sismiques en particulier).

Cette dépendance dans laquelle se trouvent les constructions vis à vis des sites dans lesquels on les implante et des règlements avec lesquels on les dimensionne demeure ignorée de trop nombreux constructeurs.

Cette négligence est la source de fréquentes déceptions, d'important gaspillage et de beaucoup de pertes en vie humaine.

Il est donc impératif, aujourd'hui de remettre de l'ordre dans la profession des bâtisseurs afin d'éviter la réparation des structures récemment construites.

C'est pour cela qu'une juste appréciation des problèmes liés à l'implantation des ouvrages est l'une des conditions les plus essentielles pour la mise au point d'un projet rationnellement conçu pour parvenir au meilleur compromis entre les exigences légitimes de la sécurité et de l'économie.

2-Objectif de l'étude :

Le but principal de cette étude est le renforcement d'un ouvrage endommagé par un séisme une fois expertisé.

Ce travail a été abordé sous trois aspects essentiels qui sont :

- Différentes phases à suivre pour mener à bien une expertise.
- Méthodes de réparation et de renforcement les plus couramment utilisées.

Introduction générale

- Renforcement d'une structure une fois répertoriée. Dans cette partie, une structure endommagée par le séisme du 22/12/99 de AIN TEMOUCHENT est minutieusement examinée. Des solutions de renforcement appropriées et acceptables économiquement sont proposées.

La conclusion générale met l'accent sur les difficultés rencontrées notamment la non-disponibilité des plans de ferrailage de la structure étudiée.

CHAPITRE I

EXPERTISES

*On ne détruit que ce que l'on remplace.
Victor Segalen.*

CHAPITRE I EXPERTISES

1-1-Définition :

L'expertise est une opération technique permettant de déterminer la résistance d'un ouvrage et l'état actuel de ses différentes parties constitutives. Elle est réalisée par des experts spécialistes pour prescrire un avis technique sur l'état de la construction.

1-2-But des expertises :

Une expertise peut être menée dans les cas suivants :

- Visualisations des désordres et anomalies qui apparaissent dans une construction suite à :
 - Des catastrophes naturelles comme les séismes, les inondations, les tempêtes, ...
 - Des incidents accidentels tels que les explosions, les feux, les travaux dans l'ouvrage concerné.
- Observations des désordres et anomalies existants dans une construction qui sont dues à :
 - Son vieillissement.
 - Son usure (exploitation).
 - Mauvaise ou absence de maintenance
 - Défauts d'exécution et mauvaise qualité des matériaux.
- Constatation de l'état actuel d'un ouvrage dans le but de faire des modifications dans sa conception :
 - Surélévation.
 - Extension en plan.
 - Travaux ou modifications qui touchent les éléments structuraux.
- Relevé de l'état actuel d'un ouvrage dans le but de changer sa destination d'exploitation.
- Préconisation d'un avis technique de démolition.

1-3-Types d'expertises :

Les expertises sont classées en trois grandes catégories :

1-3-1-Expertises techniques :

Elles sont demandées par le maître de l'ouvrage ou les locataires. Elles ont généralement pour but tout ce qui a été cité précédemment.

1-3-2-Expertises techniques à caractère juridique :

Elles sont évoquées dans le cas de la nécessité d'un avis technique pour pouvoir statuer lors d'un conflit juridique lié aux :

- Apparitions des désordres, responsabilités de leurs apparitions ou de leurs réparations.
- Problèmes d'extension, de surélévation avec opposition aux tiers.
- Autres problèmes liés à l'ouvrage considéré.

Ce type d'expertises est exigé par l'instance judiciaire (obligatoire).

1-3-3-Expertises d'un ouvrage à la demande des compagnies d'assurances :

Elles sont imposées par la compagnie d'assurance. Elles peuvent être demandées avant d'élaborer le contrat d'assurance pour visualiser l'état actuel de la construction et faire apparaître les différents désordres et anomalies ou après l'élaboration de ce contrat comme un outil de contrôle.

1-4-Etapes d'élaboration d'une expertise :

Après la déposition d'une demande sollicitant l'expertise d'un ouvrage donné auprès de l'organisme chargé des expertises ; les différentes étapes que comporte une expertise sont les suivantes :

1-4-1-Visite sur site :

C'est la première démarche que doit effectuer l'expert. Elle lui permet de visualiser l'état des lieux. Le but de la visite consiste à recueillir le maximum d'informations relatives à la construction à expertiser et les anomalies apparues. Ces informations se rapportent à ce qui suit :

1-4-1-1-Historique de l'ouvrage :

Ce sont toutes les informations relatives aux points suivants :

- Age de l'ouvrage (date de construction).
- Catastrophes et incidents qui ont déjà atteint l'ouvrage dans sa durée de vie.
- Modifications et réparation déjà apportées à l'ouvrage.
- Usage d'exploitation de la construction.

1-4-1-2-Situation de l'ouvrage :

Il s'agit de relever :

- L'existence d'ouvrages mitoyens.
- L'existence d'arbres ou de végétation.
- Le niveau de la nappe phréatique.
- La topographie du terrain.

1-4-1-3-Architecture de l'ouvrage :

Elle comprend les informations suivantes :

- Forme en plan : dimension, décrochement, régularité et symétrie.
- Forme en élévation : hauteur de l'ouvrage, décrochement, régularité.
- Nombre de niveaux.
- Accès à l'immeuble (individuel ou en commun avec d'autres ouvrages).

1-4-1-4-Structure de l'ouvrage :

Lors de cette opération, les informations suivantes doivent être relevées :

- Type de structure : portiques avec ou sans remplissage, voiles, mixtes, noyau, murs porteurs...
- Nature du contreventement : portiques, voiles, ...
- Déplacement vertical dans l'ouvrage : escalier, monte charges, ascenseurs.
- Type de plancher : dalle pleine, corps creux, poutres entrecroisées, ...
- Qualité des matériaux.

1-4-1-5-Constataion des désordres :

Ils peuvent être :

- Des fissures
- Des dégradations du béton
- Le flambement ou la corrosion des armatures
- Le gonflement des planchers, ...

L'expert doit examiner soigneusement les points suivants :

- Les éléments porteurs (poteaux, voiles, murs porteurs)
- Les planchers.
- Les zones de liaisons entre éléments.
- Les zones proches des ouvertures.
- Les fondations (si possible) et sous-sols.

1-4-1-6-Photos :

On illustre et on conforte l'expertise par des photos : de la structure, des désordres, ...

Lors de la visite sur site et pour recueillir le maximum d'information, l'expert peut exiger la vérification des plans, l'interrogation des locataires ou des voisins et imposer des essais.

1-4-2-Essais pratiques (in situ et au laboratoire) :

Pour conforter son rapport d'expertise, l'expert devra procéder à des essais ou les exiger. Ces essais peuvent être exécutés sur le site (pendant les visites) ou au laboratoire.

Les essais qu'on peut réaliser sont :

- Essais sur le béton (pour déterminer sa résistance) :
 - Essais non destructifs : ultrason, scléromètre.
 - Essais destructifs : dans le cas où les précédents ne peuvent être réalisés (carottage des éléments).
- Essais sur le sol ou étude de sol.

- Essais sur les matériaux : résistance mécanique des matériaux, caractéristiques physiques et chimiques.

1-4-3-Elaboration du rapport d'expertise :

Après recueil d'informations et résultats d'essai, l'expert rédigera un rapport explicite donnant des interprétations aux anomalies constatées et proposera des solutions appropriées aux problèmes rencontrés.

Un rapport d'expertise sera rédigé conformément au plan-type ci-dessous.

1-4-3-1-Préambule :

Les circonstances, la personne ou la partie ayant demandé cette expertise, ainsi que l'ouvrage expertisé (nature ou usage, adresse, ...) et les visites effectuées doivent figurer dans le préambule.

1-4-3-2-But de l'expertise :

Les motivations de cette expertise doivent être présentes dans ce dernier point (constatations des désordres, avis technique pour effectuer des modifications, ...).

1-4-3-3-Description de l'ouvrage ou état des lieux :

L'expert doit décrire parfaitement son ouvrage sans prendre en considération les désordres ou les anomalies apparus. Les informations qui doivent être mentionnées sont les suivantes :

- L'historique de l'ouvrage : âge de l'ouvrage, problèmes rencontrés, modifications ou réparation déjà réalisées, usage d'exploitation, ...
- Situation de l'ouvrage : constructions et végétations voisines, relief du terrain, existence des eaux souterraines ou des eaux de ruissellement, ...
- L'architecture de l'ouvrage : forme en plan et en élévation, nombre de niveaux, accès à l'immeuble, ...
- La structure de l'ouvrage : structure porteuse, contreventement, escaliers, planchers, qualité des matériaux, ...

1-4-3-4-Constatacion des désordres :

Tous les désordres et anomalies relevés sur l'ouvrage doivent être notés tout en explicitant leurs natures et leurs caractéristiques.

Les principaux dégâts sont :

- Fissures apparentes : leurs directions (verticales, horizontales, inclinées, en réseau, ...), leur profondeur (superficielles, pénètrent à l'intérieur de l'élément, traversent l'élément), leur ouverture, leur activité,...
- Zones de dégradation : éclatement de l'enrobage, écrasement du béton, flambement des armatures longitudinales, ...
- Gondolement et flambement des éléments (poteaux, murs, planchers, ...)
- Infiltration et ruissellement des eaux.
- Etats des revêtements : gonflement, décollement, fissuration, ...
- Etats des corps secondaires : installations électriques, réseau d'eau, réseau de gaz, garde-corps, ...

1-4-3-5-Interprétation des désordres :

C'est la partie déterminante d'une expertise. L'interprétation correcte des désordres et anomalies apparus permet de déterminer la cause et la nature de ces derniers d'où la proposition de la solution la plus adéquate pour remédier à ces dégâts et éliminer leurs causes.

L'interprétation des désordres se fait sur la base des éléments suivants :

- Type et caractéristiques des fissures apparues.
- Zones de dégradation.
- Problèmes de conception : existence et formation des poteaux courts, formes en plan et en élévation, dimensionnement.
- Résultats des divers essais réalisés.
- Problèmes et défauts de réalisation.
- Prise en considération du voisinage de la construction.

La connaissance de la cause des désordres n'est pas toujours facile car une anomalie apparue peut être causée par un mauvais fonctionnement d'autres éléments de la structure qui ne sont pas directement liés à l'élément endommagé. Par ailleurs, la formation des fissures n'est pas toujours facile à interpréter compte tenu de la complexité de la fissuration.

1-4-3-6-Solutions et remèdes :

Après avoir déterminé les causes des désordres, l'expert ou l'ingénieur doit proposer des solutions adéquates pour remédier à ces derniers. La proposition d'une solution ou le choix entre plusieurs solutions n'est pas toujours facile. Plusieurs facteurs influent sur la solution ou la méthode de traitement des dommages comme par exemple :

- L'architecture existante.
- La durée de réalisation.
- Le facteur économique.

La solution proposée dépend de l'ampleur des dégâts. Elle consiste en de simples recommandations ou en un changement du fonctionnement structural de l'ouvrage. Dans ce dernier cas, une nouvelle étude est nécessaire.

1-4-3-7-Conclusion :

Selon le type et le but de l'expertise, la conclusion et la solution peuvent être regroupées. (lorsqu'il s'agit d'un avis technique pour modifications).

Quelle que soit la solution proposée ou la conclusion donnée, cette étude n'est qu'un avis technique qu'il faut prendre en considération. La validation ou non des propositions revient au maître de l'ouvrage ou à l'organe juridique concerné.

1-4-3-8-Annexes :

Les annexes comportent les éléments suivants :

- Plans de la construction.
- Schémas (méthodes et techniques de réalisation, ...).
- Photos des désordres.
- Notes de calculs.

1-5-Expertise des ouvrages après un séisme :

Après la manifestation d'un séisme, les autorités doivent procéder à l'expertise des ouvrages de la zone sinistrée. Une équipe d'experts doit se rendre sur les lieux pour expertiser les constructions et proposer les mesures d'urgences appropriées.

I-5-1-Classification des constructions expertisées :

Les constructions expertisées seront classées suivant les dégâts relevés. La classification se fait en attribuant à chaque ouvrage l'une des couleurs suivantes :

- * **Vert** : Constructions ayant subies peu ou pas de dommages et pouvant être récupérées immédiatement.
- * **Orange** : Constructions ayant subies des dommages et nécessitant une deuxième expertise plus approfondie pour statuer sur leur sort (à récupérer ou à démolir).
- * **Rouge** : constructions ayant subies des dommages importants et qui sont à démolir.

Lors de la classification des constructions expertisées, il faut essayer de récupérer le maximum d'ouvrages tout en respectant les facteurs suivants :

- Le facteur de sécurité : on ne récupère que les constructions pouvant résister à une éventuelle réplique et qu'un renforcement adéquat permet de leurs restituer leur résistance initiale.
- Le facteur économique : les frais de réparation doivent être limités (par exemple : ils ne doivent pas être proches du coût d'une nouvelle construction).

- Le facteur temps : certains ouvrages doivent reprendre leurs fonctions dans des délais assez courts pour la reprise des activités sociaux économiques.

1-5-2-Niveaux des dommages :

Les dommages causés par un mouvement sismique peuvent être classés en plusieurs niveaux :

1-5-2-1-Niveau 1 : Pas de dommage :

La construction n'a subi aucun désordre. Les seuls dégâts relevés peuvent se résumer par le renversement des meubles ou des objets suspendus et par le bris des glaces.

1-5-2-2-Niveau 2 : Dommages légers :

L'ouvrage a subit quelques désordres ayant atteint les éléments non structuraux et les corps d'états secondaires tels que :

- Fissures dans les cloisons internes.
- Fissurations sur les plafonds.
- Désordres touchant l'installation électrique, le réseau d'alimentation en eau, ...

1-5-2-3-Niveau 3 : Dommages modérés :

On constate que :

- Les éléments non structuraux sont atteints par des désordres importants tels que :
 - Rupture des cloisons de séparation.
 - Décollement des plafonds et des revêtements ou tout autre élément architectural.
- La structure ne présente que de faibles désordres comme :
 - Fissures superficielles dans l'enrobage.
 - Apparition de quelques fissures dans les éléments structuraux.

1-5-2-4-Niveau 4 : Dommages importants :

A ce niveau, on observe que :

- Les éléments non structuraux présentent des désordres très importants :
 - Destruction de l'ensemble de la maçonnerie (non porteuse).

- Dislocation des revêtements et des enduits.
- Désordres importants dans les façades préfabriquées.
- Dommages des rampes et des garde-corps ou autre élément non structural.
- La structure présente des dommages importants :
 - Fissures importantes et nombreuses (en réseau).
 - Fissures en «X» dans les voiles et les zones nodales des portiques.
 - Eclatement du béton.
 - Flambement des armatures et des éléments structuraux.

1-5-2-5-Niveau 5 : Bâtiments effondrés ou à démolir :

Deux cas peuvent se présenter :

- Les dommages ont atteint une ou plusieurs parties de l'ouvrage :
 - Etage disparu.
 - Bâtiment incliné.
 - Destruction d'un nombre important d'éléments structuraux
- La récupération est très coûteuse.

1-5-3-Récapitulatif :

Les tableaux suivants résument les niveaux des dommages, la couleur de classification et les mesures à prendre en considération

Type de dégâts :	Couleur :	Niveau :	Mesure :
Pas de dommages	Verte	1	Bâtiment pouvant être réoccupé immédiatement.
Fissures dans les éléments non structuraux.	Verte	2	Bâtiment pouvant être réoccupé immédiatement.
Désordres légers dans les corps d'états secondaires.			Bâtiment pouvant être réoccupé immédiatement.
Rupture et dommages importants des éléments non structuraux.	Orange	3	Nécessite une deuxième expertise.
Désordres importants dans les différents éléments architecturaux			Nécessite une deuxième expertise.
Fissures superficielles dans les éléments structuraux.			Nécessite une deuxième expertise.
Destruction des éléments non structuraux.	Orange	4	Nécessite une deuxième expertise.
Désordres très importants dans les corps d'états secondaires.			Nécessite une deuxième expertise.
Fissures en «X» dans les voiles.			Nécessite une deuxième expertise. Mesures de sécurité (étayages, ...).
Dégradation de quelques zones nodales des portiques.			Nécessite une deuxième expertise. Mesures de sécurité (étayages, ...).
Flambement des armatures et des éléments structuraux.			Nécessite une deuxième expertise. Mesures de sécurité (étayages, ...).
Etage disparu.	Rouge	5	Bâtiment à démolir.
Bâtiment incliné.			Bâtiment à démolir.
Destruction d'un nombre important d'éléments structuraux.			Bâtiment à démolir.

Tab : I-1 Relation : Niveau de dommage, couleur de classification, mesures d'urgence.

FICHE D'EVALUATION DES DOMMAGES

SEISME DE : **//******

Code inspecteur :

Date :

IDENTIFICATION DE LA CONSTRUCTION :

Secteur : zone :

Adresse ou éléments d'identification :

Construction calculée au séisme : Oui — Non

Construction contrôlée : Oui — Non

USAGE DE LA CONSTRUCTION (*)

Logement	Scolaire	Commercial
Administratif	Hospitalier	Industriel
Socioculturel	Sportif	Réservoir d'eau
Autres (à préciser)		

DESCRIPTION SOMMAIRE

Age approximatif :

Nombre de niveau : Sous-sol : Oui — Non (*) Vide sanitaire : Oui — Non (*)

Nombre de joints de dilatation : - en élévation : - infrastructure :

Eléments extérieurs indépendants : (escaliers, auvent, passage couvert.)

Problème de sol autour de la construction (*)

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

Fondations – Infrastructure

Fondations :	Infrastructure (dans le cas VS 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 RESISTANTE (*)

<u>Eléments porteurs : (charges verticales)</u>		<u>Eléments de contreventement :</u>	
- Murs en maçonnerie	1-2-3-4-5	- Murs en maçonnerie	1-2-3-4-5
- Voiles en béton	1-2-3-4-5	- Voiles béton	1-2-3-4-5
- Poteau en béton	1-2-3-4-5	- Portiques béton armé	1-2-3-4-5
- Poteau métallique	1-2-3-4-5	- Portiques métalliques	1-2-3-4-5
- Poteau en bois	1-2-3-4-5	- Palées triangulées	1-2-3-4-5
- Autres	1-2-3-4-5	- Autres	1-2-3-4-5
<u>Planchers — Toiture terrasse :</u>		<u>Toiture inclinée :</u>	
- Béton armé	1-2-3-4-5	- Charpente métallique	1-2-3-4-5
- Solives métalliques	1-2-3-4-5	- Charpente bois	1-2-3-4-5
- Solives bois	1-2-3-4-5	- Couverture tuile	1-2-3-4-5
		- Couverture amiante ciment	1-2-3-4-5
		- Couverture métallique	1-2-3-4-5

ELEMENTS SECONDAIRES :	
Escalier : - Béton 1-2-3-4-5 - Métal 1-2-3-4-5 - Bois 1-2-3-4-5	Remplissages extérieurs : - Maçonnerie 1-2-3-4-5 - Béton préfabriqué 1-2-3-4-5 - Bardages 1-2-3-4-5 - Autres 1-2-3-4-5
Autres éléments intérieurs : - Plafond 1-2-3-4-5 - Cloisons 1-2-3-4-5 - Eléments vitrés 1-2-3-4-5	Eléments extérieurs : - Balcons 1-2-3-4-5 - Garde-corps 1-2-3-4-5 - Au vert 1-2-3-4-5 - Acrotères – corniches 1-2-3-4-5 - Cheminées 1-2-3-4-5 - Autres 1-2-3-4-5
INFLUENCE DES CONSTRUCTIONS ADJACENTES : (*)	
La construction menace une autre construction :	Oui — Non
La construction est menacée une autre construction :	Oui — Non
La construction peut—être un soutien pour une autre construction :	Oui — Non
La construction peut-être soutenue par une autre construction :	Oui — Non
Victimes : (*)	
Oui — Non — Peut-être	Si Oui, Combien ?
COMMENTAIRES SUR LA NATURE ET 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 fils :	bon – moyen – mauvais bon - moyen - mauvais
AUTRE COMMENTAIRE :	
EVALUATION FINALE : (*)	
Niveau général des dommages :	Couleurs :
1 — 2 — 3 — 4 — 5	Vert — Orange — Rouge
MESURES IMMEDIATES A PRENDRE :	
(*) : Entourer la mention utile. Dans le cas de numéros, Un ou plusieurs numéros peuvent être entourés.	

Tab : I-2 Fiche d'évaluation des dommages

CHAPITRE II

DOMMAGES CAUSES

PAR LES SEISMES

Il ne suffit pas de dire : je me suis trompé ; il faut dire comment on s'est trompé, et c'est là précisément ce qu'est important.

Claude Bernard.

CHAPITRE II DOMMAGES CAUSES PAR LES SEISMES

2-1-Action sismique :

L'action sismique est un mouvement vibratoire dans le sol à grandes amplitudes pour des durées très courtes. Ce mouvement vibratoire engendre des sollicitations horizontales de translation (cisaillement ou flexion des éléments dans les deux directions) et de rotation (torsion), comme il engendre des sollicitations verticales (traction / compression).

Les sollicitations verticales ne sont pas généralement dangereuses compte tenu de la marge de sécurité prise en majorant les charges verticales.

Cependant, les sollicitations horizontales peuvent provoquer des dommages très importants dans les structures et entraîner la ruine totale de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, nous allons présenter les différents désordres causés par un séisme ainsi que leurs origines.

2-2-Degrés de tolérance des dégâts :

Le degré de tolérance des dégâts est défini par Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99). Ces règles visent la protection des vies humaines et des constructions contre les effets sismiques. Le type de désordres tolérés dépend de l'importance de l'ouvrage en question. On peut distinguer les deux cas suivants :

– Pour les ouvrages courants :

- Séismes fréquents à faibles amplitudes : les dégâts ne sont pas tolérés sauf par exemple les bris de glace.
- Séismes moins fréquents à moyenne amplitude : on tolère de faibles dégâts dans les éléments non structuraux. Les éléments structuraux ne doivent présenter aucun désordre.
- Séismes rares à forte amplitude : les éléments non structuraux peuvent présenter des désordres importants, mais les éléments résistants ne doivent en aucun cas entraîner la ruine de l'ouvrage.

Dans les deux premiers cas, la structure résistante doit se comporte élastiquement tandis que dans le troisième cas, elle doit se comporter ductilement c'est à dire être en mesure de développer des déformations post-élastiques sans se rompre. .

- Pour les ouvrages à importance vitale :

Les dégâts tolérés sont très restreints (dans quelques éléments non structuraux). Ces ouvrages doivent assurer leur fonction pendant ou juste après un séisme majeur.

2-3-Dommages liés à la conception des bâtiments :

2-3-1-Conception en plan :

La conception des bâtiments en formes dissymétriques engendre des efforts de torsion généralement non pris en considération dans les calculs.

Les formes dissymétriques qui posent ce genre de problèmes sont en forme de : «U», «L», «T». La nature des désordres peut être :

- La dégradation ou l'effondrement de la partie commune à deux blocs voisins
. (Voir Fig : II-1)
- L'effondrement complet d'un bloc.

Les bâtiments d'apparence symétrique mais ayant une structure résistante parfaitement dissymétrique peuvent entraîner ce type de torsion.

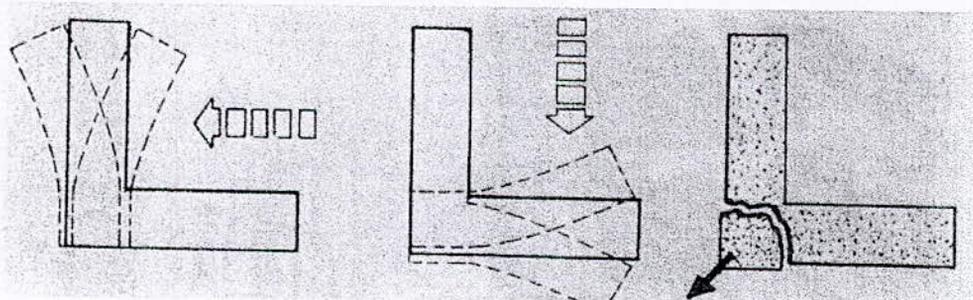


Fig : II-1 Effondrement d'une partie commune à 2 blocs

2-3-2-Conception en élévation :

2-3-2-1-«Coup de fouet » :

Lors d'un séisme, l'ouvrage est soumis à une accélération du sol provoquant des effets horizontaux différents le long de sa hauteur. Les variations brusques des masses (rigidités,

centre de gravité, centre de torsion) en élévation entraînent la naissance du phénomène du «coup de fouet». La variation brusque et importante de la rigidité d'un niveau à un autre décompose la construction en deux parties : une partie inférieure rigide et lourde (assimilée à la tige de fouet) et une partie supérieure souple et légère (assimilée à la mèche du fouet). Cette dernière sera donc soumise à des accélérations plus élevées entraînant son décollement.

La figure (*Fig : II-2*) illustre ce phénomène (observé lors du séisme du 10 octobre 1980 à EL ASNAM).



Fig :II-2 «Coup de fouet»

2-3-2-2-Cas des porte-à-faux :

Les porte-à-faux structuraux de grande dimension peuvent être nuisibles pour la stabilité de la construction à cause de l'action combinée des efforts sismiques horizontal et vertical. Le comportement de la structure doit être soumis à une étude dynamique.

2-3-2-3-Joints de dilatation :

La présence des joints de dilatation peut provoquer lors d'un séisme l'entrechoquement de blocs adjacents. Ce phénomène s'appelle «coup de marteau».

Parmi les dégâts qui apparaissent dans les zones proches du joint de dilatation on peut citer :

- Collision entre deux blocs.
- Variation des distances entre les différents niveaux de deux blocs consécutifs due au comportement spécifique à chacun d'entre eux.

- Fissuration des linteaux au droit du joint.
- Dégradation du revêtement et des séparations verticales au droit des joints.

Les figures (*Fig : II-3 ; Fig : II-4 ; Fig : II-5*) permettent de visualiser les désordres cités précédemment : (photos prises lors du séisme du 10 octobre 1980 à EL ASNAM).

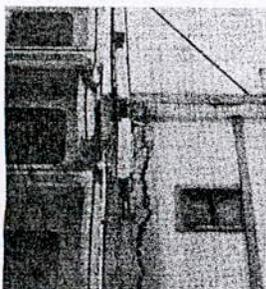


Fig :II-3 Collision des blocs

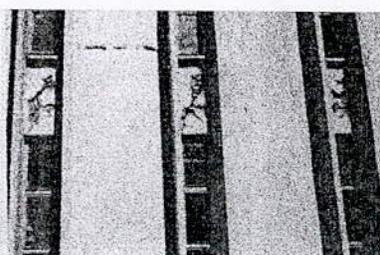


Fig : II-4 Fissuration des linteaux



Fig : II-5 Décollement du revêtement

2-4-Portique en béton armé :

Les portiques en béton armé sont constitués d'un assemblage de poutres et poteaux formant un ensemble rigide et résistant. Ce système est très répandu dans le monde, surtout pour les constructions courantes à cause de son économie et sa facilité de mise en œuvre. Les efforts verticaux sont bien repris tandis que les efforts horizontaux peuvent engendrer des dégâts si les portiques n'ont pas été bien calculés pour les reprendre.

2-4-1-Poteaux :

Les types de dégâts qui peuvent atteindre les poteaux des portiques sont les suivants :

2-4-1-1-Cas des poteaux courants :

Ce sont les poteaux dont l'élancement géométrique : $\lambda_g = (\text{hauteur} / \text{largeur}) > 3$.

Les principaux dégâts observés sont :

- Fissures horizontales situées près du niveau d'arrêt de bétonnage et dues à une mauvaise reprise. (*Voir Fig : II-6-a*)
- Fissures horizontales dues à l'allongement des armatures longitudinales. (*Voir Fig : II-6-b*)

- Fissures en «X» avec dislocation du béton de l'enrobage dues aux contraintes de cisaillement développées par l'effort tranchant. (Voir Fig : II-6-c)
- Dislocation totale du béton dans les zones d'extrémité due à l'insuffisance des armatures transversales (formation de rotules plastiques). (Voir Fig : II-6-d)
- Fissures horizontales dans les zones nodales dues à l'alternance du moment de flexion. (Voir Fig : II-6-e)
- Zone de ségrégation mise en évidence par un écrasement local du béton sous l'effort de la compression. (Voir Fig : II-6-f)

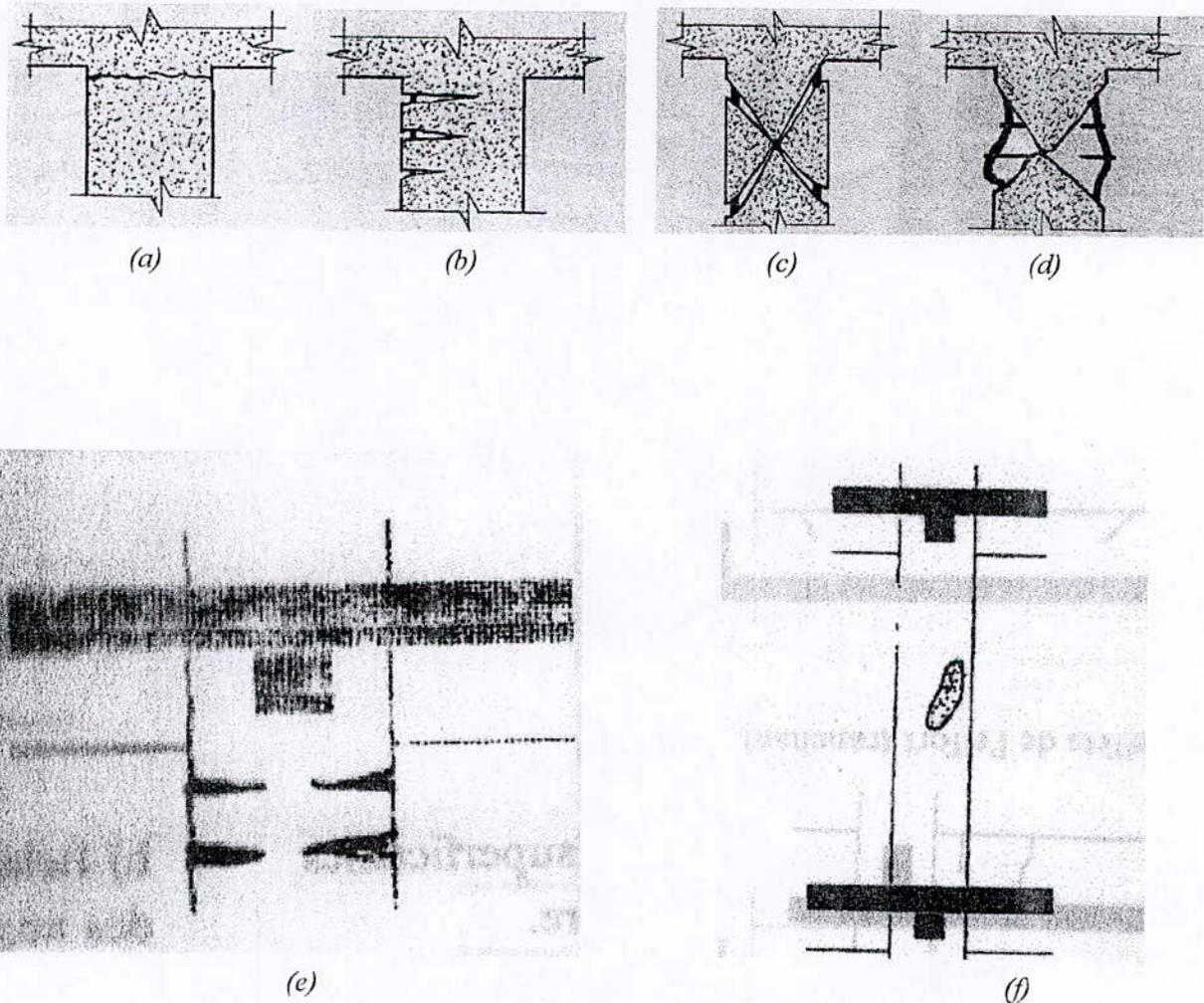


Fig : II-6 Désordres affectant les poteaux courants

2-4-1-2-Cas des poteaux courts :

Ce sont les poteaux dont l'élancement géométrique : $\lambda_g = (\text{hauteur} / \text{largeur}) \leq 3$.

Les principaux dégâts observés sont :

- Fissures inclinées ou en «X» dans les parties supérieures des poteaux (devenus courts par un remplissage partiel) sous l'effet de l'effort tranchant développé par l'interaction avec le remplissage.
- Endommagement des poteaux courts d'origines structurales sous l'effet de l'importance de l'effort tranchant et de l'insuffisance des armatures transversales (ex : poteaux des vides sanitaires).

La figure (*Fig : II-7*) montre l'apparition des fissures en «X» dans les poteaux courts

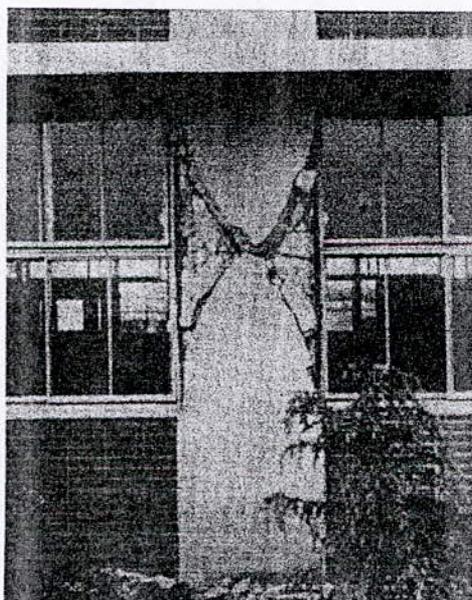


Fig :II-7 Fissure en X dans les poteaux courts

2-4-2-Poutres :

Les dégâts qui peuvent atteindre les poutres sont :

- Fissures verticales dues au moment de flexion et aux efforts normaux de traction. (*Voir Fig : II-8-a*)
- Fissures verticales dues au glissement des armatures et la destruction de l'adhérence sous l'effet des contraintes de traction. (*Voir Fig : II-8-b*)
- Fissures inclinées dues aux effets de l'effort tranchant. (*Voir Fig : II-8-c*)

- Rotules plastiques dans les zones nodales : écrasement et éclatement du béton avec ou sans flambement des armatures longitudinales sous l'effet de l'alternance de l'effort normal et de moment de flexion. (Voir Fig : II-8-d)

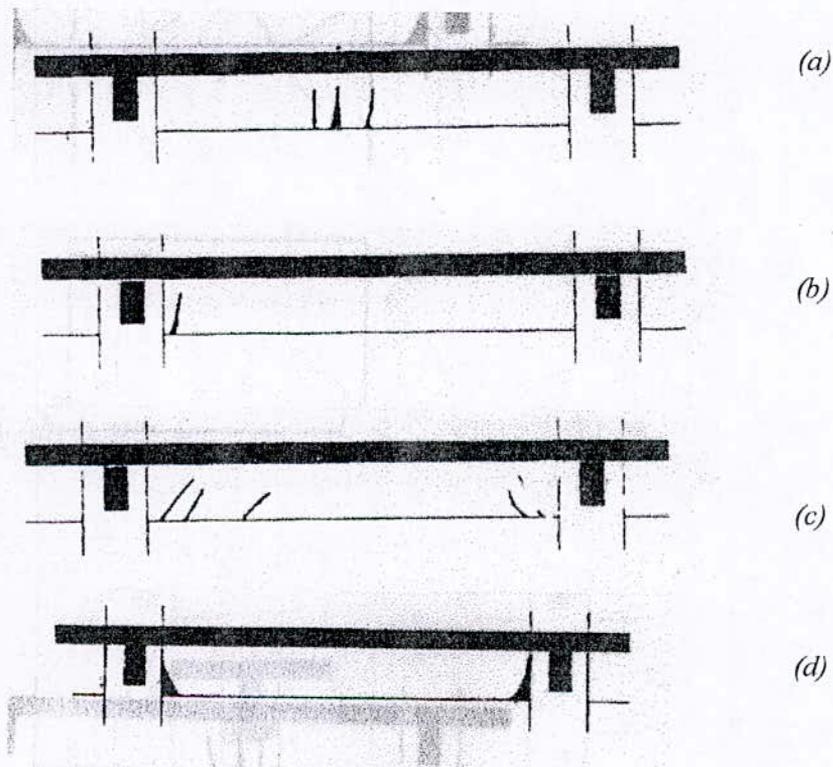


Fig : II-8 Fissuration des poutres

2-5-Portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie :

Ce sont des portiques avec un remplissage constitué de panneaux de maçonnerie non porteuse (terre cuite, béton léger ou béton d'agrégats lourds). On distingue deux types de panneaux :

- Panneaux entièrement pleins (pas d'ouvertures).
- Panneaux partiellement pleins (avec ouvertures).

Ce type de structure est aussi très répandu dans le monde (cas des maisons individuelles, bâtiments à élévation limitée, ...). Il résiste bien aux charges verticales mais dans le cas des charges horizontales (vents, séismes), un problème d'adhérence entre l'ossature et les panneaux risque de se poser si la déformabilité des éléments en béton armé

est supérieure à celle des panneaux. Ce qui donne naissance à des fissures au niveau des zones d'interaction.

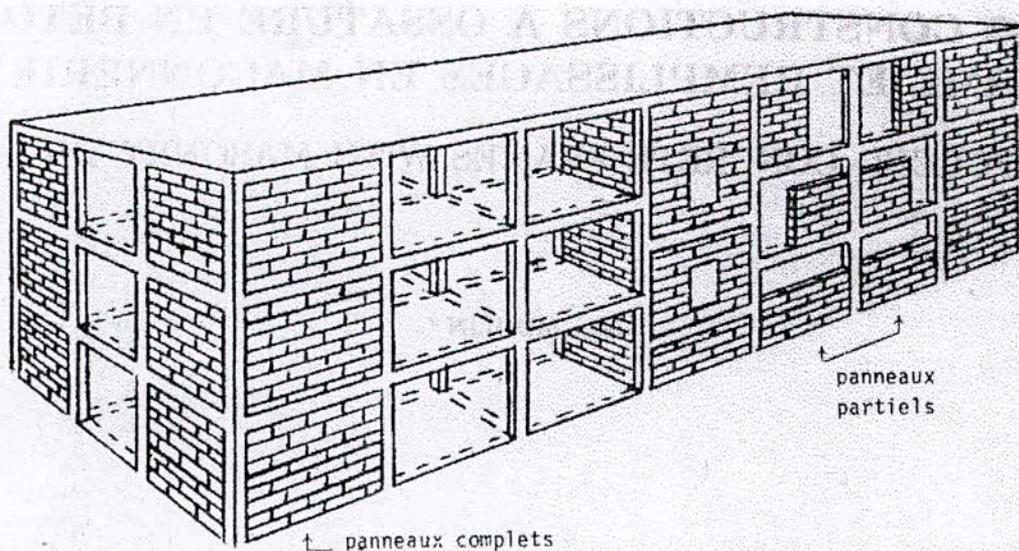


Fig : II-9 Portique avec un remplissage en maçonnerie

Les dégâts constatés sont les suivants :

- L'action perpendiculaire aux panneaux provoque la rupture en « coup de poing » des panneaux complets et le renversement des panneaux partiels. (Voir Fig : II-10)
- L'action dans le plan du panneau provoque la fissuration suivant ses diagonales (bielles tendues) et l'écrasement d'élément de maçonnerie dans les zones proches des nœuds de jonction (bielles comprimées). (Voir Fig : II-11)

La dégradation des panneaux n'entraîne pas l'effondrement de la structure.

- Pour les panneaux complets, l'action sismique provoque des interactions entre la maçonnerie et l'ossature en béton armé. Elle sera donc soumise à des actions horizontales et verticales aux extrémités des bielles comprimées agissant sur l'ossature au voisinage des nœuds où les poteaux seront les plus sollicités. Ces derniers seront fléchis, cisailés et soulevés (surtout les poteaux d'angles où l'action horizontale agit dans les deux directions). Ce phénomène peut provoquer la dégradation des nœuds (béton et acier) et même l'effondrement de la structure. (Voir Fig : II-12)

- Pour les panneaux partiels, l'interaction concerne la partie libre du poteau qui n'est pas liée à la maçonnerie (formation de poteaux courts) où on a relevé l'apparition des fissures entraînant la détérioration du poteau et la perte de sa fonction porteuse.

On peut également relever les dégâts suivants :

- Fissures périphériques le long du périmètre du mur de maçonnerie à cause du mauvais contact avec l'ossature. (*Voir Fig : II-13-a*)
- Ecrasement du mur au-dessous de la poutre provoqué par une mauvaise qualité de la maçonnerie et un défaut d'exécution. (*Voir Fig : II-13-b*)
- Flambement du mur. (*Voir Fig : II-13-c*)

Pour les panneaux avec ouvertures, on observe :

- Fissures inclinées avec ou sans destruction de la maçonnerie qui prend naissance au niveau de l'angle de l'ouverture. (*Voir Fig : II-14-a*)
- Fissuration des linteaux (en «X» sous le cisaillement pour les linteaux courts et vertical sous la flexion pour les linteaux longs). (*Voir Fig : II-14-b*)
- Fissures inclinées ou horizontales dans les trumeaux. (*Voir Fig : II-14-c*)

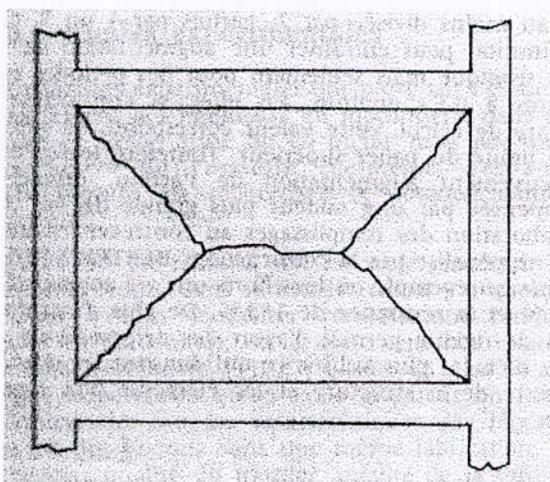


Fig : II-10 « coup de poing »

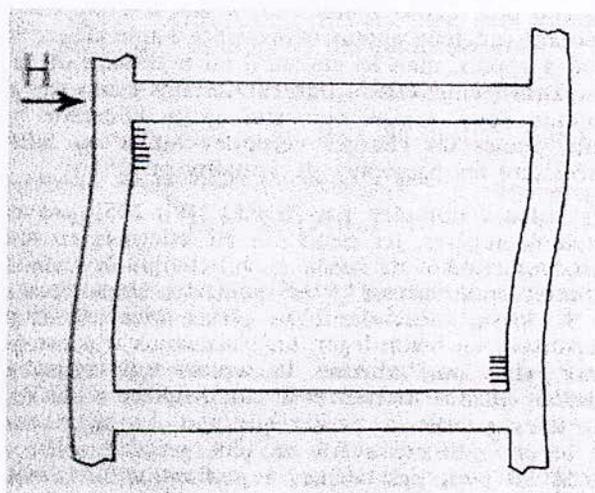


Fig : II-11 Ecrasement de la maçonnerie au voisinage des nœuds

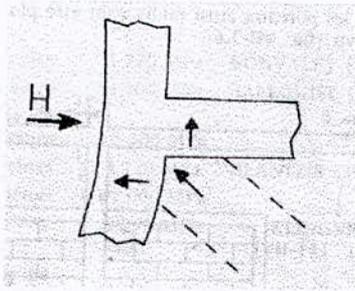
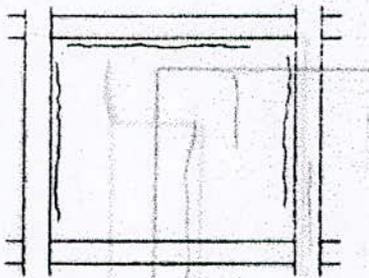
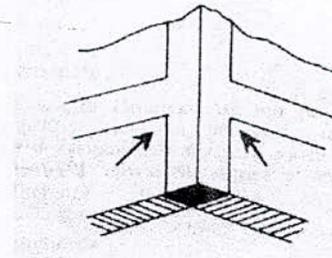
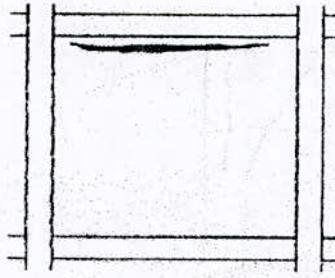


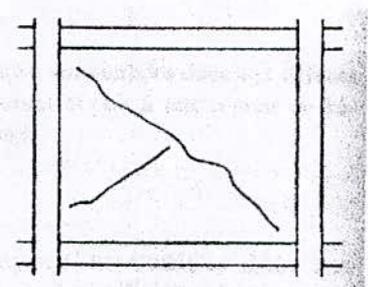
Fig : II-12
Sollicitations agissant sur le poteau



(a)

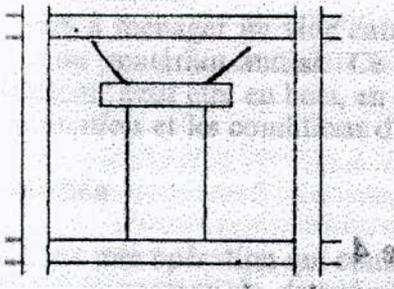


(b)

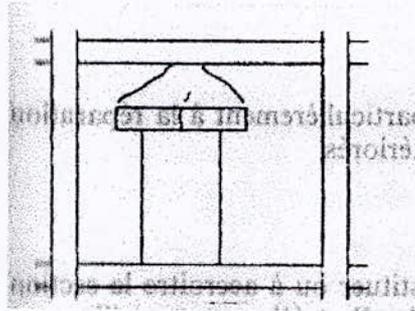


(c)

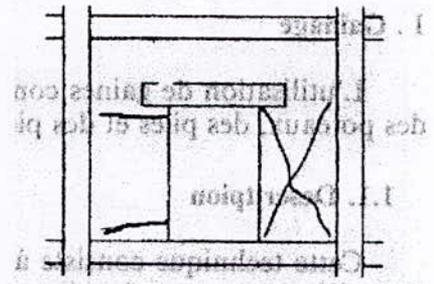
Fig :II-13 Fissures relevées sur les panneaux sans ouvertures



(a)



(b)



(c)

Fig : II-14 Fissures relevées sur les panneaux avec ouvertures

2-6-Voiles en béton armé :

Ce type de structure est constitué de panneaux verticaux en béton armé destinés à reprendre deux types d'efforts : effort vertical dû aux charges permanentes et surcharges d'exploitations, effort horizontal engendré par l'action du vent ou du séisme.

L'expérience a montré que les voiles assurent un bon contreventement. Dans le cas du vent, ils n'ont pas besoin d'être frottement armé, contrairement au cas du séisme où on doit les dimensionner d'une manière rigoureuse pour obtenir de bons résultats.

On distingue deux types de voiles :

2-6-1-Voiles élancés ($h/L > 1.5$) :

Les voiles élancés sont des voiles dont le rapport «la hauteur libre / largeur» est supérieur à 1.5. La rupture des voiles peut se présenter sous différentes formes :

- Rupture en flexion par plastification des armatures verticales tendues provoquant l'écrasement du béton. (Voir Fig : II-15)
- Rupture en flexion par écrasement du béton. Ce mode de rupture apparaît dans le cas des voiles fortement armés et sollicités en flexion avec en plus à un effort normal important. (Voir Fig : II-16)
- Rupture en flexion par rupture des armatures verticales tendues (cas des voiles faiblement armés). (Voir Fig : II-17)
- Rupture en flexion / effort tranchant par plastification des armatures verticales et transversales. (Voir Fig : II-18)
- Rupture par effort tranchant du béton de l'âme dans le cas des voiles fortement armés. (Voir Fig : II-19)

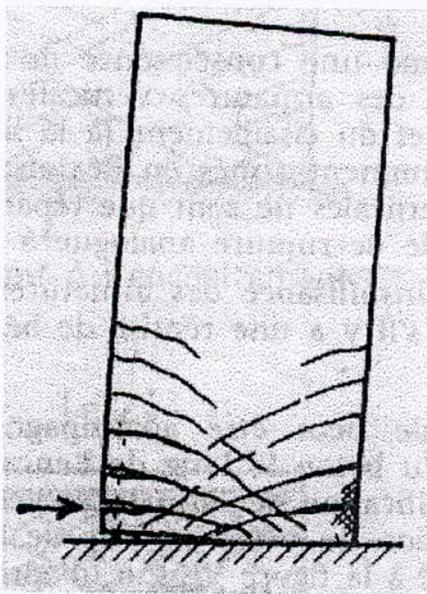


Fig : II-15 Plastification des armatures tendues

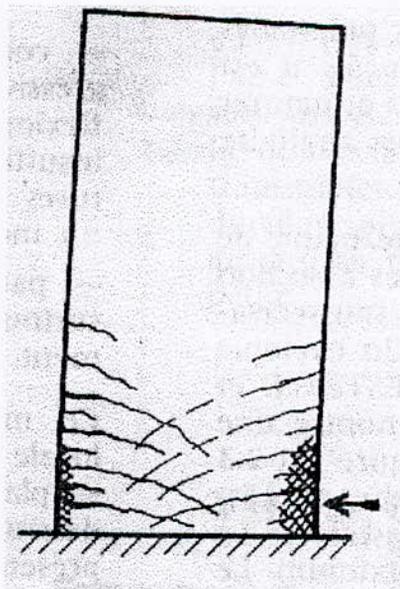


Fig : II-16 Ecrasement du béton comprimé

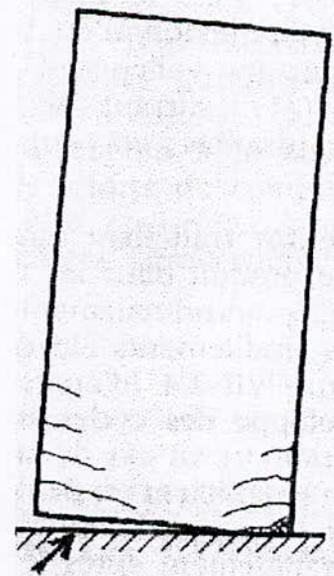


Fig : II-17 Rupture des armatures tendues

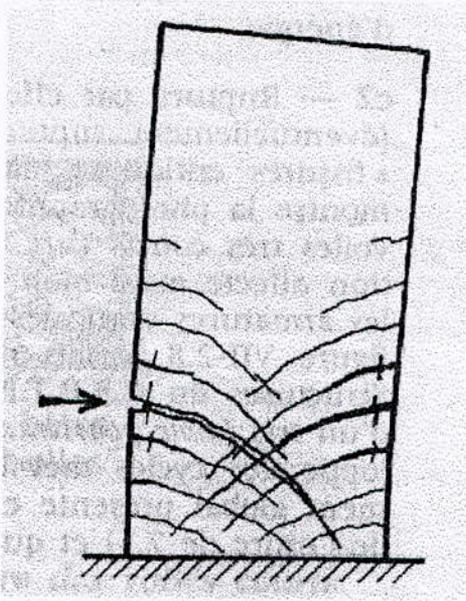


Fig :II-18 Plastification des armatures longitudinales et transversales

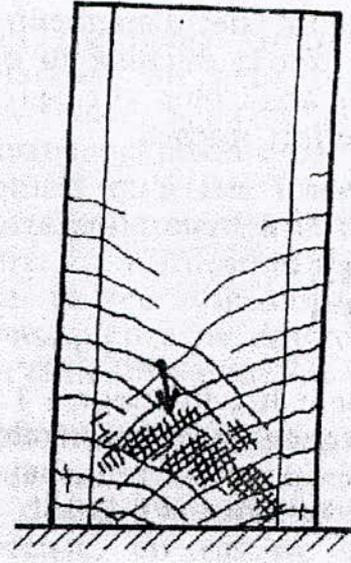


Fig : II-19 Rupture du béton de l'âme

2-6-2-Mode de rupture des voiles courts ($h/L < 1.5$) :

Les voiles courts sont des voiles dont le rapport «la hauteur libre / largeur» est inférieur à 1.5. Dans ce cas, l'effort tranchant est prépondérant. Les principaux modes de ruptures sont :

- Rupture par cisaillement à l'encastrement ou glissement du voile dû à :
 - La plastification progressive des armatures verticales sous l'effet de la flexion et du cisaillement (généralement dans les voiles insuffisamment armés en flexion).
 - L'insuffisance d'armatures verticales surtout lors de la reprise du bétonnage.
 - La plastification des armatures verticales et la destruction du béton le long de l'encastrement. (Voir Fig : II-20)
- Rupture par effort tranchant et plastification des armatures le long des fissures critiques diagonales. (Voir Fig : II-21)
- Rupture par écrasement du béton de l'âme (cas des voiles fortement armés). (Voir Fig : II-22)

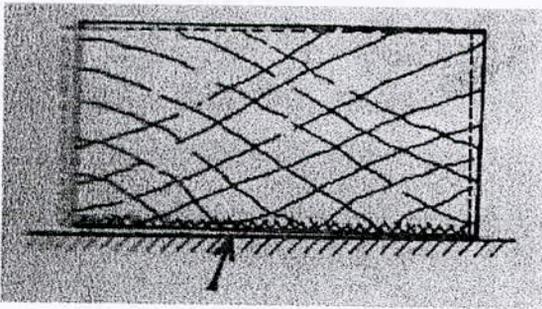


Fig : II-20 Glissement à la base

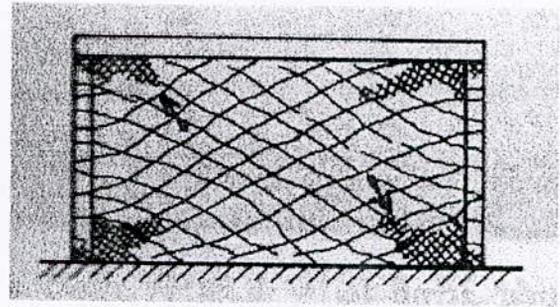


Fig : II-22 Ecrasement du béton à la base des bielles

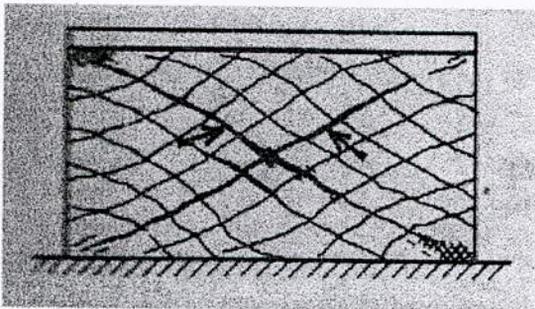


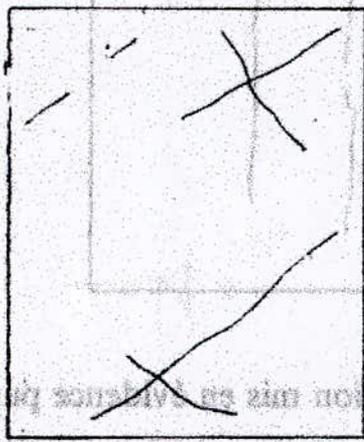
Fig :II-21 Fissures critiques diagonales

2-6-3-Desordres dans les voiles :

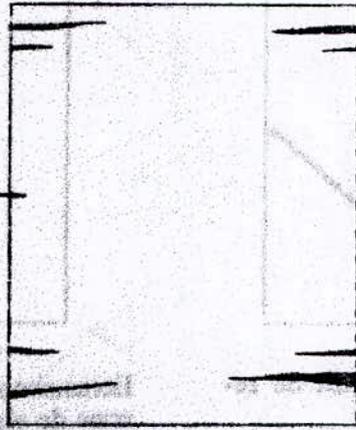
2-6-3-1-Voiles pleins :

Les désordres qui affectent les voiles pleins sont :

- Fissures inclinées dues à l'action de l'effort tranchant. (Voir Fig : II-23-a)
- Fissures horizontales au niveau des extrémités inférieures et supérieures dues à l'action du moment de flexion et son alternance. (Voir Fig : II-23-b)
- Fissures superficielles verticales dans l'enrobage. (Voir Fig : II-23-c)
- Ecrasement du béton au niveau de la zone de reprise de bétonnage (mauvaise reprise). (Voir Fig : II-23-d)
- Ecrasement du béton au niveau de la zone de ségrégation. (Voir Fig : II-23-e)



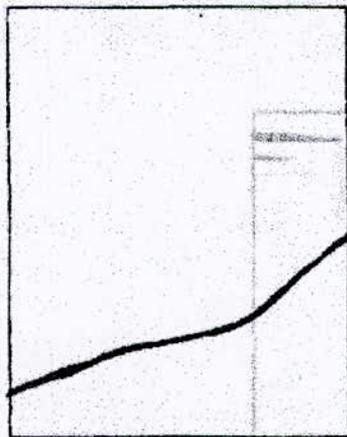
(a)



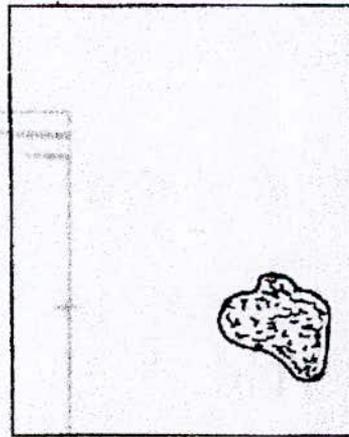
(b)



(c)



(d)



(e)

Fig :II-23 Dégâts constatés dans les voiles pleins

2-6-3-2-Voiles avec ouvertures :

On peut énumérer les dégâts suivants :

- Fissures inclinées au niveau des linteaux dues à l'effort tranchant. (Voir Fig : II-24-a)
- Fissures inclinées au niveau des linteaux dues à l'alternance du moment de flexion. (Voir Fig : 24-b)
- Fissures verticales dues aux glissements des armatures et destruction de l'adhérence (défaut d'exécution). (Voir Fig : II-24-c)

- Fissures horizontales dues aux défauts d'ancrage et/ou de reprise de bétonnage. (Voir Fig : II-24-d)

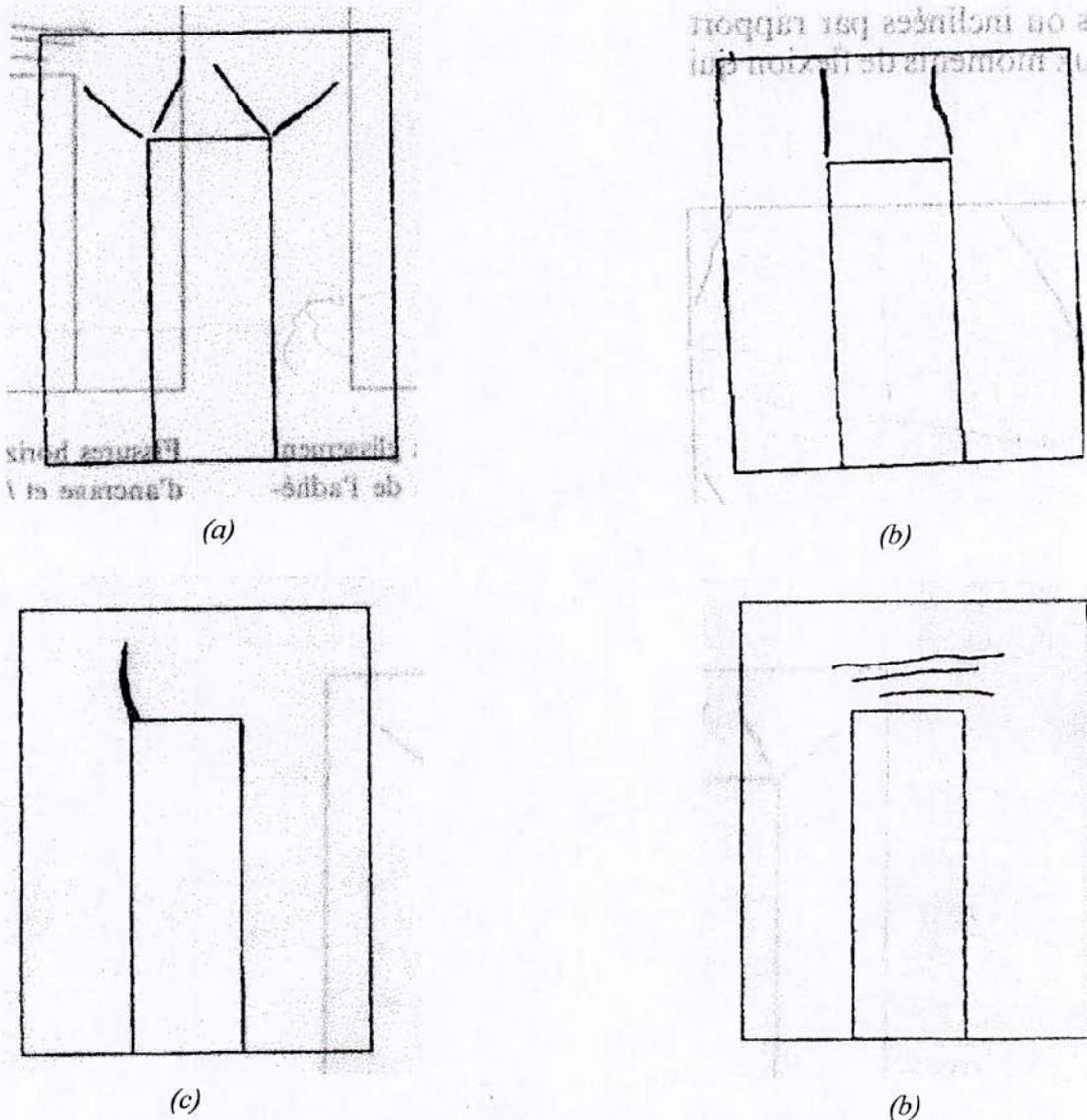


Fig :II-24 Dégâts constatés dans les voiles avec ouvertures

2-7-Planchers :

Les désordres qu'on peut relever sur les planchers sont les suivants :

- Fissures inclinées ou parallèles par rapport au contour d'appuis dues aux efforts tranchants et aux moments de flexion qui sollicitent le plancher dans son plan. (Voir Fig : II-25-a)
- Fissures parallèles aux poutrelles préfabriquées dans le cas des planchers à corps creux. (Voir Fig : II-25-b)

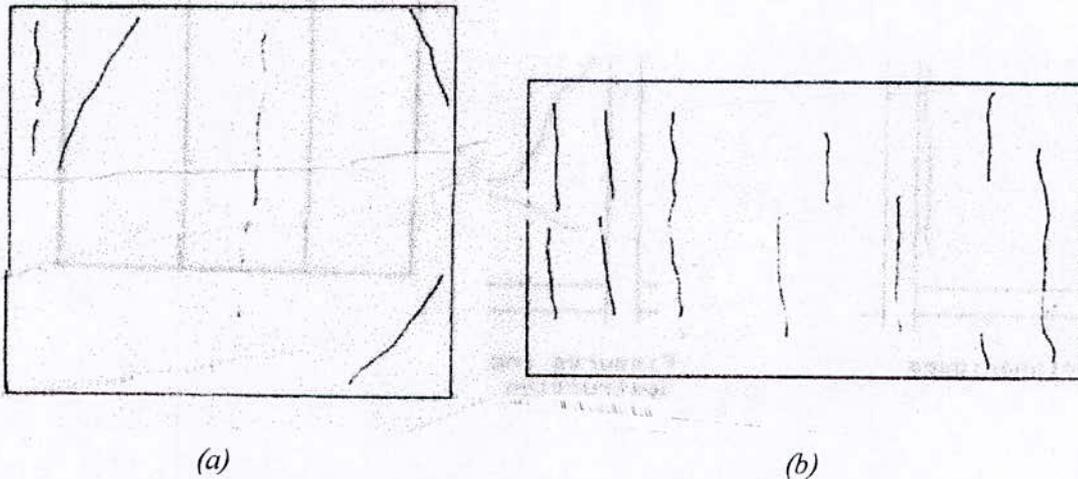


Fig : II-25 Fissuration des planchers

2-8-Eléments non structuraux :

La tenue des éléments non structuraux dépend de la liaison avec la structure résistante. Si la liaison entre les deux est rigide, l'importance des dégâts survenant sur les éléments non structuraux dépend de l'importance des dégâts atteignant la partie résistante.

2-8-1-Cloisons internes :

Si le panneau est bien maintenu sur son pourtour, on observe que :

- Les sollicitations agissant dans le plan de la cloison provoquent la formation des bielles actives en traction et en compression sous les quelles se forment des fissures diagonales ou en «X». En plus des fissures, pour les cloisons de grandes dimensions, on remarque le flambement de ces dernières (projetées hors leur plan).
- Les sollicitations agissant perpendiculairement au plan de la cloison provoquent la formation de fissures en «coup de poing» (généralement on constate la ruine de la cloison).

2-8-2-Placage de façade :

Les liaisons entre la structure résistante et les placages de façade sont assez faibles. La plupart des dégâts relevés sur les placages de façade montre le déversement de ces derniers

vers l'extérieur sous l'effet de la force perpendiculaire au panneau de façade. Ce phénomène s'explique par :

- Dans le cas des refends : ils présentent une rigidité relativement supérieure aux placages de façade ; les refends sont alors soumis à des accélérations plus élevées que celles des façades provoquant ainsi leurs décollements.
- Dans le cas des portiques : ils présentent une grande souplesse, donc des déplacements incompatibles avec ceux des façades.

2-8-3-Faux-plafonds :

Les faux-plafonds sont des éléments non structuraux (de protection, de décoration, ...), mais les désordres qui peuvent les atteindre engendrent de graves conséquences sur les usagers. Ces désordres sont :

- Fissurations des éléments du faux-plafond.
- Destructions des joints entre les éléments.
- Décollement de certains éléments ou de l'ensemble du faux plafond.

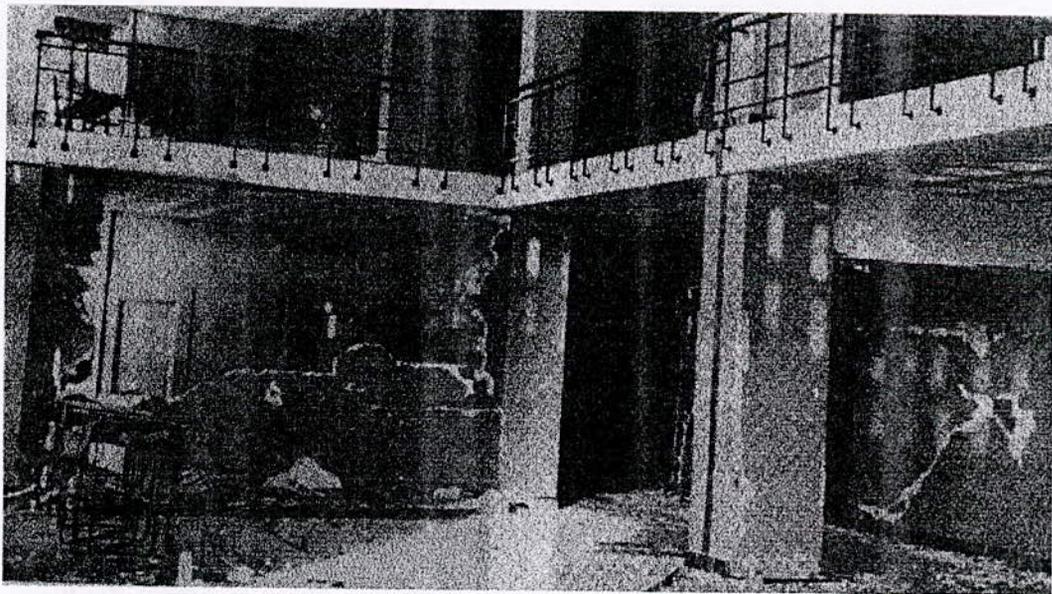


Fig :II-26 Désordres constatés sur les cloisons

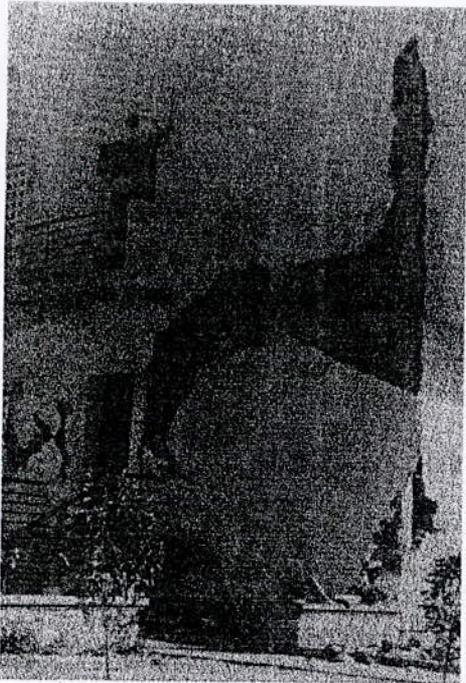


Fig : II-27 Décollement du placage de façade

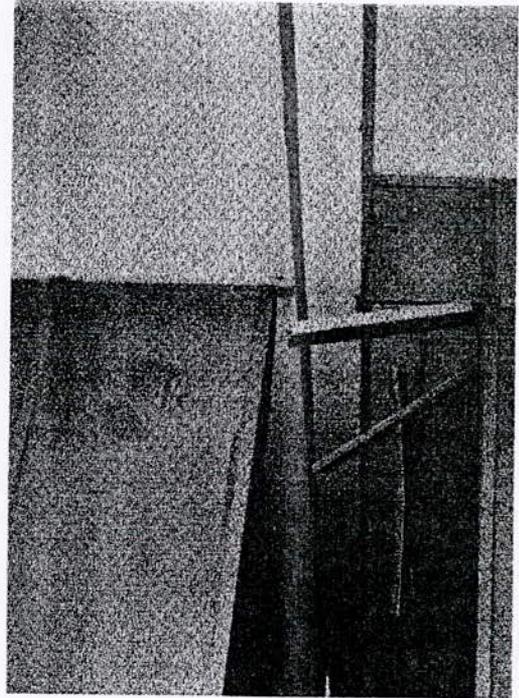


Fig : II-28 Destruction du faux-plafond

2-9-Ouvrages spécifiques :

2-9-1-Ponts :

Un pont est un ouvrage d'art permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel.

Les dommages qui peuvent les atteindre sont les suivants :

- Détérioration de l'infrastructure des ponts à faible hauteur sous l'effet des grandes déformations du sol.
- Effondrement et affaissement des remblais situés aux accès des ponts.
- Détérioration des appuis et des articulations produisant l'effondrement de la superstructure.
- Déplacements importants des appuis des ponts de grande hauteur et de faible rigidité.

Chaque pont a sa spécificité (ouvrage d'art) ; il est donc difficile d'établir des règles générales sur leur ruine, mais on a remarqué que les appuis sont en général les plus atteints contrairement aux tabliers.

2-9-2-Canalisations enterrées :

Les désordres et détériorations qui peuvent atteindre les ouvrages enterrés d'une manière générale sont dus aux déplacements des sols. On peut citer :

- Déplacement axial ou transversal sous l'effet du mouvement du sol.
- Détérioration de la canalisation sous l'effet du tassement et de la liquéfaction du sol.
- Déformations importantes dues au comportement différent des sols voisins sous l'action d'une accélération sismique.

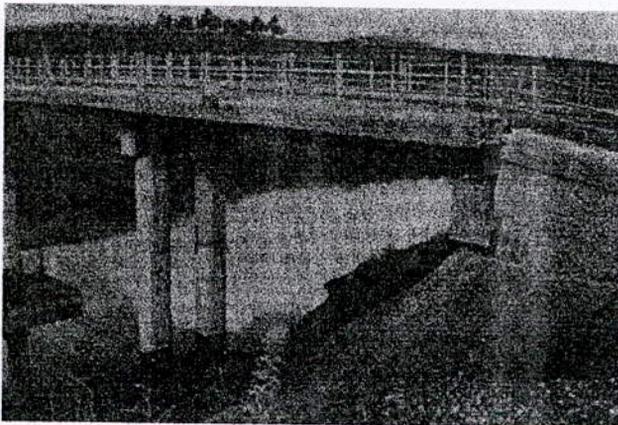


Fig :II-29
Dégradation au niveau de la culée

CHAPITRE III
REPARATION ET RENFORCEMENT
DES OUVRAGES

Entre deux mots il faut choisir le moindre.
Paul Valery.

CHAPITRE III
REPARATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES

3-1-Technique de réparation et de Renforcement :

3-1-1-La reconstitution du béton armé :

3-1-1-1-Définition :

Cette méthode consiste à restituer aux éléments dégradés leur état initial par coulage ou ragréage du béton. Cette méthode est applicable dans le cas de désordres dont l'origine peut être due à des :

- Phénomènes physico-chimiques.
- Phénomènes électrochimiques.
- Incidents accidentels.
- Défauts de conception et de réalisation.

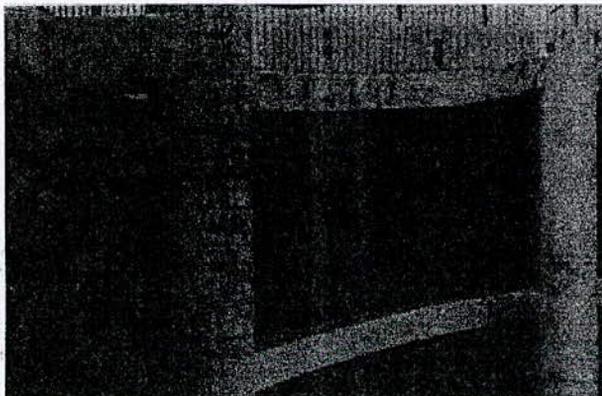


Fig : III-1 Béton dégradé par carbonation



Fig : III-2 Armatures apparentes (défaut d'exécution)

3-1-1-2-Produits de réparations :

3-1-1-2-1-Type de produits :

Les produits utilisés pour la reprise du béton dégradé sont les mortiers et les bétons. Ils sont classés en 3 catégories :

a)-Mortiers et bétons à base de liants hydrauliques :

Il s'agit d'un mélange de granulats, de liants hydrauliques et d'eau. Selon les exigences et les conditions d'exécutions, on peut modifier certaines caractéristiques des bétons et mortiers par l'ajout de :

- Adjuvants tels que : accélérateurs de prise, imperméabilisants, ...
- Résines sous forme d'émulsions aqueuses tel que : acétate de polyvinyle, styrènes acryliques, ...

L'emploi de ce type de bétons et mortiers est favorisé par son coût relativement faible.

b)-Mortiers et bétons à base de liants de synthèse :

Ils sont constitués de granulats et de liants de synthèse tels que : époxydes, émulsions époxydiques ou autres résines. On les utilise dans le cas des réparations localisées ou des réparations nécessitant une grande rapidité de mise en œuvre ou de mise en service sans qu'il y ait risque d'être influencé par une température élevée.

c)-Mortiers et bétons à base de liants hydrauliques modifiés, prédosés :

C'est un mélange préfabriqué en usine composé de : liants hydrauliques, granulats, eau de gâchage avec ou sans liants de synthèses ou adjuvants. Le mélange peut aussi comprendre des fibres (fibre de cellulose, fibre de verre, fibre de carbone, ...).

3-1-1-2-2-Caractéristiques des produits de réparation :

les produits de réparation doivent avoir les caractéristiques suivantes :

- Adhérence parfaite au support.
- Résistance mécanique, module d'élasticité, coefficient de dilatation compatibles avec ceux du support.
- Résistance des nouveaux produits égale ou supérieure à la résistance du support.

3-1-1-3-Réparation sans adjonction d'armatures :

Dans le cas où la dégradation du béton est la conséquence de la corrosion des armatures ou dans le cas contraire, on se limite à reprendre le béton sans l'ajout des armatures. Cette solution n'est possible que si la corrosion est à ses débuts. Les armatures corrodées doivent subir un traitement pour supprimer toute trace de rouille.

3-1-1-3-1-Traitement des armatures :

Le traitement des armatures est une opération primordiale pour un bon comportement des aciers. Il peut se faire par :

- Décapage et brossage des parties non adhérentes dans le but d'éliminer toute trace de corrosion et permettre une bonne adhérence entre les armatures et le béton reconstitué. Le béton mis en place doit offrir une bonne imperméabilisation pour les armatures.
- Décapage et brossage avec sablage ou grenailage des armatures dans le cas où le nouveau enrobage est incapable d'offrir la protection totale des armatures. Dans ce cas, il faut les couvrir avec un mortier à base de résine.

3-1-1-3-2-Reconstitution du matériau dégradé :

La reconstitution de ce matériau n'a pas d'intérêt si les consignes suivantes ne sont pas respectées. A savoir :

- Procéder au traitement des armatures.
- Préparer le support par repiquage, brossage et dépoussiérage.
- Appliquer une couche de résine sur le support pour faciliter l'accrochage du nouveau matériau. Dans certains cas, on peut saupoudrer le support par du sable fin.
- Mettre en place le nouveau matériau avec ou sans coffrage (suivant la nature des liants utilisés et l'importance de l'épaisseur).

3-1-1-4- Réparation avec adjonction d'armatures :

Lorsque les armatures sont accidentellement coupées ou présentent un état de corrosion très avancé ou bien, si la structure nécessite un renforcement, il est indispensable d'ajouter des armatures supplémentaires pour la reprise des efforts.

Le problème primordial qui se pose dans ce cas est la disposition et la technique permettant la jonction entre les nouvelles armatures et les anciennes. Des dispositions types ont été adoptées dont les plus importantes sont énumérées ci dessous :

3-1-1-4-1-Armatures incluses dans la géométrie existante :

Deux cas peuvent se présenter : l'ajout des armatures est restreint à la zone dégradée ou bien il est prolongé sur toute la longueur (ou la surface) de l'élément.

- Dans le premier cas, on peut inclure une nouvelle armature qui sera ligaturée aux anciennes. La disposition des nouvelles armatures doit respecter les conditions d'enrobage et d'espacement. Le regroupement de plus de deux armatures est strictement déconseillé. (Voir Fig : III-3)
- Dans le second cas, les armatures seront disposées dans des engravures réalisées à cet effet. L'espacement d'une armature à la paroi de l'engravure est au moins égal au diamètre de l'armature. (Voir Fig III-4)

3-1-1-4-2-Armatures supplémentaires en surépaisseur :

Lorsque le béton reconstitué présente une surépaisseur assez importante, les armatures ajoutées sont placées dans cette dernière. L'enrobage des armatures longitudinales doit être au moins égal à leur diamètre. Elles doivent former une bonne jonction avec les armatures existantes (par recouvrement ligature ou non, par soudure, par manchonnage) et cousues par des armatures transversales convenablement ancrées dans la structure existante. L'ancrage peut être réalisé par des scellements droits ou munis de crochets. (Voir Fig : III-5, III-6, III-7)

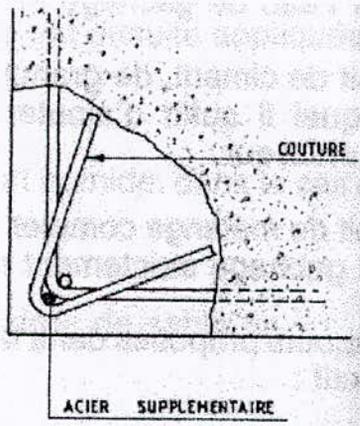


Fig : III-3 Armature supplémentaire incluse dans la zone de dégradation

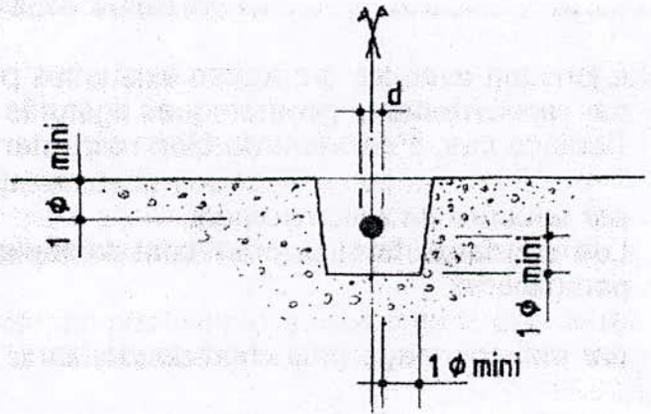


Fig : III-4 Armature supplémentaire en engravure

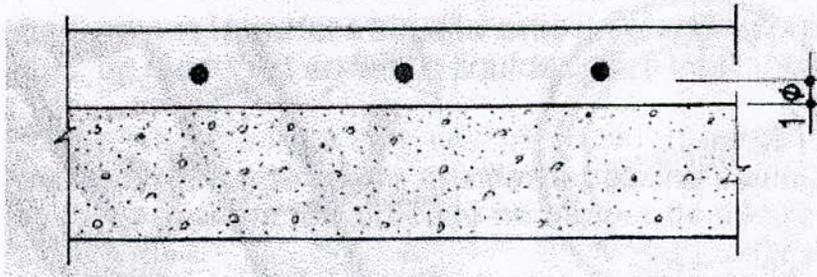


Fig : III-5 Armatures supplémentaires en surépaisseur de dalle

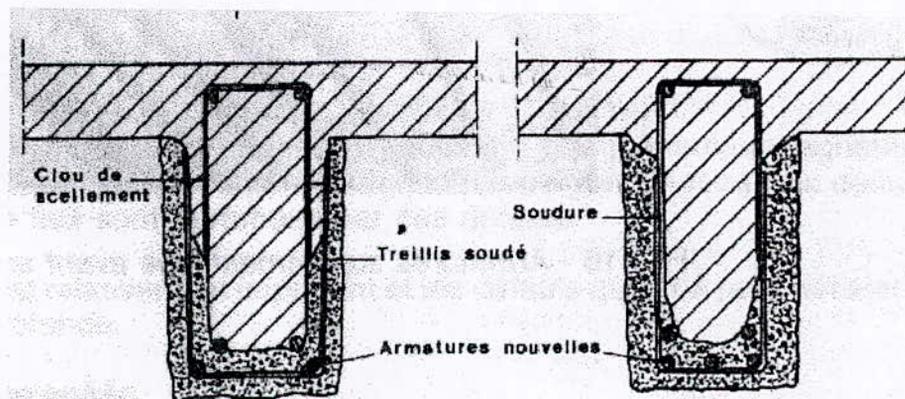


Fig : III-6 Armatures supplémentaires en surépaisseur de poutre

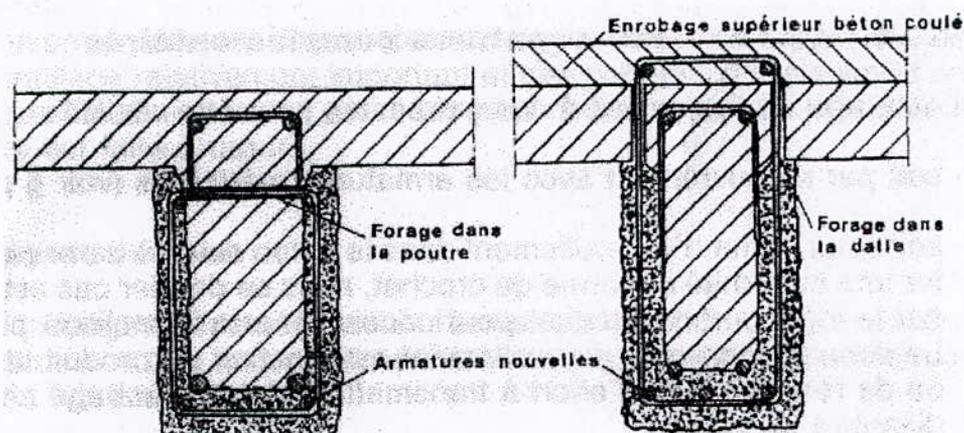


Fig : III-7 Armatures supplémentaires en surépaisseur de poutre

3-1-2-Le béton projeté :

3-1-2-1-Définition :

Le béton projeté (ou mortier projeté) est un béton mis en place par projection sous l'air comprimé. Il est utilisé pour la réparation des structures endommagées, il peut être employé seul ou associé avec des armatures additionnelles. Le béton projeté peut être sec ou mouillé :

3-1-2-1-1-Projection par voie sèche :

Les composants du béton sont introduites dans la pompe à béton. Après mélange, le béton est transporté dans des conduites sous l'effet de l'air comprimé. L'ajout de l'eau de gâchage se fait au niveau de la lance de projection.

Les vitesses de projection varient de 80 à 100 m/s et la longueur de transport atteint 500m horizontalement et 150m verticalement.

3-1-2-1-2-Projection par voie mouillée :

L'introduction de l'eau de gâchage se fait dans la pompe, puis le béton est transporté dans des conduites par pompage jusqu'à la lance où l'air comprimé est introduit.

Les vitesses de projection sont réduites : 10 à 40 m/s tandis que les débits de projection sont importants.

On note qu'il existe des bétons prêts à l'emploi comportant des éléments additionnels tels que les adjuvants, les fibres, ...

La projection de ces derniers se fait par voie sèche, et leur durée de conservation est donnée par le fabriquant.

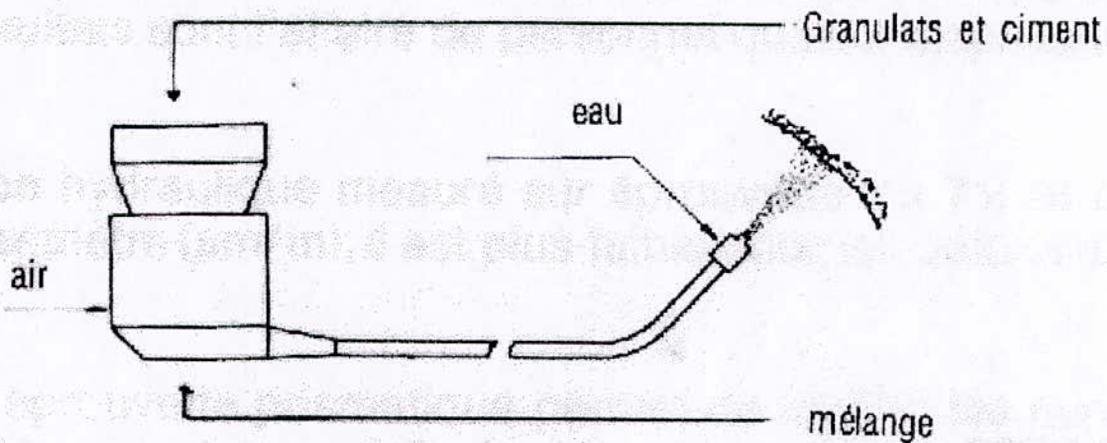


Fig III-8 Equipement de projection par voie sèche

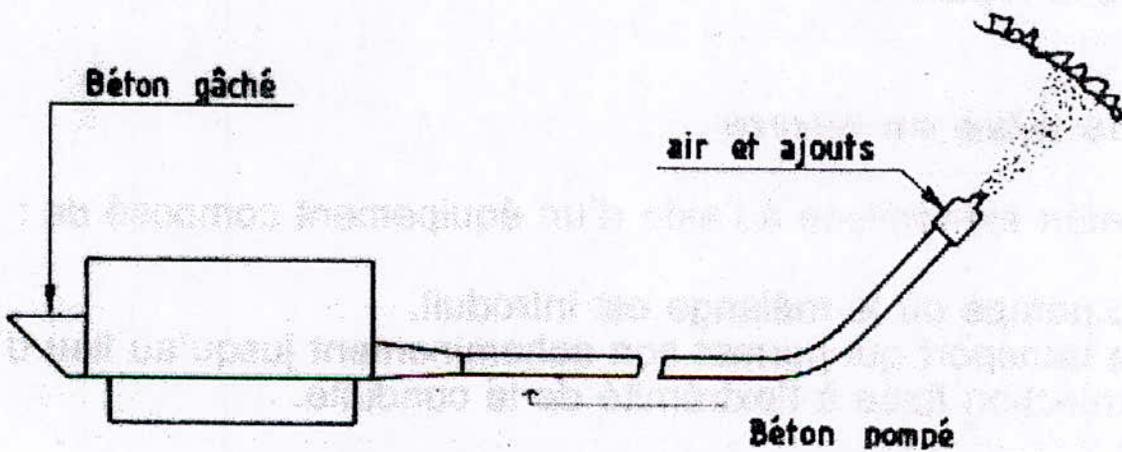


Fig III-9 Equipement de projection par voie mouillée

3-1-2-2-Propriétés du béton projeté :

Les propriétés du béton projeté sont celles d'un béton ordinaire, la projection ne constitue qu'un mode de mise en place.

Pour des conditions d'exploitation spécifiques, les propriétés du béton peuvent être améliorées en ajoutant des adjuvants, des fibres ou en choisissant les caractéristiques des granulats et des ciments.

3-1-2-2-1-Adhérence au support :

L'adhérence au support du béton projeté par voie sèche est meilleure que celle obtenue par voie mouillée.

La voie sèche est généralement la plus adoptée dans les opérations de réparations. La préparation du support doit être réalisée avant toute application de béton. La projection se fait en deux étapes continues (sans arrêt de projection). Dans un premier stade, ce sont les éléments fins qui s'accrochent au support et forment un mortier plastique. Le béton projeté sur ce mortier entraîne l'incorporation des gravillons dans ce dernier et le jet de gravillons permet le compactage du béton. (Voir Fig : III-10)

Dans le cas de projection par voie mouillée et compte tenu des faibles vitesses de projection, l'application d'une couche d'accrochage sur le support préparé est nécessaire pour obtenir une bonne adhérence. (Voir Fig : III-11)

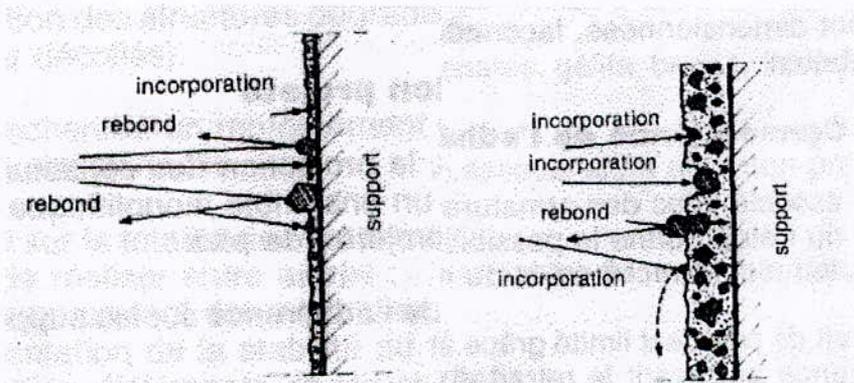


Fig : III-10 Processus de projection par voie sèche

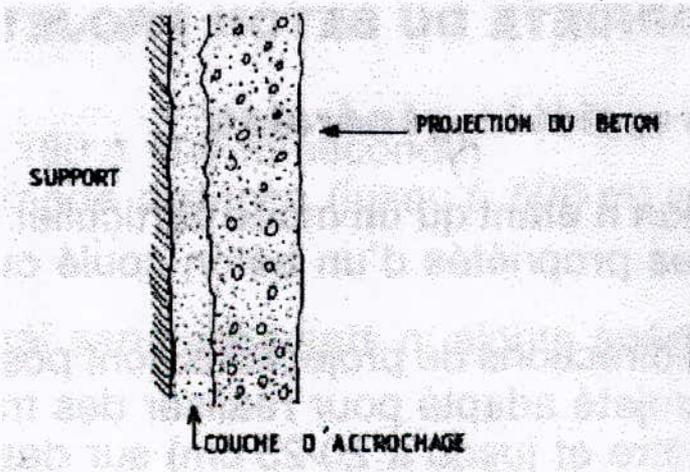


Fig : III-11 Processus de projection par voie mouillée

3-1-2-2-Adhérence béton projeté-acier :

Parmi les avantages du béton projeté, l'adhérence béton-acier obtenue est comparable à celle du béton coulé ou mis en place par les méthodes traditionnelles. Le béton projeté offre une bonne protection des armatures et permet l'introduction de nouvelles armatures tout en respectant les conditions de dimensionnement et d'espacement.

3-1-2-3-Conséquence de l'adhérence :

L'adhérence réalisée entre le nouveau et l'ancien matériau ainsi qu'entre le béton et l'acier, permet de constituer un ensemble monolithique auquel s'ajoutent les avantages suivants :

- La limitation du retrait.
- La conservation de la stabilité de forme vis à vis des effets thermiques et vis à vis du feu.
- La bonne transmission des efforts entre l'ancien et le nouveau béton.

3-1-2-3-Mise en œuvre :

3-1-2-3-1-preparation du support :

La préparation du support comprend les points suivants :

- Dégagement du béton dégradé.
- Décapage et repiquage des parements.
- Lavage, soufflage et humidification en profondeur du support avant projection.
- Traitement des armatures en enlevant toute trace de corrosion et en enveloppant les armatures par des résines de protection.

3-1-2-3-2-Armatures additionnelles :

Les armatures ajoutées doivent assurer une bonne jonction avec les armatures existantes et être liées à la structure par des scellements ancrés dans cette dernière.

Pour éviter les effets de vibration lors de la projection, les armatures doivent être bien ligaturées. (Voir Fig : III-12)

3-1-2-3-3-Recommandations :

Lors d'une projection, les recommandations énoncées ci-dessous doivent être prises en considération :

- La lance de projection doit être perpendiculaire à la surface traitée.
- La distance de projection est comprise entre 0.50 et 1.50m.
- La couche obtenue doit être bien compactée.
- Les passes de projection doivent être assez faibles et compatibles avec les diamètres des granulats.
- Le coffrage, s'il est nécessaire, doit être placé de préférence avant la dernière passe de projection.
- La pose des lits d'armatures se fait en respectant l'ordre des projections (cas où plusieurs lits d'armatures sont nécessaires).
- Le béton projeté est laissé brut si possible, dans le cas contraire, le talochage se fait soigneusement pour éviter de détruire l'adhérence.
- La multitude des passes de projections implique le traitement de chaque couche projetée après son durcissement.
- Une humidification légère des parties projetées est nécessaire pour limiter le retrait.



Fig : III-12 Armatures additionnelles de renforcement

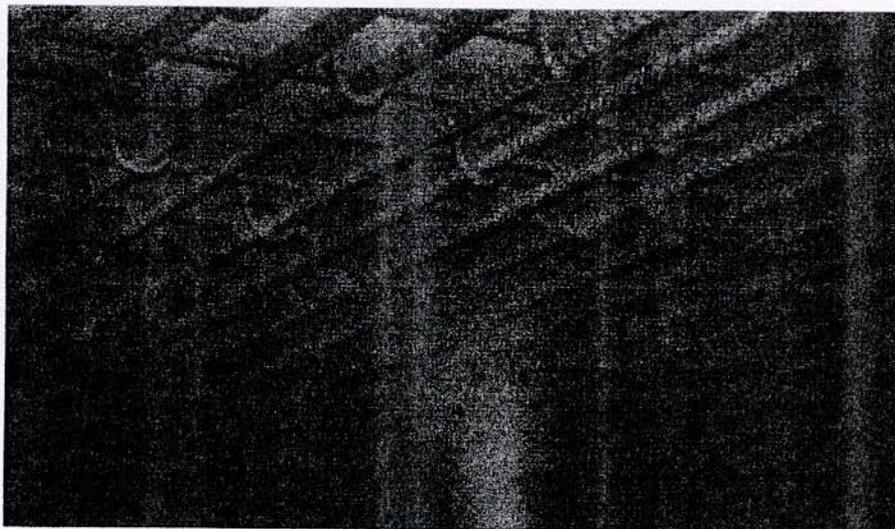


Fig : III-13 Projection d'une dalle en B-A

3-1-3-Le traitement par injection :

3-1-3-1-Fissure :

Les fissures sont des ouvertures dans le béton obtenues sous l'effet de son comportement mécanique et physico-chimique. C'est un phénomène normal et ne constitue aucun danger sur l'ouvrage tant qu'elles ne dépassent pas les limites admissibles.

3-1-3-1-1-Characteristiques des fissures :

a)-Ouverture :

C'est la largeur entre les lèvres de la fissure. Elle peut être évaluée à l'œil nu ou mesurée par un fissuromètre. L'ouverture d'une fissure influe sur le choix du produit de réparation.

b)-Le tracé :

C'est le développement de la fissure sur toute la surface de la structure ou de l'élément. Il donne une idée sur l'origine de la fissure.

c)-La profondeur :

C'est la pénétration de la fissure à l'intérieur de l'élément. On distingue deux types de fissures :

Chapitre III Réparation et renforcement des ouvrages

- Fissure de surface : elle ne traverse pas l'élément et son ouverture est nulle au sein de l'élément.
- Fissure aveugle : elle traverse l'élément sans être visible sur l'ensemble des ces faces.

3-1-3-1-2-Classification des fissures :

En se basant sur l'ouverture et la forme des fissures, ils seront classés en deux grandes catégories :

a-Faïençage :

Ce sont des fissures superficielles linéaires de faible ouverture qui apparaissent sous forme de maille irrégulière dans un carré n'excédant pas 20 cm de coté.

b)-Microfissure :

C'est un ensemble de fissures fines, plus au moins régulières, discontinues pouvant former un réseau.

3-1-3-1-3-Activite des fissures :

L'activité d'une fissure est la variation de son ouverture dans le temps. On peut avoir deux cas :

a)-Des fissures passives :

Leur ouverture ne varie pas quelle que soit les sollicitations intervenantes.

b)-Des fissures actives :

L'ouverture varie en fonction de la température, des sollicitations et des défauts d'exécution.

3-1-3-2-Traitement des fissures :

La technique consiste à introduire à l'intérieur de la fissure un produit capable de créer une liaison mécanique (traitement rigide) ou / et une étanchéité (traitement rigide ou souple) entre les parties disjointes.

3-1-3-2-1-Technique de traitement :

On distingue 4 types de traitement :

- Injection.
- Calfeutrement : c'est le colmatage des fissures pour rétablir l'étanchéité.
- Pontage et protection localisée : il s'agit de recouvrir en surface les fissures pour éviter la pénétration d'eau et des produits agressifs.
- Traitement généralisé : il regroupe l'ensemble des opérations citées ci-dessus.

3-1-3-2-2-Produit de traitement :

Le choix des produits de traitement varie d'une méthode à une autre. Plusieurs paramètres influent sur le produit choisi, les plus déterminants sont :

- Viscosité et injectabilité.
- Durée pratique d'utilisation.
- Vitesse de prise.
- Propriétés mécaniques (résistance, élasticité, ...).
- Adhérence.
- Compatibilité avec l'humidité ou non.
- Facilité de mise en oeuvre.
- Comportement du produit appliqué :
 - Au vieillissement.
 - Aux ultraviolets.
 - Au gel-dégel.
 - A la température.
 - Aux agents agressifs.
 - Au passage du gaz.

Pour chaque technique, il y a des critères de sélection spécifiques :

==== Chapitre III ===== Réparation et renforcement des ouvrages =====

a)-Produits d'injection :

Les produits choisis sont fonction de la géométrie des fissures, de leur activité, de l'état des supports, de la présence d'eau libre sous pression, de l'accessibilité aux fissures, du délai de remise en service, de l'environnement climatique, ...

Les principaux produits utilisés sont donnés dans le tableau (Tab : III-1)

b)-Produits de calfeutrement :

Les paramètres à prendre en considération pour le choix des produits sont : l'état des supports, l'ouverture et l'activité des fissures, le volume et la profondeur à remplir, la présence d'eau libre sous pression, les conditions de mise en œuvre.

Les principaux produits utilisés sont donnés dans le tableau (Tab : III-2)

c)-Produits de pontage et protection localisée :

Le choix des produits doit tenir compte des paramètres suivants : la nature et l'état des supports, l'activité des fissures, la présence d'eau libre sous pression, ...

Les principaux produits utilisés sont donnés dans le tableau (Tab : III-3)

Type de produits	Avantages :	Inconvénients :
Coulis de ciment	<ul style="list-style-type: none"> • Faible coût. • Possibilité de mise en œuvre par Des moyens simples. 	<ul style="list-style-type: none"> • Retrait. • Ségrégation - Ressuage (produit hétérogène). • Utilisation délicate dans des fissures fines.
Silicates :	<ul style="list-style-type: none"> • Long temps d'injectabilité. • Viscosité réglable par addition d'eau. • Injection des fissures $\geq 0,2$ mm. 	<ul style="list-style-type: none"> • Retrait en milieu asséché. • Emploi délicat. • Injection de vides importants déconseillée.
Résines epoxydiques :	<ul style="list-style-type: none"> • Pas de retrait. • Excellente adhérence. • Faible viscosité. • Injection des fissures ≥ 0.2 mm. • Propriétés mécaniques élevées. • Bon comportement en présence d'humidité. • Prise et durcissement rapides. • Bon comportement aux agents Agressifs. 	<ul style="list-style-type: none"> • Emploi délicat • Coût élevé.
Résines polyester :	<ul style="list-style-type: none"> • Propriétés mécaniques élevées. • Faible viscosité. • Injection des fissures ≥ 0.2 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> • Produit inflammable. • Retrait. • Faible résistance à l'alcali du béton. • Adhérence sujette à caution. • Coût relativement élève. • Emploi délicat.
Résines polyuréthannes :	<ul style="list-style-type: none"> • Blocage provisoire de venues d'eau par formation de mousse. • En milieu sec possibilité, d'injecter des fissures actives avec des polyuréthannes souples. • Fissures $\geq 0,2$ mm. • Faible viscosité. 	<ul style="list-style-type: none"> • Léger retrait. • Sensibilité à l'eau. • Emploi délicat.
Résines acryliques :	<ul style="list-style-type: none"> • Fissures ≥ 0.2. • Faible viscosité. • Sous forme de gel. <ul style="list-style-type: none"> - Gonflent en présence d'eau. • Sous forme de résines : <ul style="list-style-type: none"> - Résistances chimiques élevées. - Résistances mécaniques élevées. 	<ul style="list-style-type: none"> • Sous forme de gel : <ul style="list-style-type: none"> - Nécessité pour éviter le retrait d'une présence d'eau permanente. - Adhérence faible. - Propriétés mécaniques faibles. • Sous forme de résine : <ul style="list-style-type: none"> - Retrait. - Coût relativement élevé.

Tab : III-1 Produits d'injection – Avantages et inconvénients

Type de produits	Avantages :	Inconvénients :
Mortiers de ciment	<ul style="list-style-type: none"> • Faible coût. • Facilité d'utilisation. • Admettent humidité du support. • Module d'élasticité équivalent à celui du support. 	<ul style="list-style-type: none"> • Rigidité : utilisation uniquement en fissures mortes. • Retrait.
Silicones	<ul style="list-style-type: none"> • Monocomposants. • Souples et élastiques. • Bonne tenue chimique. • Bonne tenue aux U.V. 	<ul style="list-style-type: none"> • Nécessitent généralement un primaire d'accrochage. • Problème de compatibilité éventuelle avec les revêtements ultérieurs.
Polyuréthanes	<ul style="list-style-type: none"> • Souvent monocomposants. • Utilisables souvent à sec sans primaire. • Souples et élastiques. 	<ul style="list-style-type: none"> • Sensibles à l'eau avant polymérisation (nécessitent l'utilisation d'un primaire pour isoler de l'humidité).
Polysulfures	<ul style="list-style-type: none"> • Souples et élastiques. • Bonne tenue chimique. • Bon vieillissement. 	<ul style="list-style-type: none"> • Nécessitent généralement un primaire. • En bicomposant, produit délicat d'utilisation.
Acryliques	<ul style="list-style-type: none"> • Monocomposants. • Souples. • Coût peu élevé. • En émulsion ne nécessitent pas de primaire même sur support Humide à l'application. 	<ul style="list-style-type: none"> • Faibles performances mécaniques. • Sensibles à eau pendant le séchage.
Butyls	<ul style="list-style-type: none"> • Faible coût. • Monocomposants. • Souples. 	<ul style="list-style-type: none"> • Problème de compatibilité éventuelle avec les revêtements ultérieurs. • Faibles performances mécaniques. • Faible adhésivité.
Epoxydes	<ul style="list-style-type: none"> • Admettent l'humidité du Support. • Bonne tenue chimique. • Ne nécessitent pas de primaire. • Module d'élasticité adaptable. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mauvaise tenue aux U.V. • Bicomposants.
Polyesters	<ul style="list-style-type: none"> • Bonne résistance chimique. • Possibilité de prise rapide. • Bonne tenue aux U.V. 	<ul style="list-style-type: none"> • Retrait. • Faible adhérence sur support humide. • Sensibilité à l'alcali du béton. • Bicomposantes.

Tab : III-2 Produits de calfeutrement – Avantages et inconvénients

Type de produits	Avantages :	Inconvénients :
Liants hydrauliques	<ul style="list-style-type: none"> • Faible coût. • Facilité d'utilisation. • Admettent l'humidité du Support. 	<ul style="list-style-type: none"> • Rigidité. • Réserve au faïençage et microfissuration.
Bitumes	<ul style="list-style-type: none"> • Faible coût. • Facilité d'emploi. • Autocollants à froid ou à chaud. 	<ul style="list-style-type: none"> • Nécessitent toujours une feuille de recouvrement. • Nécessité d'un support sec. • Ne résistent pas aux venues d'eau (contre-pression).
Acryliques	<ul style="list-style-type: none"> • Coût modéré • Résistent aux U.V. • En émulsion admettent humidité Du support. 	<ul style="list-style-type: none"> • Ne résistent pas aux venues d'eau (contre-pression). • Propriétés mécaniques moyennes.
Epoxydes	<ul style="list-style-type: none"> • Admettent généralement Humidité du support. • Bonne tenue mécanique. • Souplesse moyenne. • Peuvent être utilisés selon les Formulations <ul style="list-style-type: none"> - En revêtements armés. - En collage de feuilles. • Bonnes résistances mécaniques. 	<ul style="list-style-type: none"> • Bicomposants. • Tenue moyenne aux U.V.
Polyuréthannes	<ul style="list-style-type: none"> • Mono ou Bicomposants. • Gamme de souplesse étendue. 	<ul style="list-style-type: none"> • Nécessité d'un primaire. • Sensibilité à l'humidité. • Tenue moyenne aux U.V.

Tab : III-3 Produits de pontage et protection localisée – Avantages et inconvénients

d)-Produits du traitement généralisé :

Les produits utilisés dans le traitement généralisé sont des revêtements. Le choix d'un revêtement dépend du but de traitement, à savoir :

- Revêtements d'aspect : ils ont comme rôle la protection de leur support contre l'agression des agents naturels extérieurs. Les produits les plus couramment utilisés sont :
 - Revêtement à base de liants hydrauliques.
 - Revêtement à base de liants organiques.
- Revêtements d'imperméabilisation : leur rôle principal est d'empêcher la pénétration des eaux à l'intérieur du support.

- Revêtement d'étanchéité : Ce sont généralement des produits organiques souples qui offrent une étanchéité au support.
- Revêtements spécifiques pour une fonction particulière.

3-1-3-2-3-Matériel de traitement :

a)-Matériel d'injection :

Le matériel nécessaire pour effectuer une injection comporte les éléments suivants :

*** Le malaxeur :**

Le type de malaxeur et la vitesse de malaxage dépendent du produit choisi :

- Résines thermodurcissables : malaxage par agitateur électrique ou pneumatique, vitesse de malaxage < 300tours/minute.
- Coulis à base de liant hydraulique (ciment exclus) : malaxage par agitateur ou dans des cuves tournantes, vitesse de malaxage < 300tours/minute pour éviter l'occlusion d'air dans le mélange.
- Coulis de ciment sans adjuvants : malaxage par élise tournante, vitesse de malaxage >1500 tours/minute.

*** Les pompes ou les réservoirs d'injection :**

Il existe plusieurs pompes d'injections, les plus utilisées sont :

- Pompes monocomposants : elles sont utilisées dans le cas des liants hydrauliques ou dans le cas de plusieurs produits prémélangés avant d'être pompés.
- Pompes bicomposants : elles sont utilisées dans le cas des produits à 2 composantes qui ne sont pas prémélangés avant d'être pompés. Elles peuvent être constituées d'une pompe monocomposant et d'un pistolet mélangeur disposé près du point d'injection.
- Les pots à pression : ce sont des récipients fermés où le produit est pompé sous pression. Ils sont généralement utilisés pour les produits thermodurcissables
- Les réservoirs à simple pression gravitationnelle : ils sont placés au-dessus des injecteurs, les produits sont injectés sous effet gravitationnel, le débit doit être contrôlé.

* **Les liaisons pompes-injecteurs :**

Ce sont des flexibles adaptés aux injecteurs et à la pression utilisée. Ils peuvent être en caoutchouc, en Néoprène. Des tuyaux translucides sont utilisés pour véhiculer les produits thermodurcissables

* **Les injecteurs :**

Il existe deux catégories d'injecteurs :

- Les injecteurs collés : ils sont utilisés dans le cas d'injection à faible pression ou à faible débit. Leur forme est plate, composée d'un tube et d'une platine et peuvent couvrir une grande longueur de la fissure.
- Les injecteurs forés : ils sont utilisés dans le cas d'injection à grand débit et à des pressions > 0.5 MPa. Ils sont constitués par un tube muni d'un manchon en caoutchouc d'un dispositif d'écrasement permettant d'assurer l'étanchéité. Ce tube est placé dans les trous forés dans l'axe de la fissure.

b-Matériel de calfeutrement :

Le calfeutrement nécessite l'emploi de l'appareillage suivant :

- Des meuleuses électriques ou pneumatiques pour l'élargissement des lèvres de la fissure. L'élargissement peut s'effectuer manuellement.
- Un pistolet manuel ou pneumatique pour mettre en place le mastic de calfeutrement.

c-Matériel de pontages et protection localisée :

Le matériel le plus couramment utilisé est :

- Manuel : brosses, taloches, truelles, ...
- Appareils outils : pots à pression, pistolets, pompe à haute pression.

d-Matériel de protection généralisée :

L'appareillage utilisé dépend du type de liant :

- Pour les liants hydrauliques : bétonnières, malaxeurs à axe vertical, appareils de projection, pots de pression, ...
- Pour les liants organiques : matériel identique à celui du pontage.

3-1-3-2-4-Mode opératoire :

a)-Injection :

Les étapes à suivre pour effectuer une injection sont énumérées ci-dessous :

- Préparation du support : c'est le nettoyage des fissures de toutes les impuretés par l'utilisation d'air comprimé ou d'eau sous pression. Les taches de graisses ou d'huile sont éliminées par des détergents qui seront à leur tour neutralisés à la fin de l'opération. L'introduction d'une couche d'adhérence est parfois nécessaire suivant la nature du produit utilisé.
- Préparation de l'injection : Elle se traduit par le cachetage externe de la fissure et le placement des injecteurs le long des fissures.
- Injection des produits : Introduction du produit dans les fissures.

b)-Calfeutrement :

Le calfeutrement est réalisé en deux étapes :

- Préparation des supports : Elle comporte l'élargissement des lèvres de la fissure puis son nettoyage par brossage ou par soufflage à l'air.
- Mise en œuvre du produit de calfeutrement : Le produit doit être bien serré entre les deux lèvres puis taloché selon la finition voulue.

c)-Pontage et protection localisée :

L'opération de pontage comporte aussi deux étapes :

- Préparation des supports : c'est l'élimination de toute trace de peinture, de laitance, de produits gras et le décapage les surfaces à traiter.
- Mise en œuvre des produits : Après la mise en place et durant le durcissement, il faut éviter les agressions extérieures.

d)-Traitement généralisé :

Le mode opératoire dépend des prescriptions spécifiques à chaque revêtement de protection.

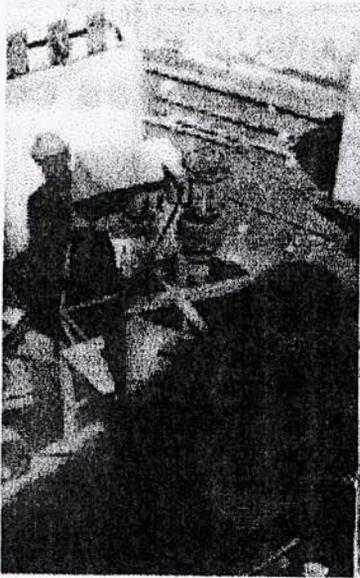


Fig : III-14 Cuve avec agitateur

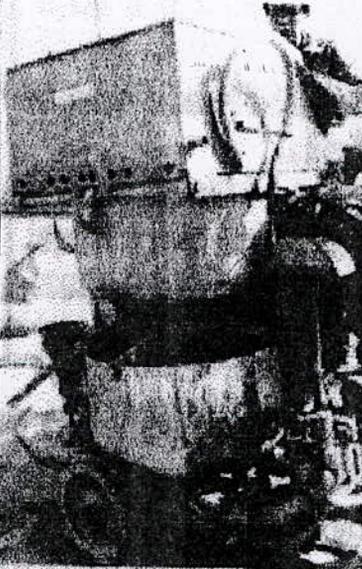


Fig : III-15 Malaxeur

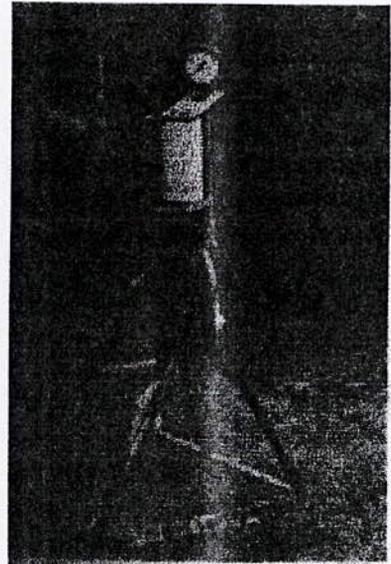


Fig : III-16 Pompe à injection



Fig : III-17 Dépoussiérage des fissures



Fig : III-18 Préparation des fissures

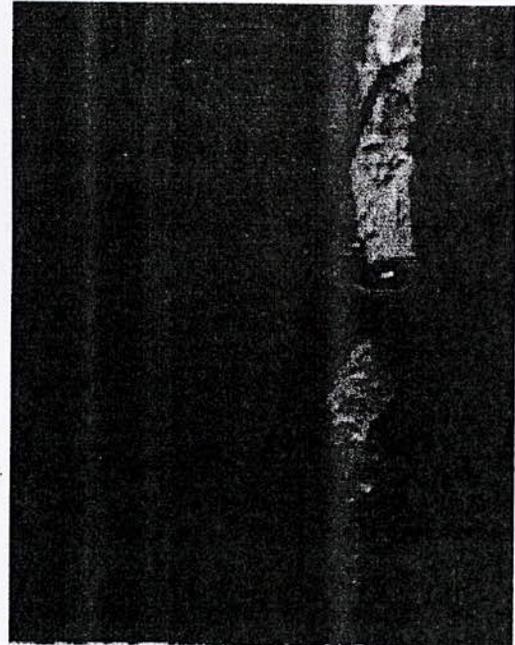


Fig : III-19 Mise en place des injecteurs

3-1-4-La précontrainte additionnelle :

3-1-4-1-Domaine d'application :

La technique de la précontrainte additionnelle s'applique à des ouvrages déjà précontraints ou non. Cette technique s'emploie dans les cas suivants :

- Ouvrages en béton précontraint présentant des insuffisances à la flexion ou à l'effort tranchant.
- Voile et âmes de poutres présentant des insuffisances vis à vis de l'effort tranchant et de la torsion.
- Pièces en béton armé avec aciers défailants.
- Ouvrages en maçonnerie.

3-1-4-2-Matériaux et composantes utilisées :

Les matériaux utilisés dans le cas de la précontrainte additionnelle sont :

- Aciers : ils sont divisés en deux catégories :
 - Aciers (ou câbles) de mise en précontrainte à haute résistance et munis de protection contre la corrosion avec un tracé rectiligne ou polygonal. (Voir Fig : III-20)
 - Boulons de serrage à haute résistance.
- Conduites : elles peuvent se présenter en :
 - Tube en acier protégé contre la corrosion de 2mm d'épaisseur.
 - Gaine souple en matière plastique de 3mm d'épaisseur.
 - Passage foré dans le béton.
- Ciments, adjuvants, produit de calage et de collage (liants hydrauliques).
- Graisses d'injection.
- Accessoire : ancrages, déviateurs, selle d'appuis, ... (Voir Fig : III-21 ; Fig : III-22)

3-1-4-3-Mise en œuvre :

La mise en œuvre de la précontrainte additionnelle passe par les étapes suivantes :

3-1-4-3-1-Forage :

Des forages pour abriter les câbles et conduites de précontrainte sont indispensables. Deux types de procédures peuvent être utilisés :

- Foration : elle est effectuée à l'aide de perforatrice pour des diamètres < 2.5 cm.
- Carottage : il est réalisé à l'aide d'un appareil de carottage. Il offre une meilleure précision et évite-la création de désordre local au niveau des trous réalisés.

3-1-4-3-2-Mise en place des bossages et des déviateurs :

La réalisation ou la mise en place des bossages d'ancrage et des déviateurs doit être précédée par une préparation du support par sablage ou lavage à l'eau à haute pression. Une couche de contact (mortier ou résine) doit être mise entre le support et les pièces additionnées pour éviter un contact par point dur entre les deux.

3-1-4-3-3-Implantation des conduites :

Dans le cas où les gaines sont nécessaires, elles doivent avoir un raccord étanche entre elles par soudure, collage, monchonnage, ...

3-1-4-3-4-Mise en place des armatures :

C'est une opération délicate où il faut éviter les frottements et la cassure des armatures.

3-1-4-3-5-Réalisation des ancrages :

Deux points doivent être vérifiés :

- L'orthogonalité des ancrages et des conduites.
- Le bon contact entre les ancrages et les surfaces d'appuis.

Suivant le type de bossage et la nature du support, le coefficient «K» défini par le rapport :

$$K = \frac{\text{Effort à reprendre // au plan repris «P»}}{\text{Effort à reprendre } \perp \text{ au plan repris «N»}}$$

doit être égal à l'une des valeurs suivantes :

- Bossage en béton frais sur béton durci : 0.50
- Bossage en béton préfabriqué sur béton durci : 0.33
- Bossage en acier sur béton frais : 0.30
- Bossage en acier sur béton durci : 0.25

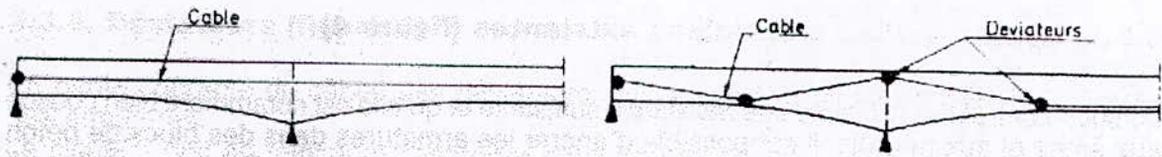
(Voir Fig : III-23)

3-1-4-3-6-Mise en tension :

Les armatures longitudinales sont généralement placées à l'extérieur de la structure. Leur mise en tension se fait conformément aux valeurs suivantes :

- 75% de la force à la rupture pour les files et les torons
- 70% de la force à la rupture pour les barres.

Pour les armatures présentant des longueurs réduites, la tension de serrage doit tenir compte des pertes de tension dues au raccourcissement des armatures et au fluage du béton. Une protection des armatures doit être effectuée à la fin des travaux.



(a) tracés rectilignes (b) Tracés polygonaux
Fig : III-20 Tracés des câbles de précontraintes

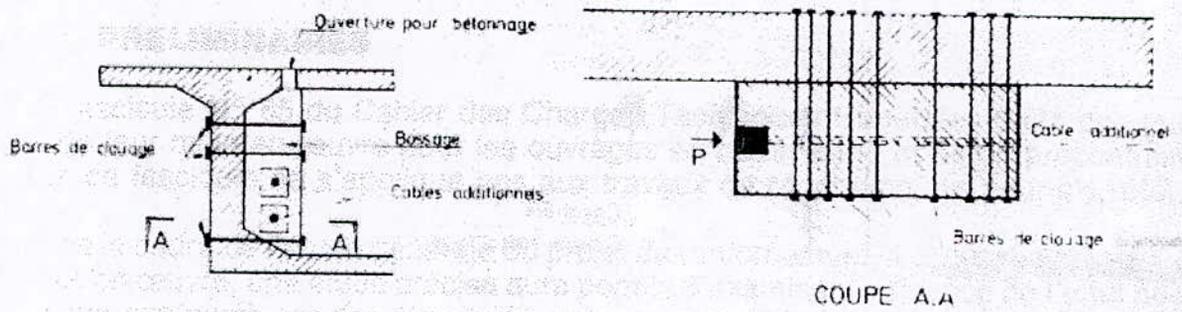


Fig : III-21 Coulage du bossage sur l'âme d'entretoise

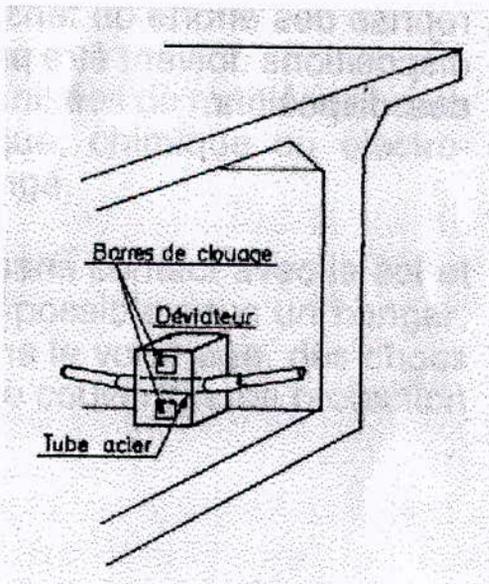


Fig : III-22 Déviateur

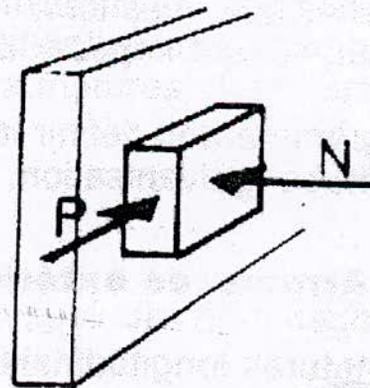


Fig III-23

3-2-Reparation et renforcement des éléments :

3-2-1-Poteaux :

Les techniques les plus utilisées pour la réparation et/ou le renforcement des poteaux sont les suivantes :

3-2-1-1-L'injection :

Elle est utilisée dans le cas où les seuls désordres apparents sur les poteaux sont des fissures. Les injecteurs sont disposés sur le tracé des fissures autour du poteau. Le réglage du débit, la pression d'injection et l'espacement des injecteurs dépendent de l'importance des ouvertures.

3-2-1-2-Le gainage :

Le gainage du béton peut s'effectuer par deux méthodes :

3-2-1-2-1-Le gainage métallique :

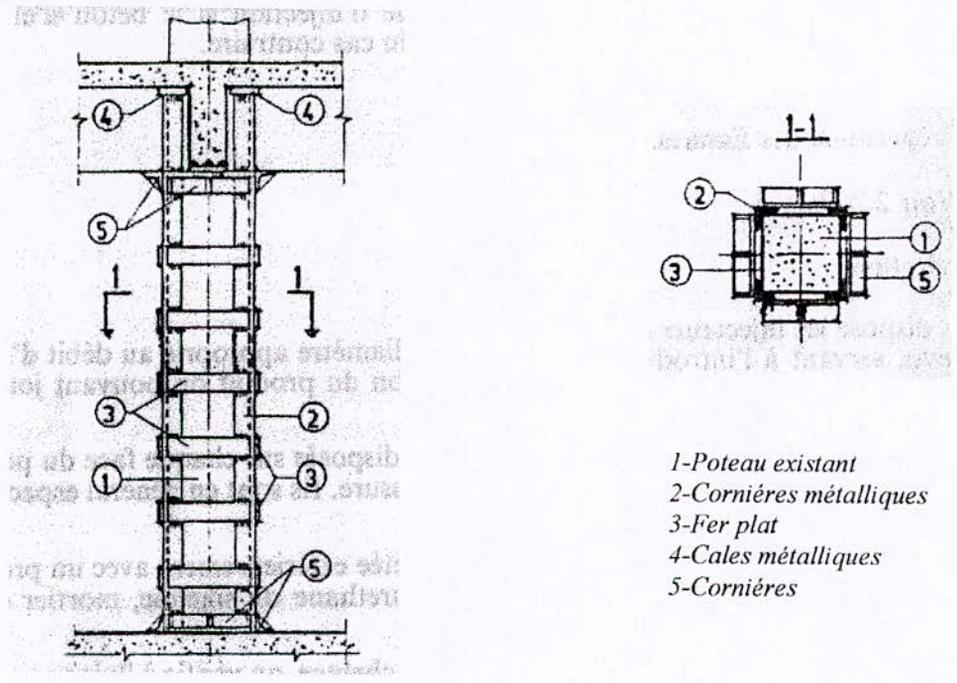
Il se traduit par la réalisation d'un coffrage métallique au tour du poteau à l'aide de fers plats et de cornières. Cette méthode est généralement utilisée dans le cas d'écrasement localisé et elle peut être associée à une injection. Le poteau est en suite recouvert par un enduit de ciment. (Voir Fig : III-24)

3-2-1-2-2-Le gainage en béton armé :

Le poteau est enfermé dans une gaine de béton. Le gainage se fait sur une partie des parements ou sur la périphérie du poteau. Le dernier cas est conseillé si l'espace tout autour du poteau est suffisant. La mise en place du béton peut être réalisée par coulage ou par projection. La préparation du support (béton et acier) constitue une opération primordiale pour obtenir une bonne réparation. Le béton détérioré et les aciers corrodés doivent être enlevés. La surface du support doit être nettoyée avant la mise en place des nouveaux aciers et du nouveau béton.

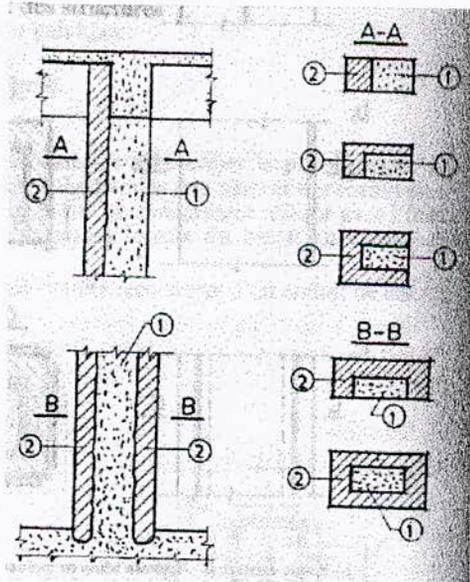
Le béton est mis en place par vibration, le diamètre des granulats est fonction de l'espace disponible.

Les figures (Fig : III-25 ; Fig : III-26 ; Fig : III-27 ; Fig : III-28) représentent les différentes dispositions de gainage.



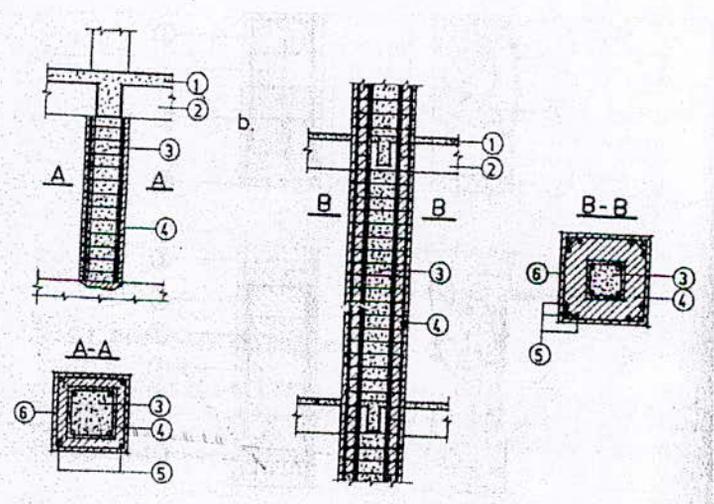
- 1-Poteau existant
- 2-Cornières métalliques
- 3-Fer plat
- 4-Cales métalliques
- 5-Cornières

Fig : III-24 Gainage métallique d'un poteau endommagé.



- 1-Poteau existant
- 2-Gaine en béton

Fig : III-25 Différentes dispositions de gainage



- 1-Plancher
- 2-Poutre
- 3-Poteau existant
- 4-Gaine
- 5-Armature longitudinale ajouté
- 6-cadre ajouté

Fig : III-26 Gainage traversant un plancher

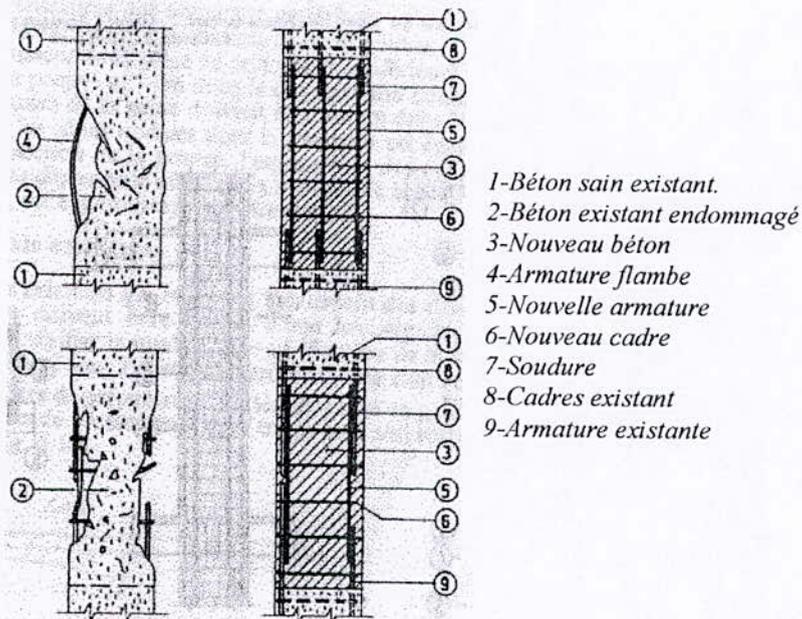


Fig : III-27 Remplacement des armatures

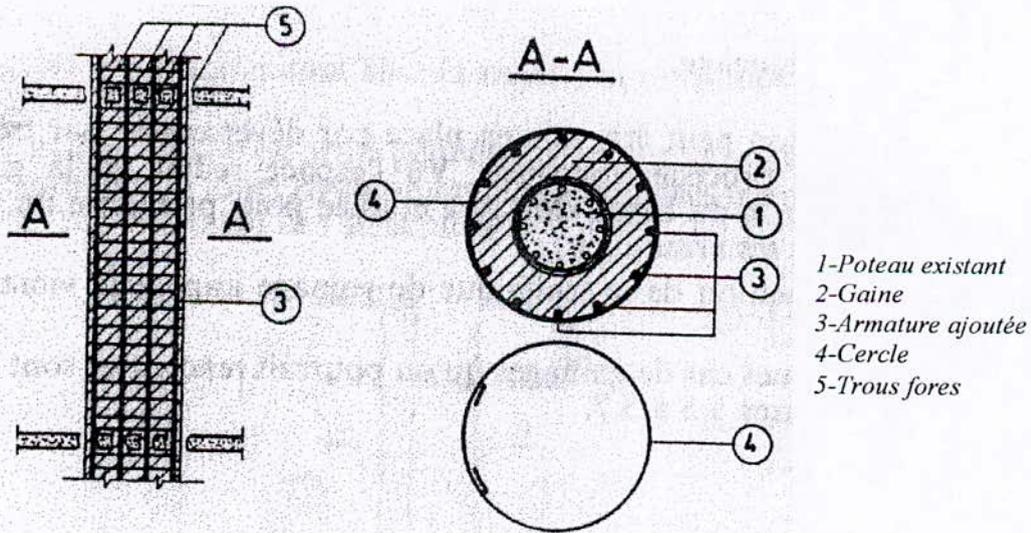


Fig : III-28 Gainage d'un poteau circulaire

3-2-2-Poutre :

Les principales techniques utilisées pour la réparation des poutres sont :

3-2-2-1-Le gainage :

Le gainage peut être réalisé uniquement sur la retombée de la poutre comme il peut envelopper toute la poutre. Les nouveaux matériaux doivent avoir une résistance supérieure ou égale à celle des matériaux existants. Les aciers longitudinaux seront ancrés dans les poteaux tout en respectant les critères de dimensionnement et d'espacement.

Les figures (*Fig : III-29 ; Fig : III-30 ; Fig : III-31*) illustrent les cas les plus couramment recommandés.

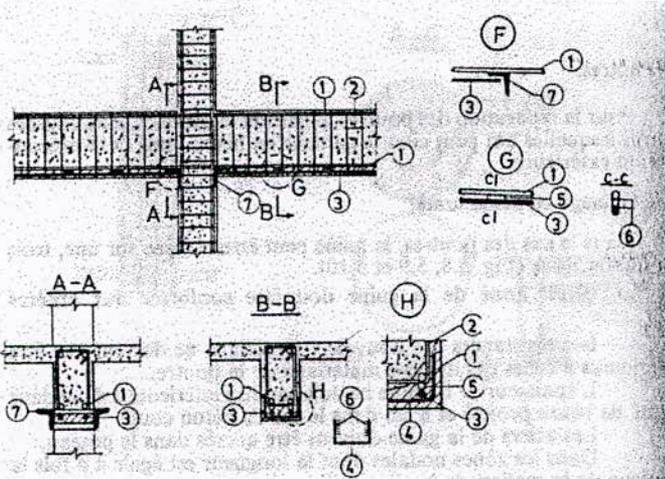
3-2-2-2-La précontrainte extérieure :

Elle est utilisée dans le cas d'apparition de désordre local ou dans le cas d'une forte sollicitation localisée. L'ancrage des câbles est réalisé soit directement sur la structure ou à l'aide des bossages d'ancrages.

La figure (*Fig : III-32*) montre l'utilisation de la précontrainte dans le cas d'une dégradation locale.

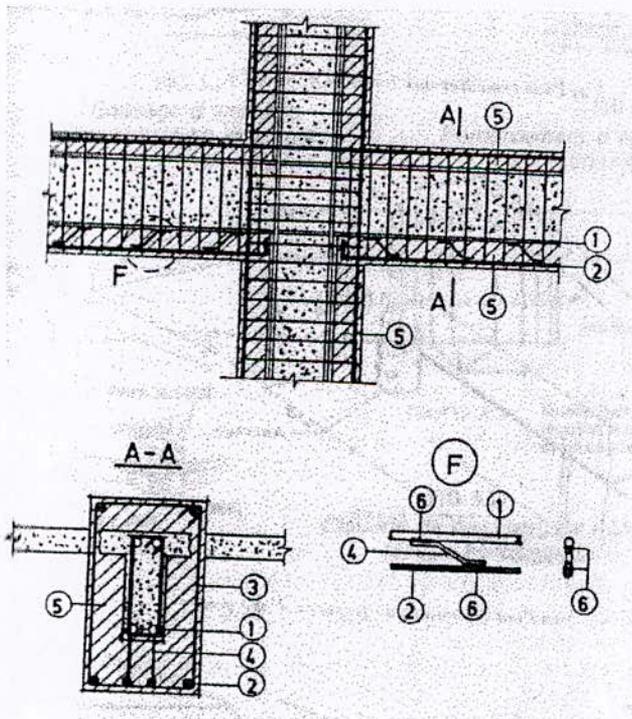
3-2-2-3-Restitution de la capacité portante vis à vis des charges verticales :

L'utilisation de tiges métalliques et de cadres extérieurs permet de restituer à une poutre sa résistance à l'effort tranchant. Les cadres peuvent être verticaux ou inclinés. La disposition réglementaire est illustrée sur la figure (*Fig : III-33*).



- 1-Armatures existantes
- 2-cadres existants
- 3-Armatures ajoutées
- 4-cadres ajoutés
- 5-Dane de connexion soudée
- 6-Soudure
- 7-Corniere

Fig : III-29 Gainage de la retombée de poutre



- 1-Barre existante
- 2-Nouvelles barres
- 3-Nouveaux cadres
- 4-Tige de connexion soudée
- 5-Gaine
- 6-Soudure

Fig :III-30 Gainage enveloppant la poutre

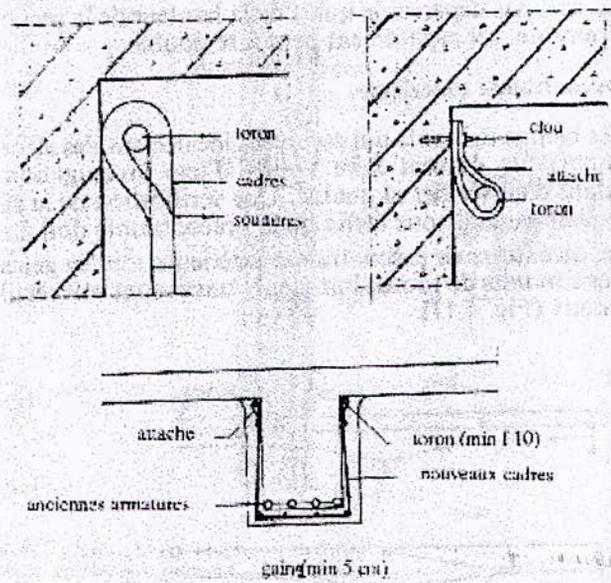


Fig : III-31
Gainage de poutre
par le béton projeté

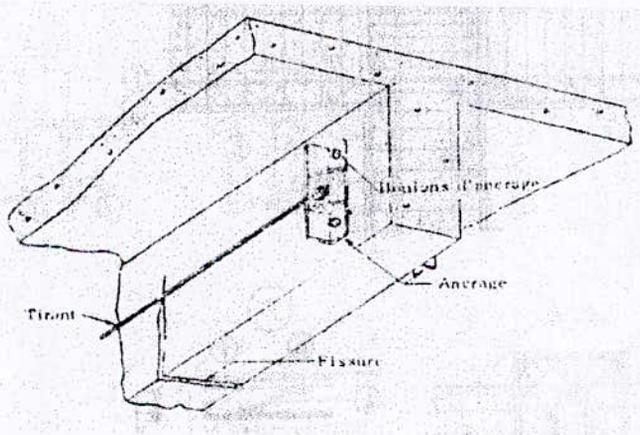
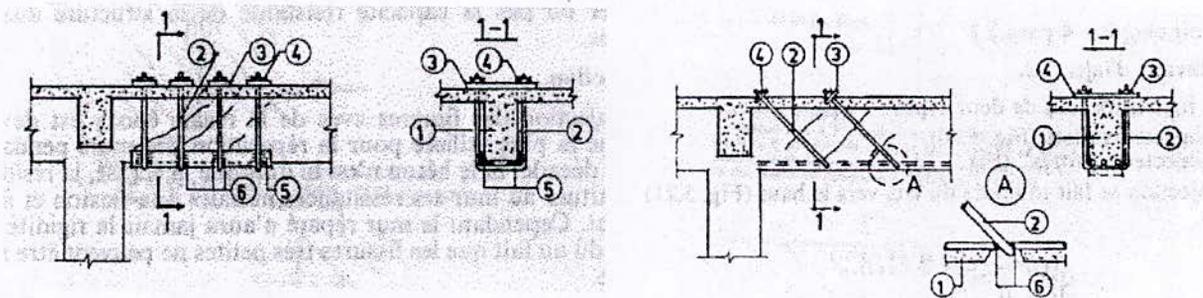


Fig : III-32 Précontrainte
extérieure pour remédier à la
fissuration



(a) Cadres verticaux

(b) Cadres inclinés

1-Poutre existante 2-Agrafe métallique 3-Fer plat 4-Ecrou 5-Cornière 6-Soudure

Fig : III-33 Renforcement des poutres par des agrafes métalliques

3-2-3-Voiles :

Les techniques de réparation dans le cas des voiles est fonction de la nature des désordres.

3-2-3-1-Injection :

Elle est utilisée dans le cas de fissuration du voile sans présence de dislocations. La résine epoxydique est la plus utilisée. L'injection se fait des fissures les plus basses vers les plus hautes.

3-2-3-2-Gainage :

Si le voile présente des dégradations importantes, le gainage devient la technique la plus adéquate pour restituer au voile sa résistance initiale. Les zones disloquées doivent être préparées, le nouveau béton et les nouveaux aciers doivent présenter d'une résistance identique à celle du support. Le béton est généralement mis en place par projection et les aciers sont soumis aux critères de dimensionnement et d'espacement. La solution la plus recommandée consiste à gainer les deux faces du voile et, dans certain cas, à rigidifier ses extrémités par des potelets.

La figures (Fig : III-34 ; III-35) montrent les différents cas possibles.

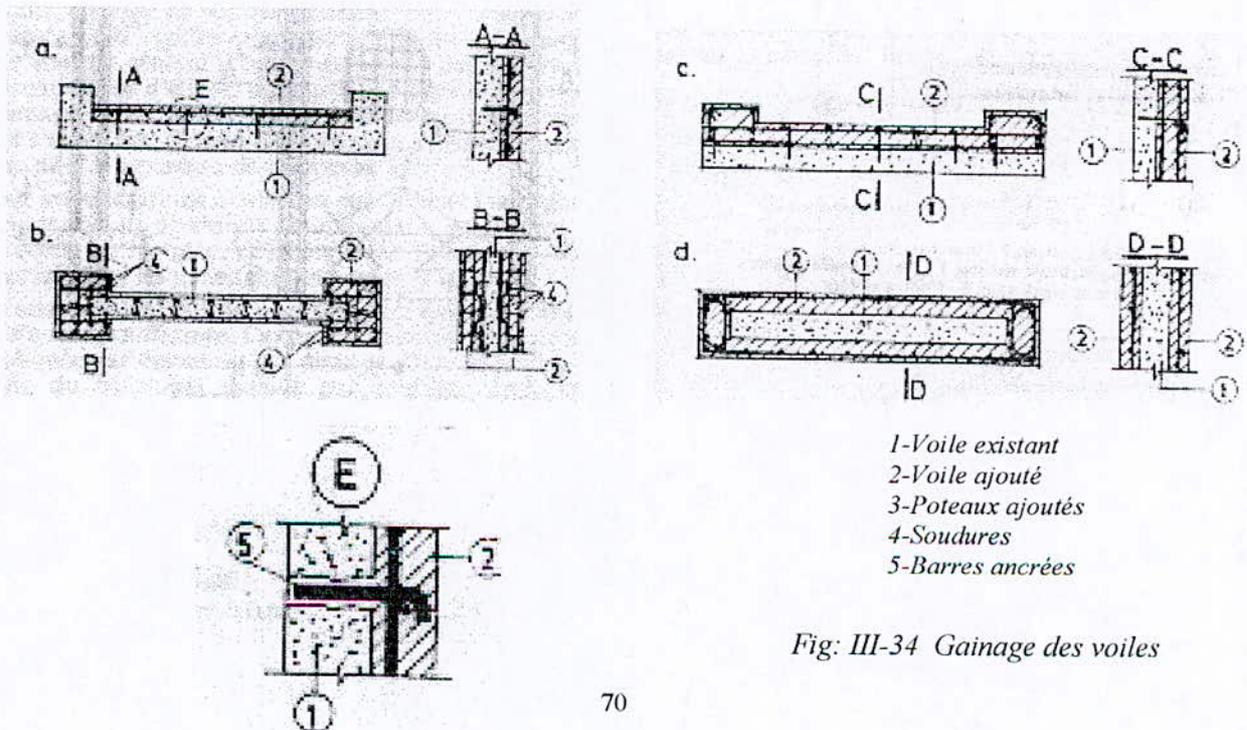
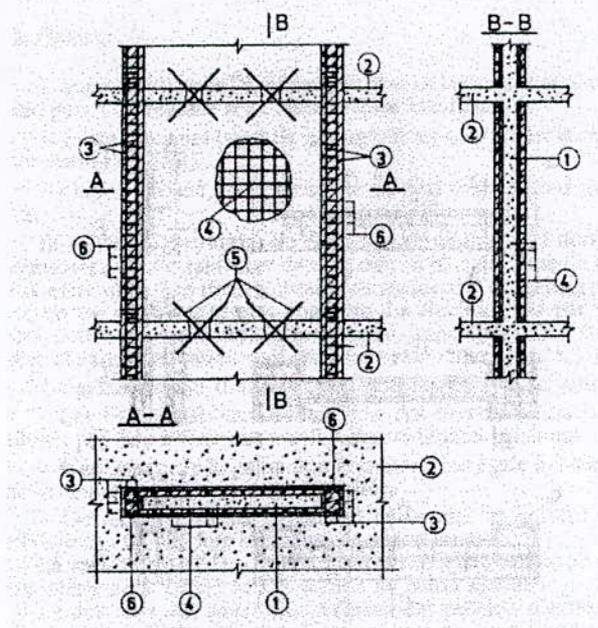


Fig: III-34 Gainage des voiles



- 1-Voile existant
- 2-plancher existant
- 3-Armature longitudinale ajoutée
- 4-Treillis soudé ajouté
- 5-Barres de connexions
- 6-Cadres ajoutés

Fig : III-35 Ancrage des nouveaux aciers

3-2-4-Plancher :

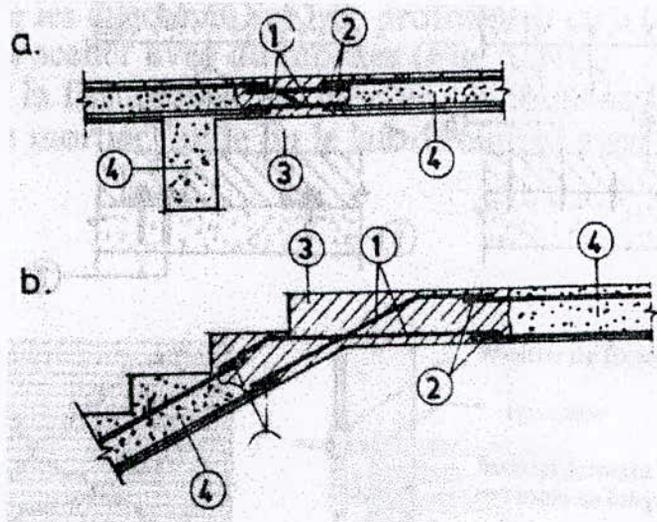
La dégradation affectant les planchers est localisée au niveau des ouvertures. Les solutions préconisées sont fonction de l'importance des dégâts relevés.

3-2-4-1-Injection :

L'injection est conseillée dans le cas où le plancher est simplement fissuré (utilisation des résines epoxydiques).

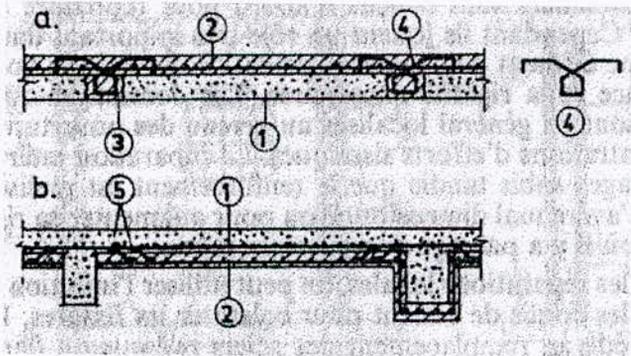
3-2-4-2-Gainage :

Le gainage se fait sur toute la surface du plancher (au-dessous par projection ou au-dessus par coulage). Le support doit être préparé convenablement et les aciers nouveaux sont liés à la structure existante en respectant les conditions de dimensionnement et d'espacement. Les figures (*Fig : III-36 ; Fig : III-37*) illustrent quelques cas envisagés.

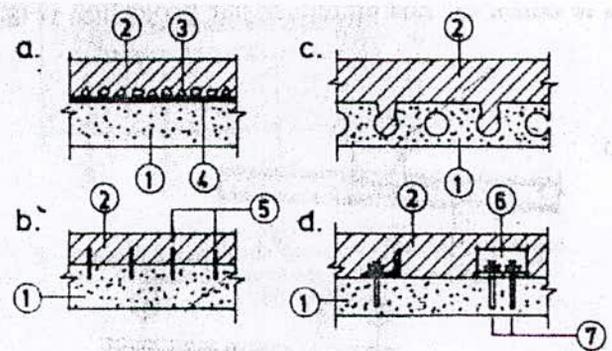


1-Armatures ajoutée
2-Soudure
3-Béton ajouté
4-Béton existant

Fig : III-36 Gainage local



1-Plancher existant
3-Reservations
5-Barre de connexion soudée



2-Armature ajoutée
4-Barre coudée ancrée

Fig : III- 37 Gainage complet du plancher

3-2-5-Murs en maçonnerie :

Les murs en maçonnerie peuvent être fissurés, disloqués ou entièrement endommagés. La méthode de réparation de ces murs est fonction de l'importance des désordres.

3-2-5-1-Injection et restitution des éléments dégradés :

La technique dépend de l'ouverture des fissures et de leur orientation :

- Dans le cas de fissures dont l'ouverture est comprise entre 0.3mm et 10mm, la technique utilisée consiste à injecter du mortier de ciment très fluide.

==== Chapitre III ==== Réparation et renforcement des ouvrages =====

L'injection se fait sous une pression de 30Bars. (Voir Fig : III-38)

- Dans le cas de fissures verticales à ouverture supérieure à 10mm avec briques et moellons adjacents détériorés, il faut les remplacer par des éléments nouveaux (mis en place par du mortier riche en ciment) ou par du béton avec des fers ronds ou des fers plats en forme de «U» (cavaliers). (Voir Fig : III-39)
- Dans le cas où les fissures sont inclinées (ouverture supérieure à 10mm), l'introduction de potelets dans le mur pour le rigidifier est la solution la plus adéquate. (Voir Fig : III-40)

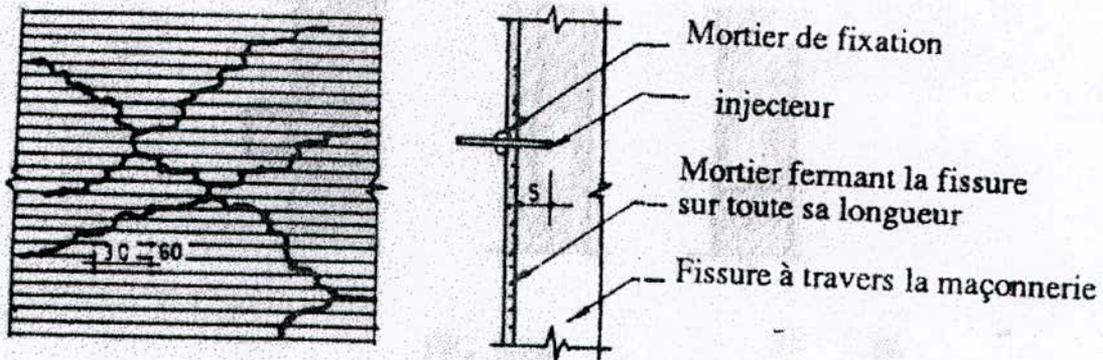


Fig :III-38 Injection des fissures

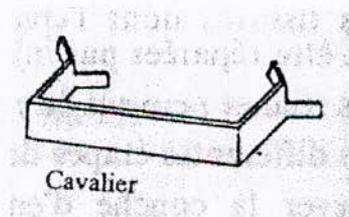
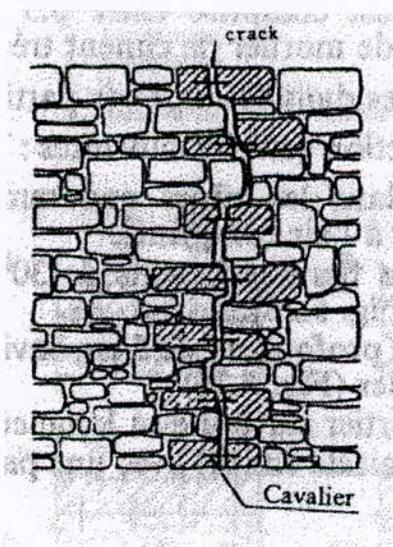


Fig : III-39 Restitution d'éléments disloqués et jonction par cavalier

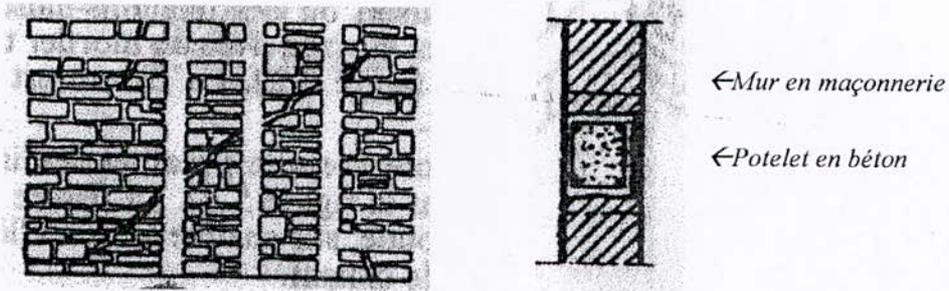


Fig : III-40 Perforation des colonnes dans le mur pour la réalisation des potelets

3-2-5-2-Réparation des intersections de murs :

Les zones d'intersections peuvent être réparées ou renforcées par l'une de ces méthodes :

- Placer des briques ou des moellons de liaisons. (Voir Fig : III-41)
- Introduire des fers plats et remplir les fissures par du mortier de ciment. (Voir Fig : III-42)
- Réalisation de chaînage en béton armé au niveau des intersections. (Voir Fig : III-43)

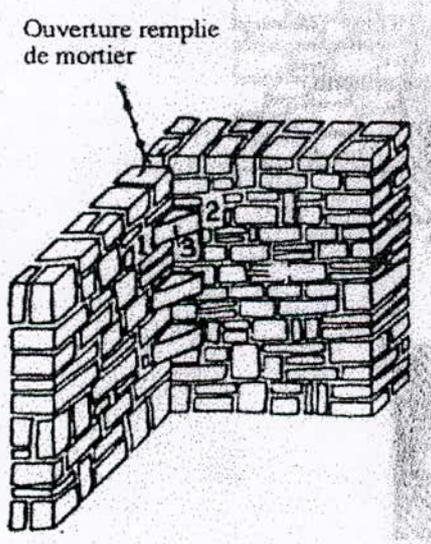


Fig :III-41 Briques ou moellons de liaison

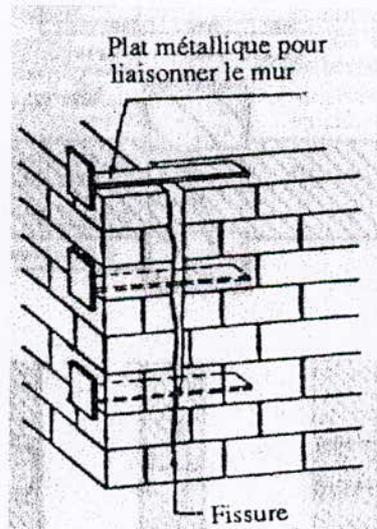


Fig : II-42 Liaison par fers plats

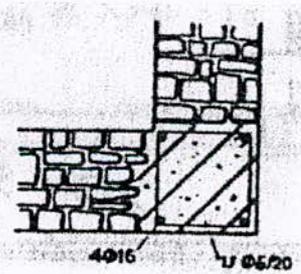


Fig : III-43 Chaînage en béton arme

3-2-5-3-Gainage :

Il est utilisé lorsque le mur présente des désordres très importants. La gaine de béton ajoutée rigidifie le mur et augmente le contreventement de ce dernier. Le béton est mis en place par projection. Il doit être lié au mur par des scellements traversant ce dernier (en nombre de 4/m²). L'épaisseur de la gaine dépend du type de matériaux constituant le mur. (Voir Fig : III-44)

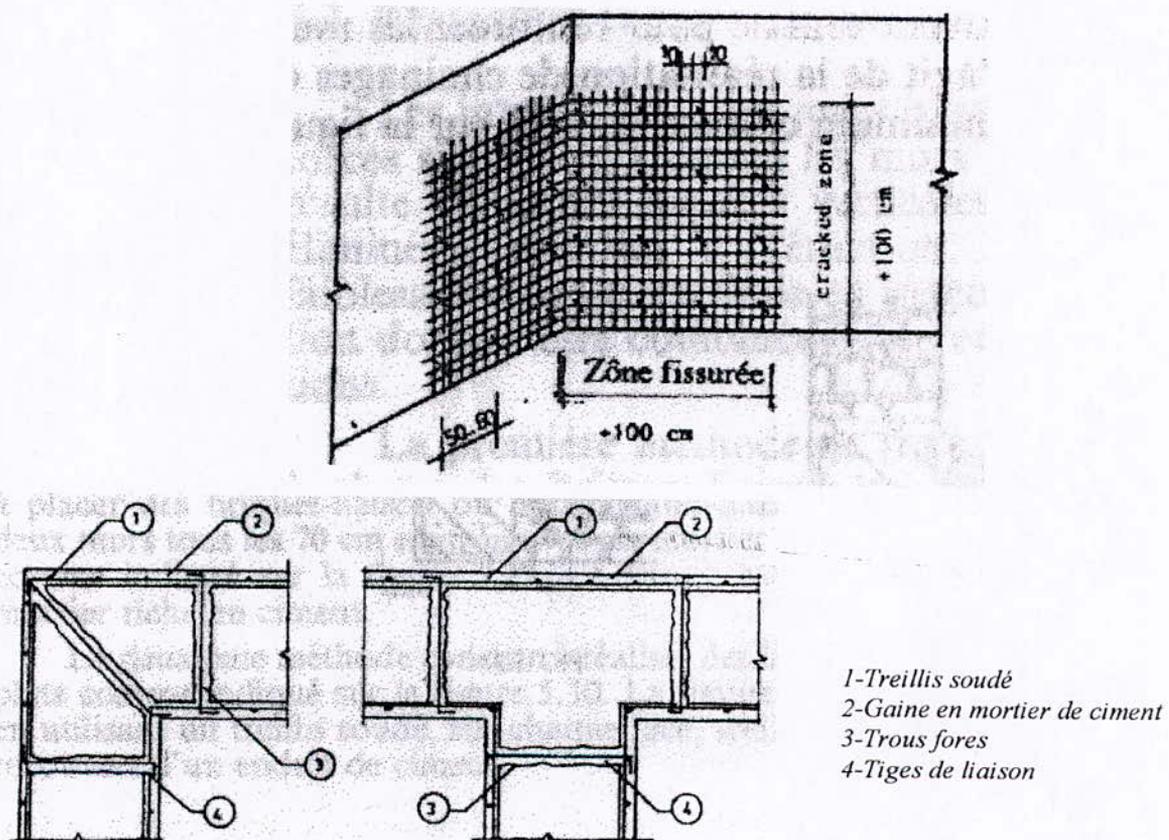


Fig :III-44 Gainage d'un mur en maçonnerie

3-2-5-4-Précontrainte extérieure :

Elle est utilisée pour remédier à la fissuration des murs. (Voir Fig : III-45)

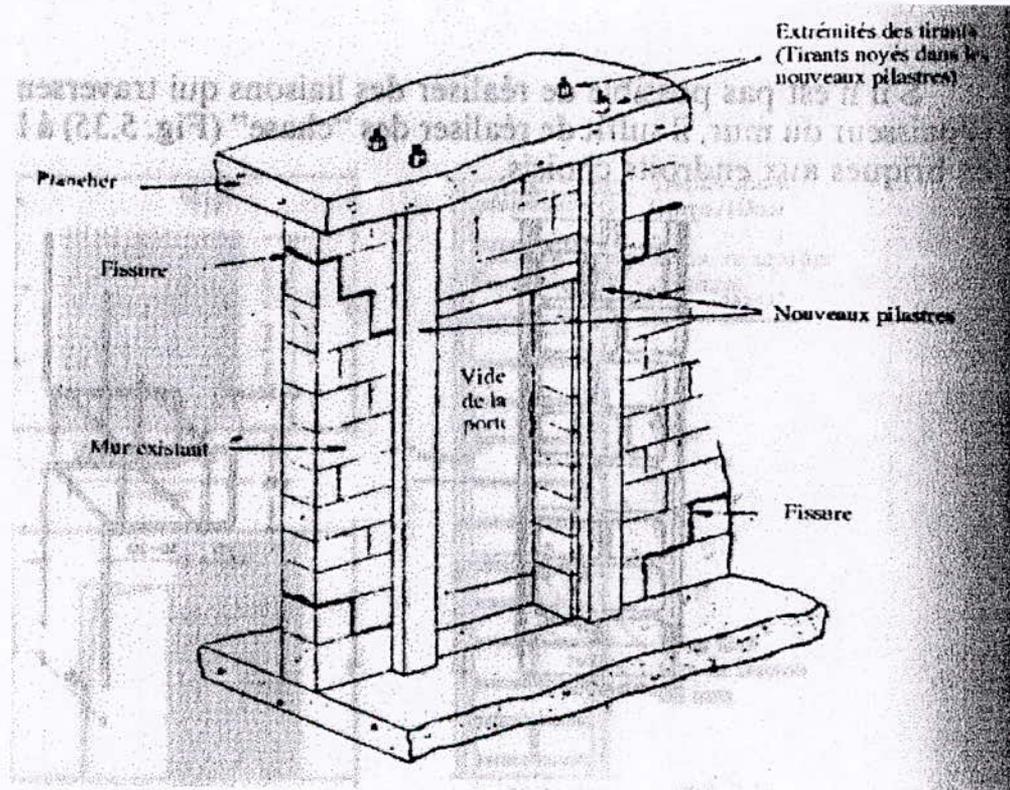


Fig : III-45 Précontrainte extérieure dans les murs

3-3-Renforcement des structures :

3-3-1-Généralités :

Le renforcement d'une structure consiste à rajouter des éléments additionnels pour augmenter sa résistance. Les éléments ajoutés peuvent être incorporés dans la structure ou collés aux anciens et qui sont :

- Voiles en béton armé à l'intérieur des portiques
- Voiles en béton armé incorporés dans une structure en murs porteurs.
- Portiques introduits dans des portiques.
- Palées triangulées à l'intérieur des portiques.
- Des tôles collées.

Ces éléments modifient le comportement dynamique des structures et entraînent une nouvelle répartition des efforts. Une vérification de la structure au séisme est nécessaire pour sa sécurité et sa stabilité.

Le choix des éléments dépend des points suivants :

- Eviter la concentration des efforts dans les sections de faible résistance.
- Donner une configuration symétrique à la nouvelle structure.
- Réaliser soigneusement les liaisons entre la structure existante et les éléments ajoutés.

3-3-2-Renforcement par des murs en béton armé :

Les murs en béton armé sont placés à l'extérieur ou à l'intérieur de la structure :

- S'ils sont placés à l'extérieur, la réalisation est facile, le seul inconvénient majeur est la liaison avec les planchers. (*Voir Fig : III-46*)
- S'ils sont placés à l'intérieur, ils doivent assurer une bonne liaison entre eux et la structure par des barres (verticales ou diagonales) ancrées dans les murs et les planchers.

(*Voir Fig : III-47*)

Le mur est réalisé soit par coulage sur place ou par projection.

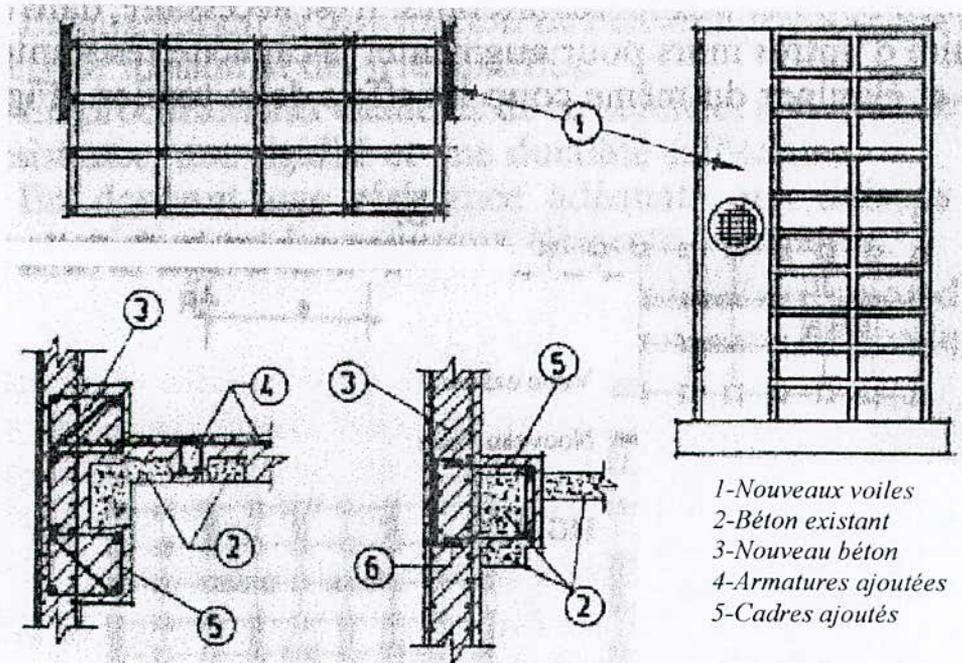


Fig :III-46 Renforcement par voile extérieure

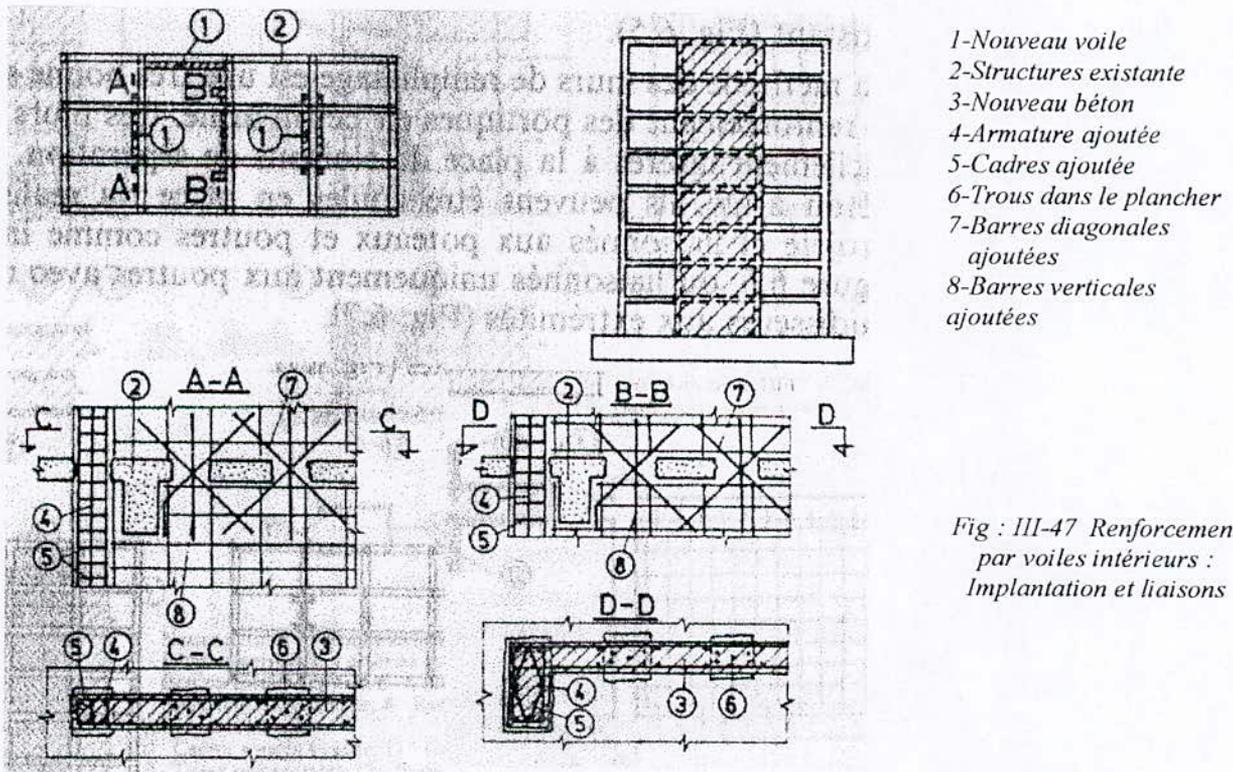


Fig : III-47 Renforcement par voiles intérieurs : Implantation et liaisons

3-3-3-Renforcement par des murs de remplissage :

Cette technique est utilisée dans le cas des structures en portique. Les murs peuvent être en béton armé ou en maçonnerie. L'inconvénient de cette méthode est la réalisation des liaisons entre murs et portiques. Les figures (Fig : III-48 ; Fig : III-49) donnent quelques exemples de liaisons.

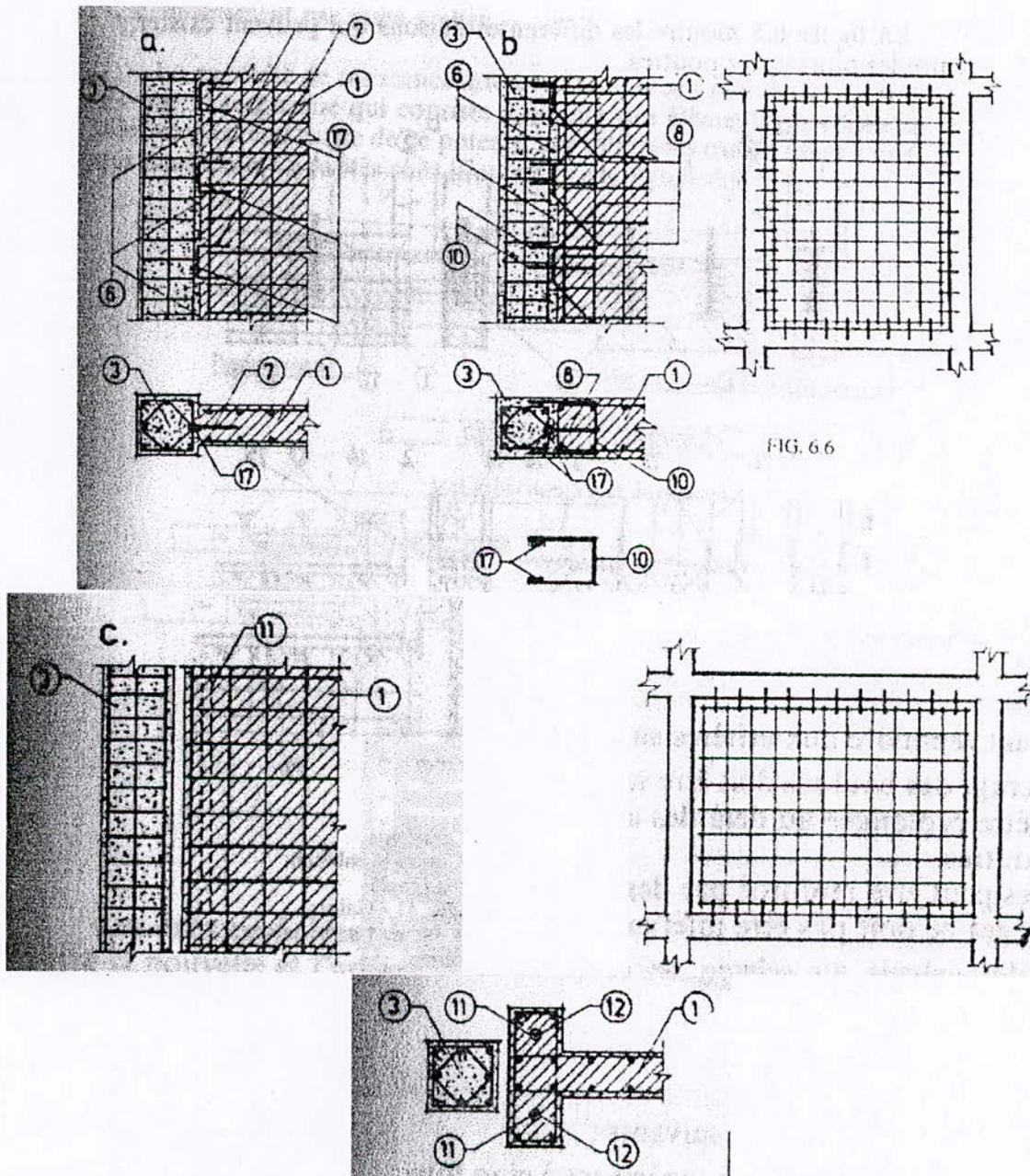


Fig :III-48 Liaisons mur de renforcement-poutre/poteau

(Voir nomenclature de la figure III-49)

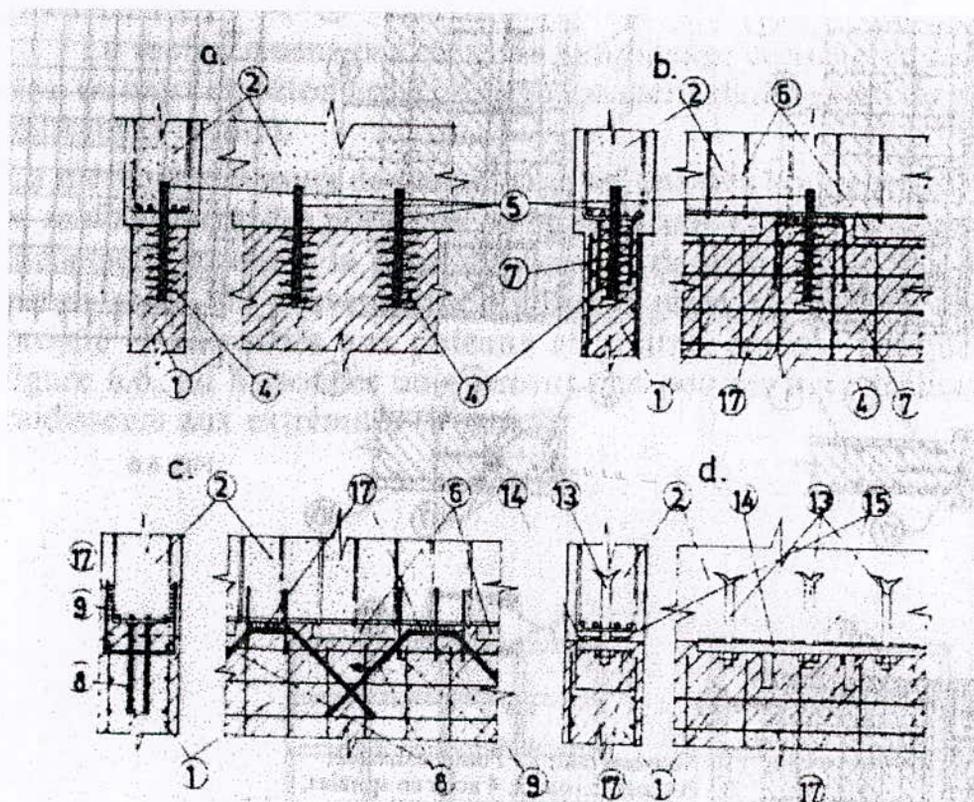


Fig : III-49 Liaison mur de renforcement-poutre

- | | |
|------------------------------|--------------------------------|
| 1-Nouveau mur | 2-Poutre existante |
| 3-Poteaux existants | 4-Acier en spirale |
| 5-Boulon scellé à l'époxy | 6-Crampon en béton |
| 7-Barre d'ancrage soudée | 8-Barre d'ancrage en diagonale |
| 9-Etriers soudés ajoutés | 10-Cadres soudés ajoutés |
| 11-Gaine | 12-Tirant précontraint |
| 13-Boulon d'ancrage | 14-Armature de liaison |
| 15-Colle époxy | 16-Fers plats enrobés |
| 17-Soudure | 18-Barre diagonale ajoutée |
| 19-Barre horizontale ajoutée | |

Les liaisons doivent respecter les conditions suivantes :

- La longueur des ancrages est supérieure à cinq fois le diamètre des boulons d'ancrages.
- Les ancrages sont prolongés au-delà des armatures longitudinales des portiques.
- Les liaisons doivent être vérifiées au séisme.

3-3-4-Renforcement par murs à ailes :

Lorsqu'on veut augmenter la résistance latérale d'un poteau vis à vis des efforts sismiques ou lorsque les conditions d'exploitation ne permettent pas la réalisation d'un mur de renforcement complet, on peut se contenter de la réalisation d'éléments de voiles ou ailes de part et d'autres des poteaux tout en assurant une liaison correcte entre les deux.

La figure (Fig : III-50) montre les différents cas possibles.

Les nouveaux éléments doivent aussi être ancrés dans l'infrastructure. (Voir Fig : III-51)

3-3-5-Renforcement par des palées triangulées:

Ils sont introduits dans les portiques de façade présentant de grandes ouvertures. Ces éléments sont en béton armé ou en acier et doivent être convenablement liés à la structure existante. (Voir Fig III-52)

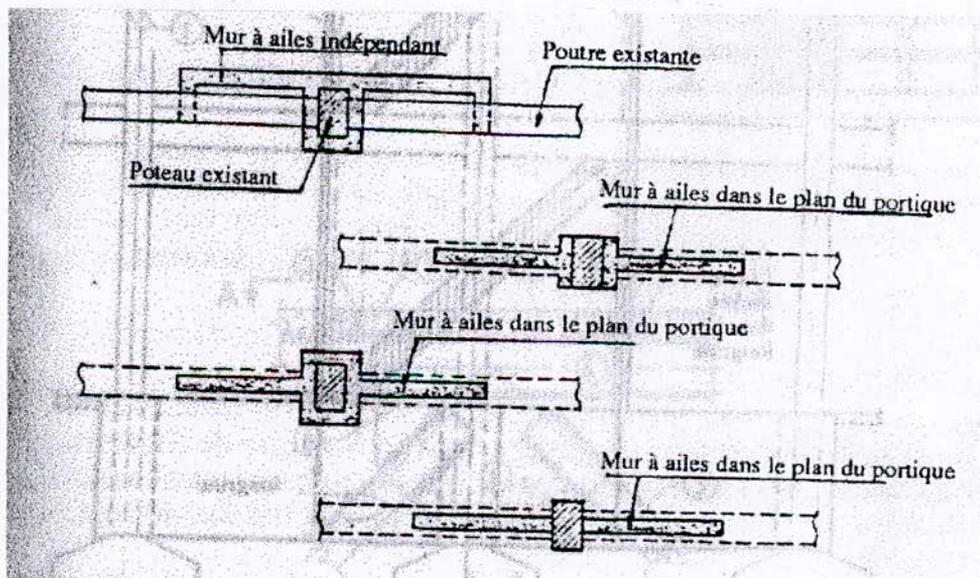


Fig :III-50 Renforcement par des murs à ailes

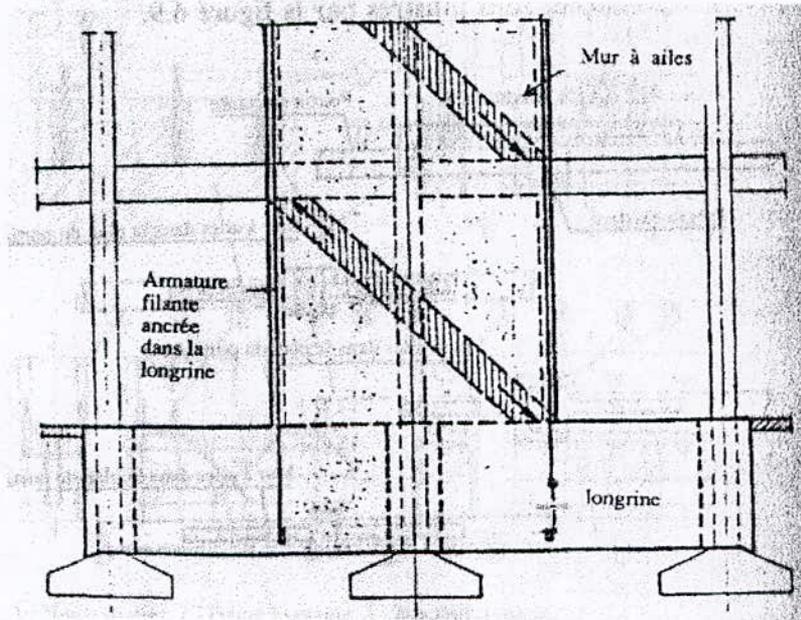


Fig :III-51 Ancrage des murs à ailes dans les longrines

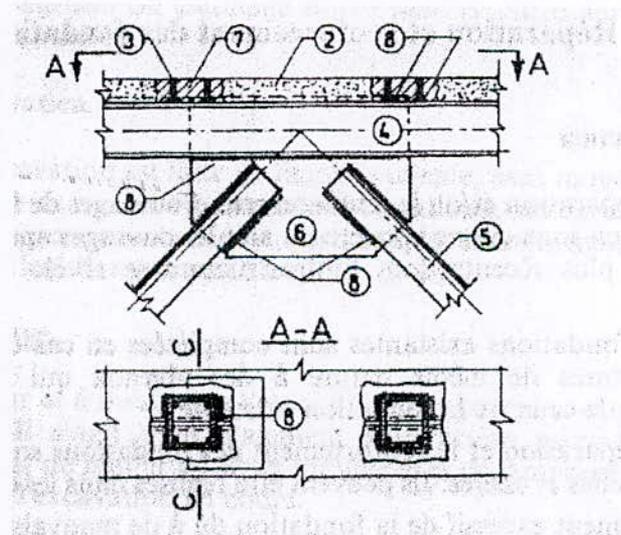
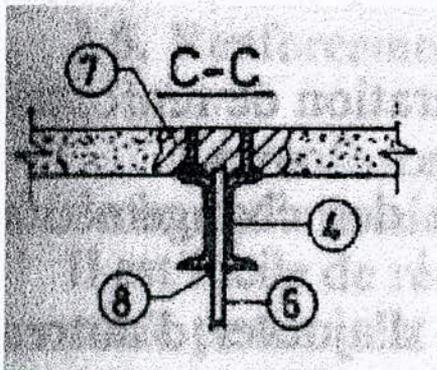
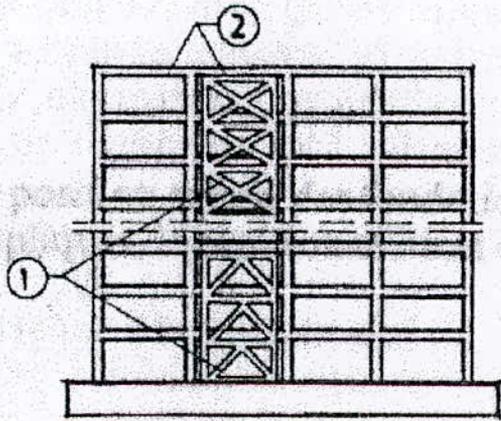


Fig :III-52 Renforcement par des palées triangulées

3-4-Renforcement des fondations :

3-4-1-Généralités :

La réparation et/ou le renforcement des fondations est une opération très délicate et très coûteuse à cause des conditions d'exécution (travaux effectués dans le sol). Les travaux réalisés consistent à réparer ou à renforcer les éléments existants ou bien à apporter de nouveaux éléments pour rendre aux fondations leur état initial.

Le renforcement ne se fait pas uniquement dans le cas d'apparition des désordres dans les fondations, mais il peut être nécessaire dans les cas suivants :

- Tassement excessif de la fondation dû à la faible capacité portante du sol.
- Augmentation des charges après renforcement ou surélévation.
- Changement (important) du code ou règlement sismique.

3-4-2-Précautions à prendre avant le renforcement :

Avant tout travail de renforcement ou de réparation, il est indispensable de prendre les dispositions suivantes :

- Localiser la fondation : position, excentricité ou non, environnement mitoyen.
- Déterminer les efforts sollicitant la fondation.
- Transférer les charges appliquées par des longrines, par un chaînage horizontal, par une étréinte (serrage) latérale ou par une précontrainte.
- Excaver soigneusement l'entourage de la fondation en faisant attention au niveau de la nappe phréatique et au changement de la nature du sol. Un blindage par étaieement des parois des terrains excavés est nécessaire pour éviter la décompression de ces derniers.

3-4-3-Renforcement :

Dans cette partie, nous nous intéresserons qu'au renforcement des semelles isolées et des semelles filantes.

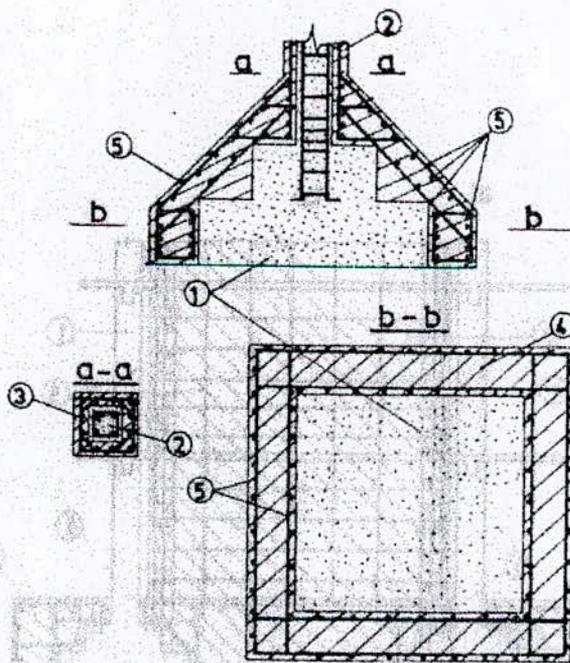
3-4-3-1-Renforcement des semelles isolées :

Le renforcement des semelles isolées se fait par l'augmentation de la surface de contact avec le sol en réalisant une ceinture rigide encadrant la semelle. Deux cas peuvent se présenter :

- Si le poteau est renforcé par gainage : la transmission des efforts se fait de la partie gainée à la ceinture réalisée. Les armatures longitudinales du gainage du poteau et de la ceinture sont liées (recouvrement, soudure, ...). (Voir Fig : III-53)
- Si le poteau n'est pas gainé : la ceinture doit être au-dessous de la fondation existante. Des profilés métalliques sont introduits pour transmettre les efforts du sol à la semelle existante. (Voir Fig : III-54)

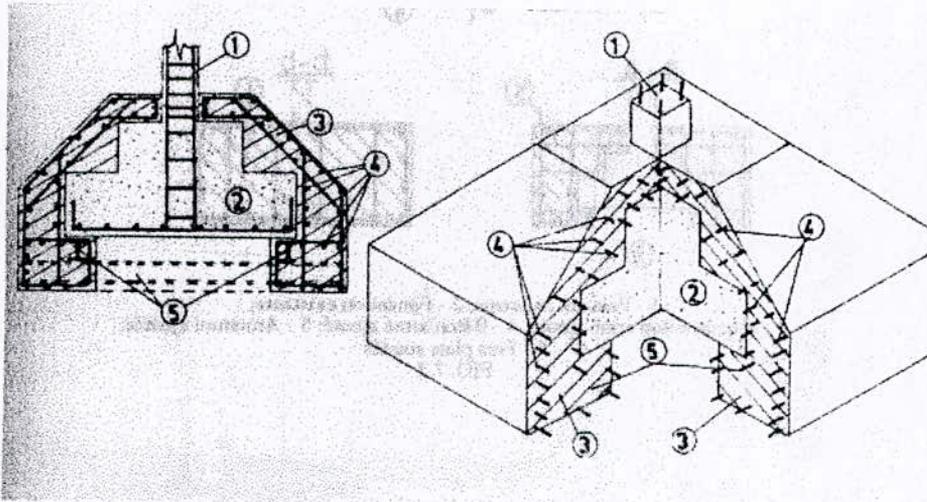
3-4-3-2-Renforcement par l'introduction de nouvelles fondations :

L'introduction de nouvelles fondations est reliée à l'introduction de nouveaux éléments dans la superstructure (voile ou élément similaire). Dans ce cas, il faut réaliser soigneusement les liaisons entre les fondations existantes et les nouvelles. (Voir Fig : III-55)



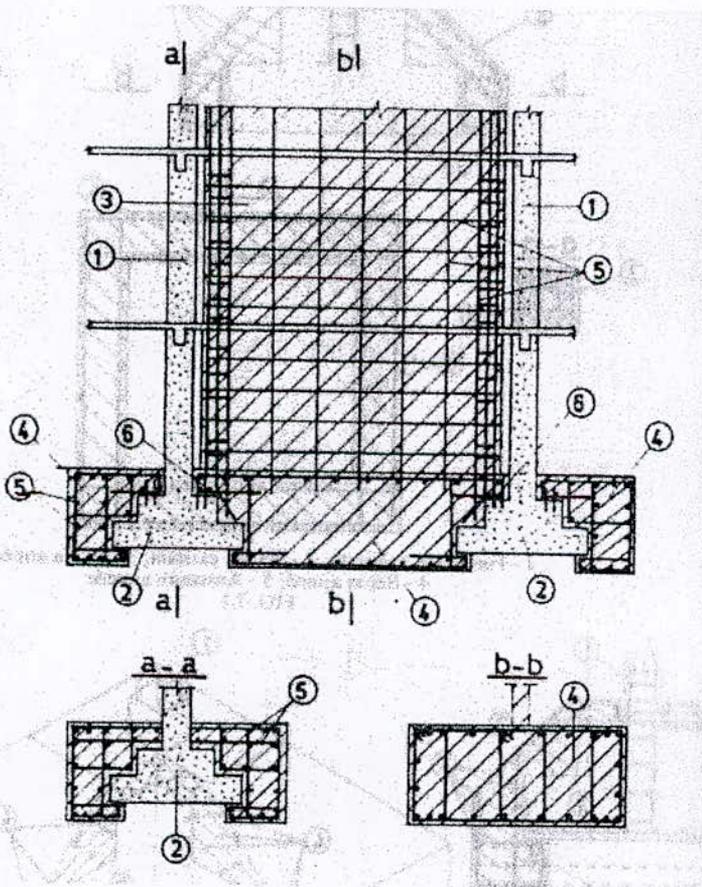
- 1-Fondation existante
- 2-Poteau existant
- 3-Gaine armé
- 4-Béton ajouté
- 5-Armature ajoutée
- 6

Fig : III-53
Renforcement d'une semelle isolée existante associé au gainage du poteau



- 1-Poteau existant
- 2-Fondation existante
- 3-Béton ajouté
- 4-Armature ajoutée
- 5-Profilé métallique

Fig : III-54
Renforcement d'une semelle isolée existante sans le gainage du poteau



- 1-Poteau existant
- 2-Fondation existante.
- 3-Mur en B-A ajouté
- 4-Béton armé ajouté
- 5-Armature ajoutée
- 6-Fer plats soudés

Fig : III-55
Introduction d'une semelle filante sous voile

3-5-Mesures d'urgence :

3-5-1-Généralités :

Les structures gravement endommagées sous l'effet d'une sollicitation sismique doivent être renforcées par des supports temporaires assurant la protection de la structure et la sécurité des individus (voisins, passagers, personnel de réparation, ...) contre une éventuelle réplique.

Les supports seront disposés de manière à reprendre les charges sollicitant les éléments atteints. L'étaisage vertical (des poteaux ou voiles endommagés) est disposé dans les niveaux présentant des désordres. Cependant, il est parfois nécessaire d'étaier tout l'ouvrage pour obtenir le maximum de sécurité.

3-5-2-Etayages vis à vis des charges verticales :

Le type d'étais à utiliser dépend de l'importance du chargement et de la nature des dégâts. Les modèles les plus couramment utilisés sont :

3-5-2-1-Etais types industriels et échafaudage :

Ils sont utilisés dans le cas des charges verticales relativement faibles ou dans le cas de faibles désordres. Ces derniers peuvent être :

- Des profilés métalliques isolés : tube rond à hauteur variable dont les extrémités sont munies de plaque métallique (pour éviter le poinçonnement). (*Voir Fig : III-56*)
- Un échafaudage métallique constitué d'un assemblage de barres. (*Voir Fig : III-57*)

3-5-2-2-Etais en bois :

Ils sont constitués de madriers et de troncs d'arbres. Ces troncs doivent avoir une section constante, une contrainte de compression élevée et ne possédant aucun défaut.

Si les étais sont disposés sur les deux faces d'un élément, ils seront reliés par des planches ou des crochets. (*Voir Fig : III-58*)

3-5-2-3-Etayage métallique :

Il est utilisé dans le cas de chargement vertical important ou si les désordres sont très importants. Dans certain cas, ce type d'étayage constitue un renforcement permanent de l'élément endommagé : l'exemple du gainage métallique des poteaux.



Fig : III-56 Etai industriel

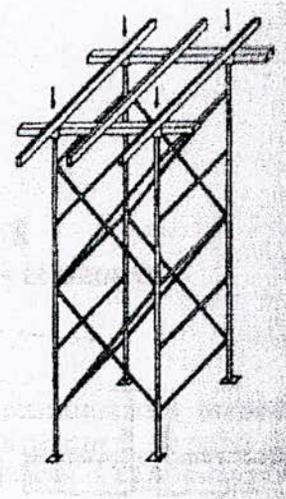


Fig : III-57 Echafaudage métallique

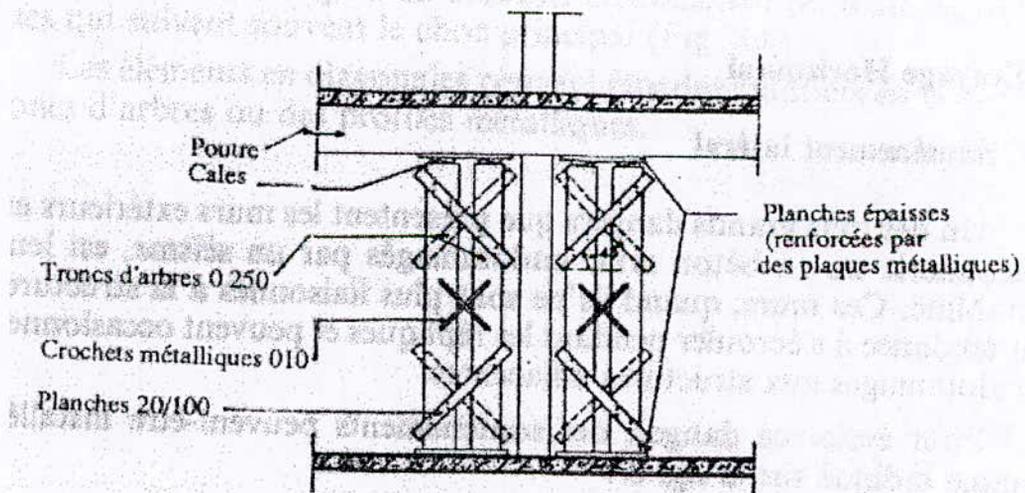


Fig : III-58 Dispositif d'étayage bois

3-5-3-Etayage horizontal :

Ils sont en nombre de deux :

3-5-3-1-Soutènement latéral :

Il est utilisé dans le cas des structures en maçonnerie porteuse ou en voiles porteurs. Ces derniers ont tendance à se renverser après la rupture des liaisons avec la structure suite à un séisme. Le soutènement de ces murs est assuré par des madriers, des troncs d'arbres et des profilés métalliques pour éviter de nouveaux désordres pouvant lors d'une éventuelle réplique. (Voir Fig : III-59)

3-5-3-2-Etayage par diagonales :

Des éléments diagonaux sont introduits dans les portiques endommagés afin d'éviter l'effondrement de la structures. Ces éléments peuvent être des madriers, des troncs d'arbres ou des profilés métalliques. (Voir Fig : III-60)

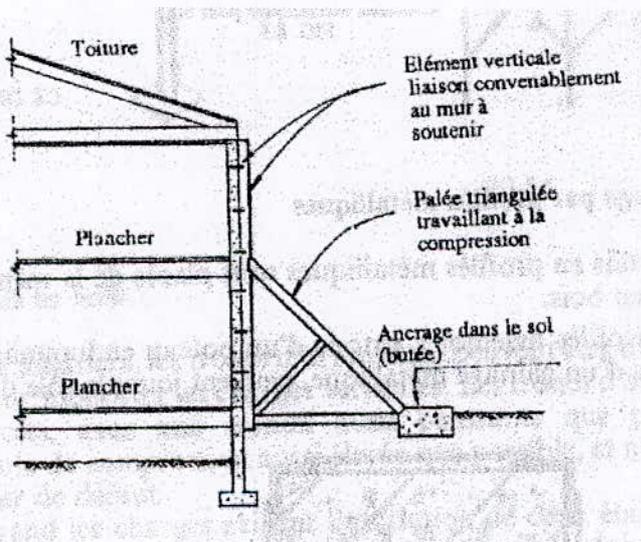


Fig :III-59
Soutènement latéral

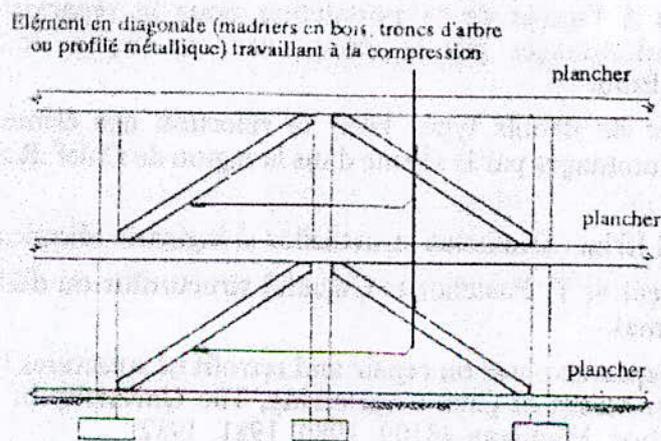


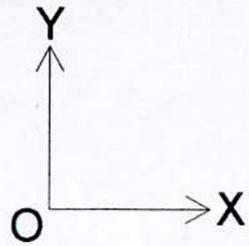
Fig :III-60
Etayage par diagonales

CHAPITRE IV

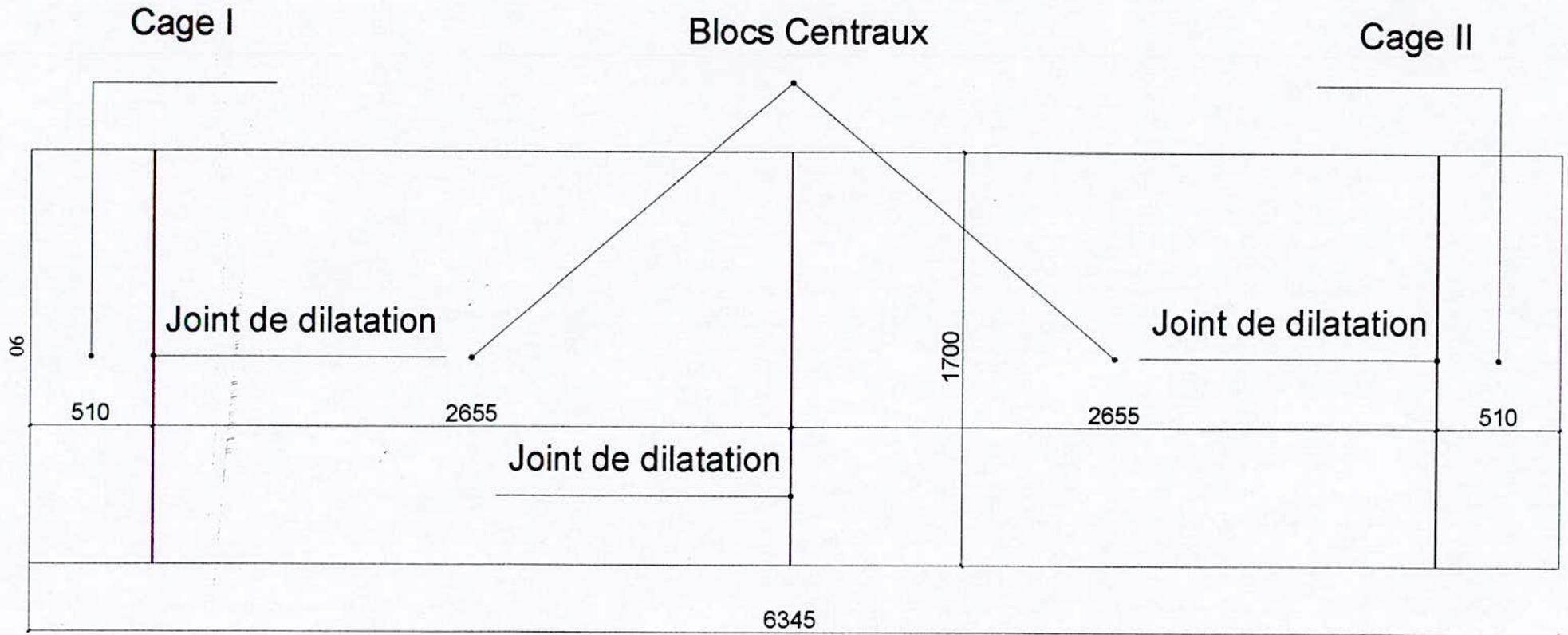
RAPPORT D'EXPERTISE

Aucun bonheur n'est possible dans l'ignorance, la certitude seule fait la vie calme.

Emile Zola.

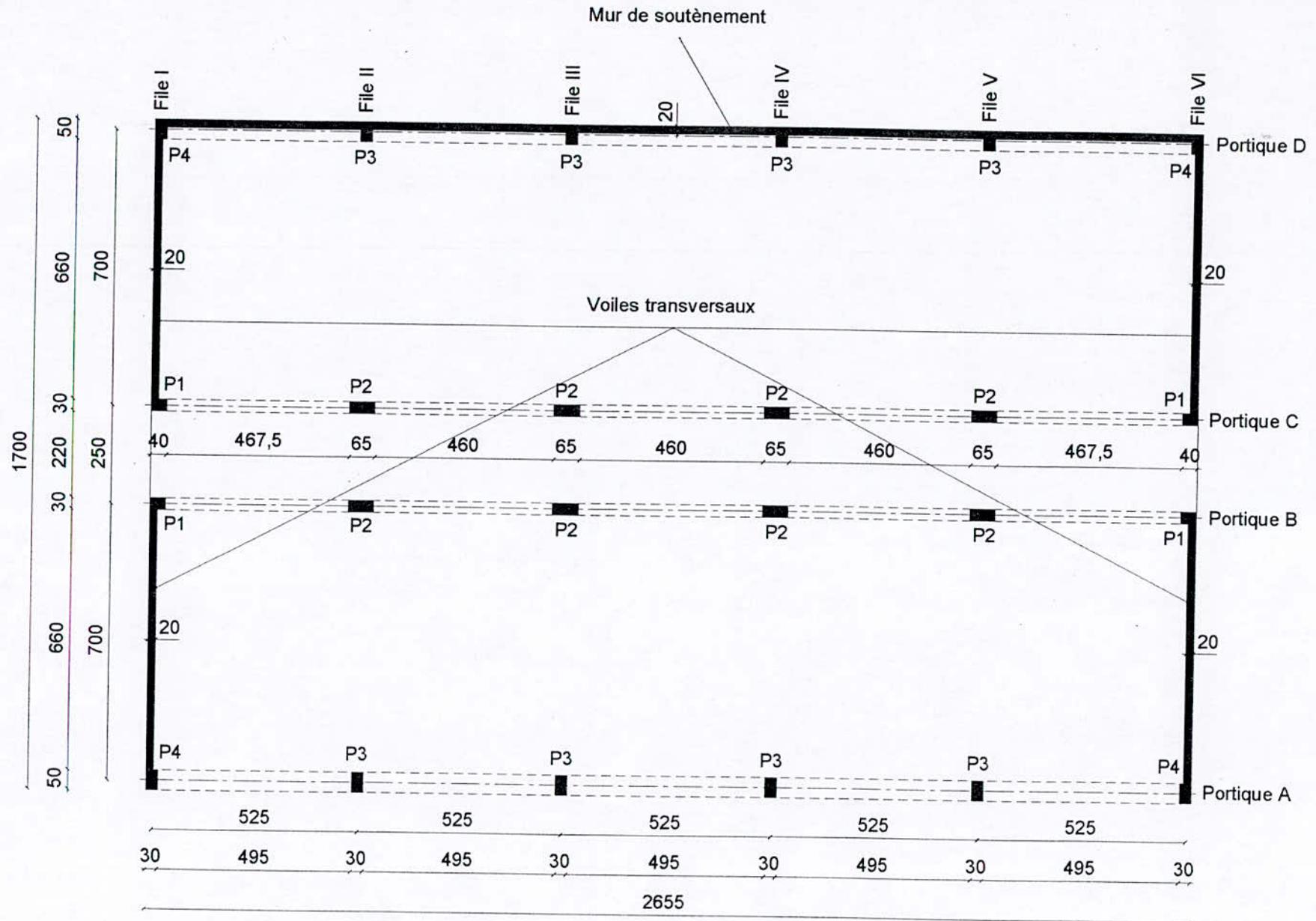


(Terrain naturel s'élevant à une hauteur de 2m)

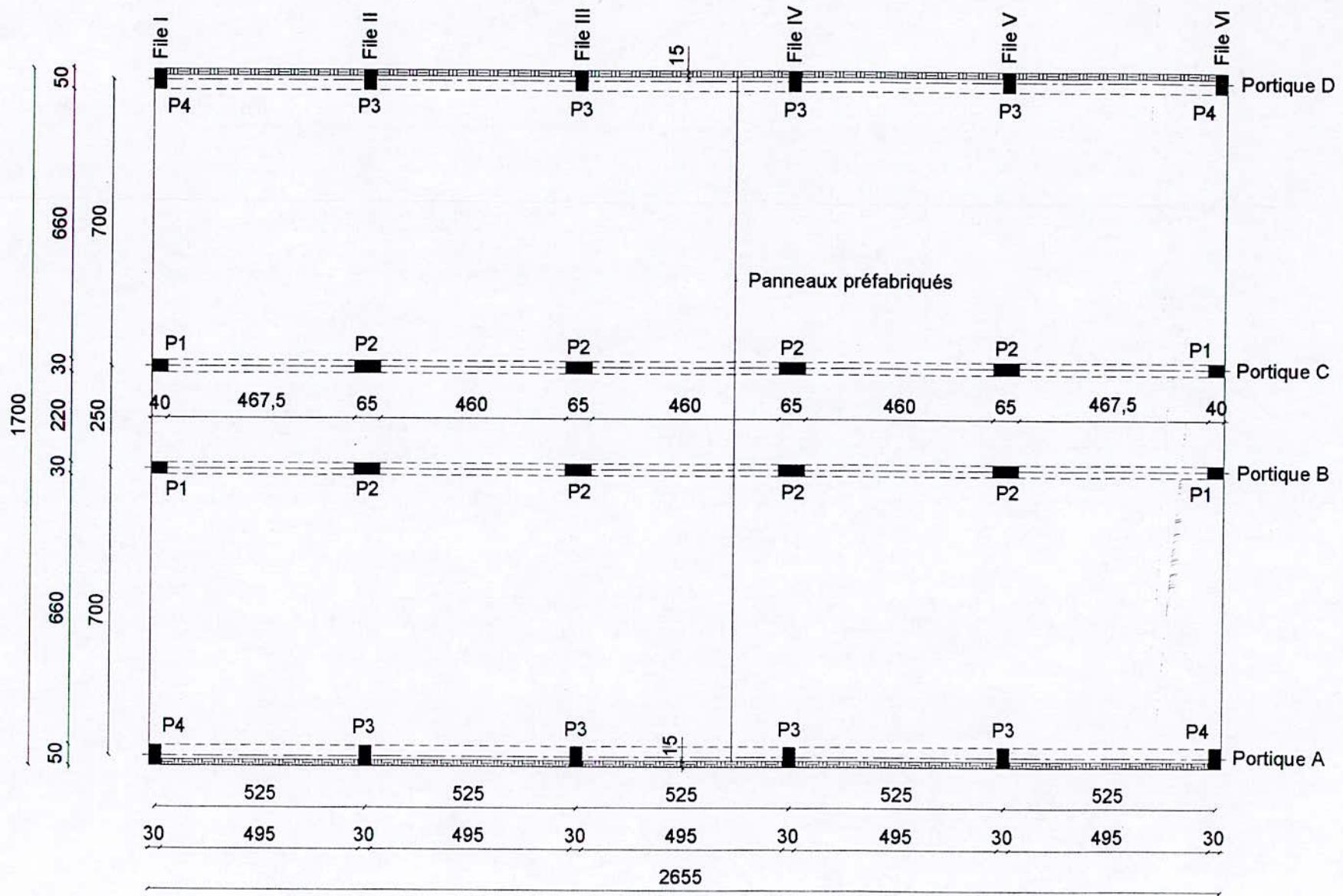


Sch IV-1 Vue en plan du bâtiment d'enseignement général

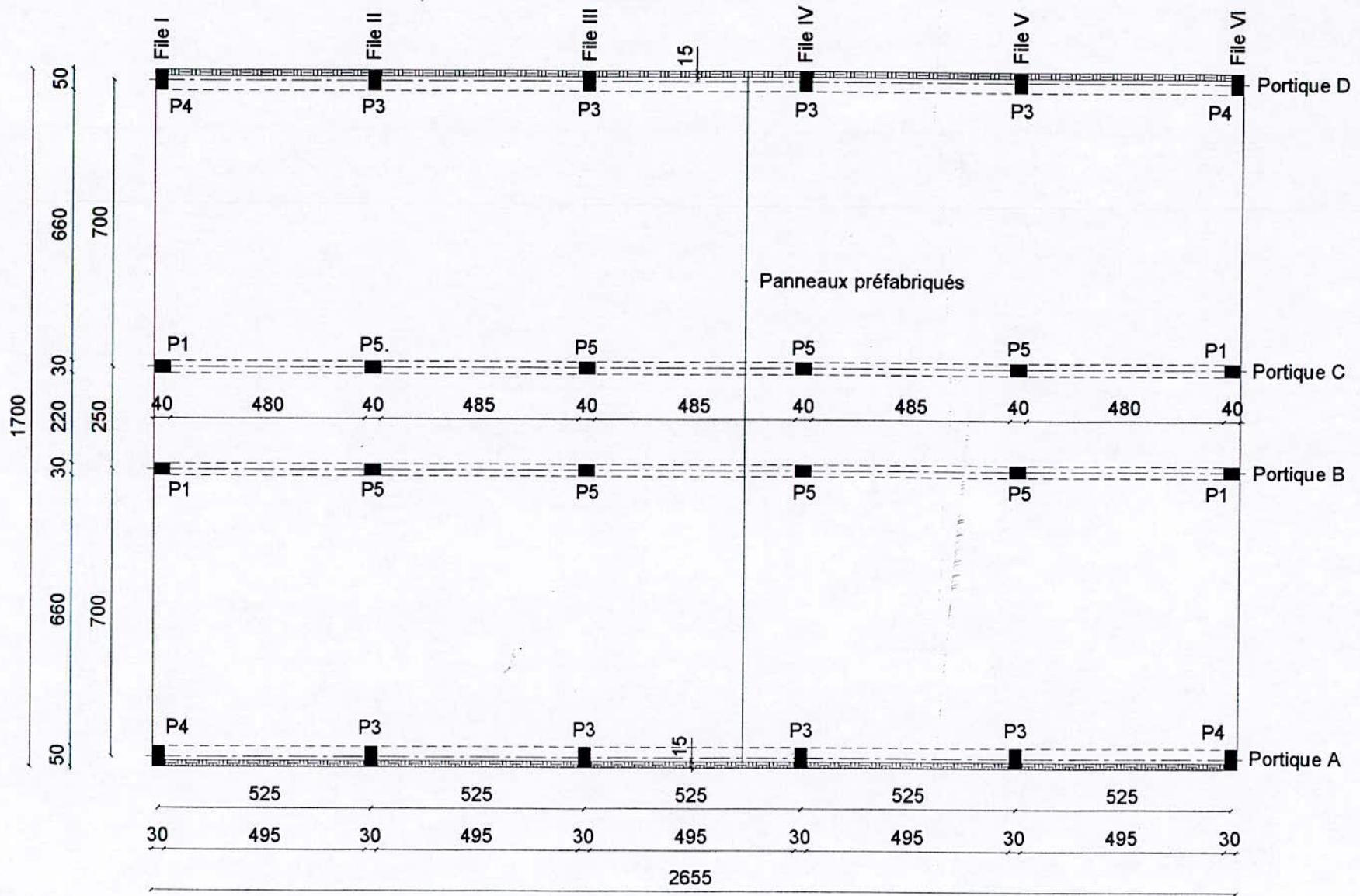
I6



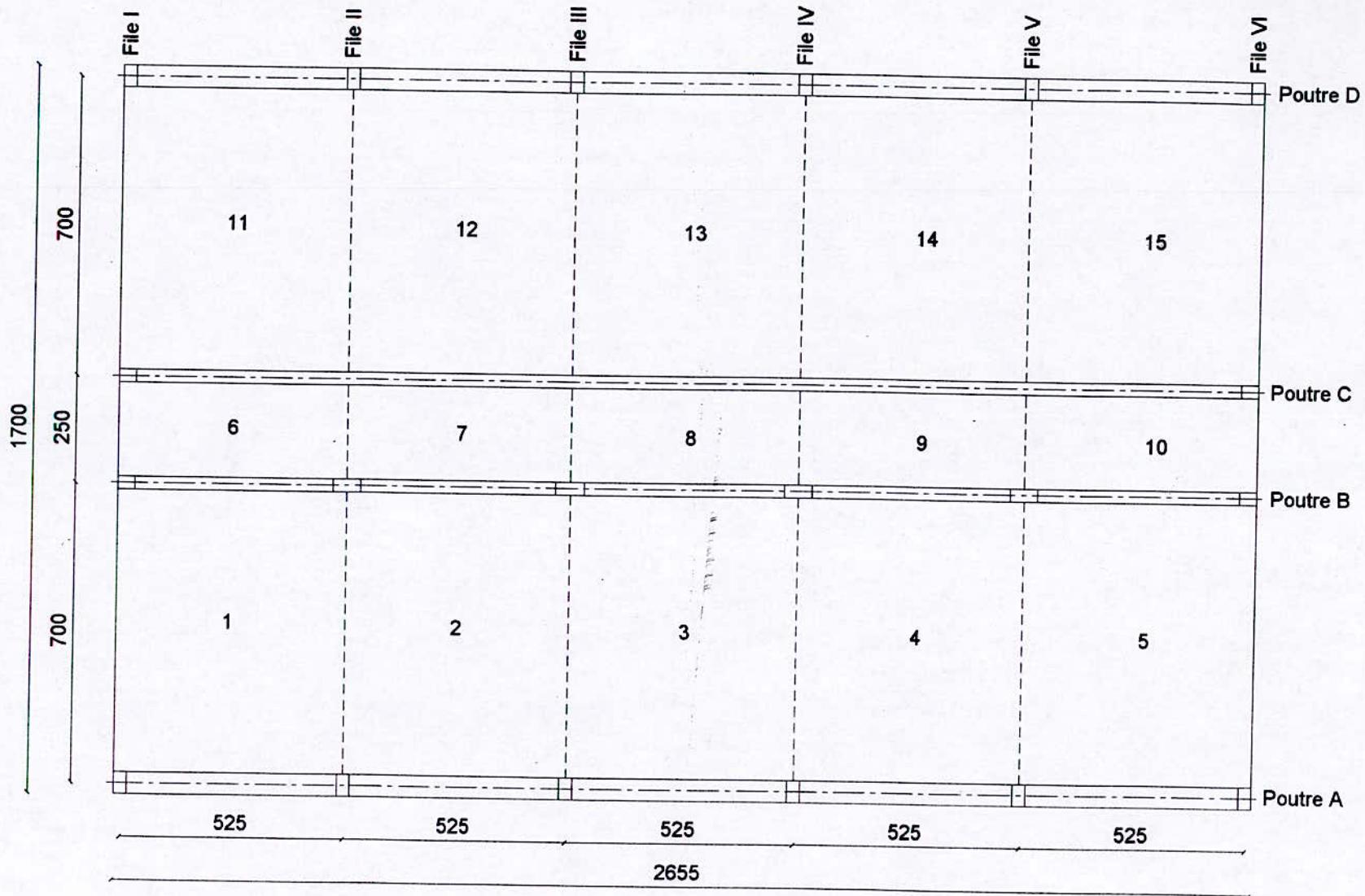
Sch IV-2 Bloc central : vue en plan du sous-sol



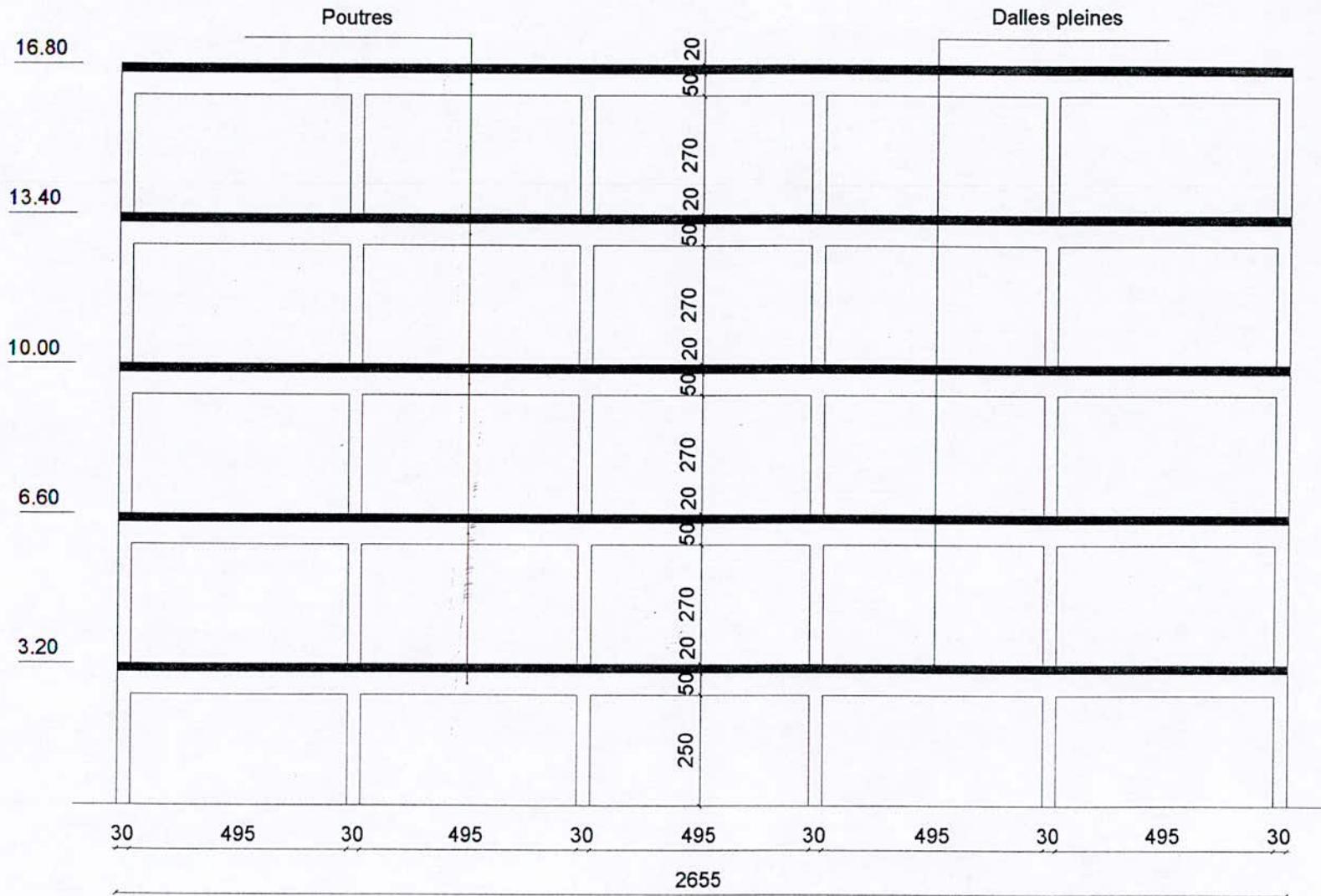
Sch IV-3 Bloc central : vue en plan du RDC ; 1er étage



Sch IV-4 Bloc central : vue en plan du 2eme ; 3eme étage

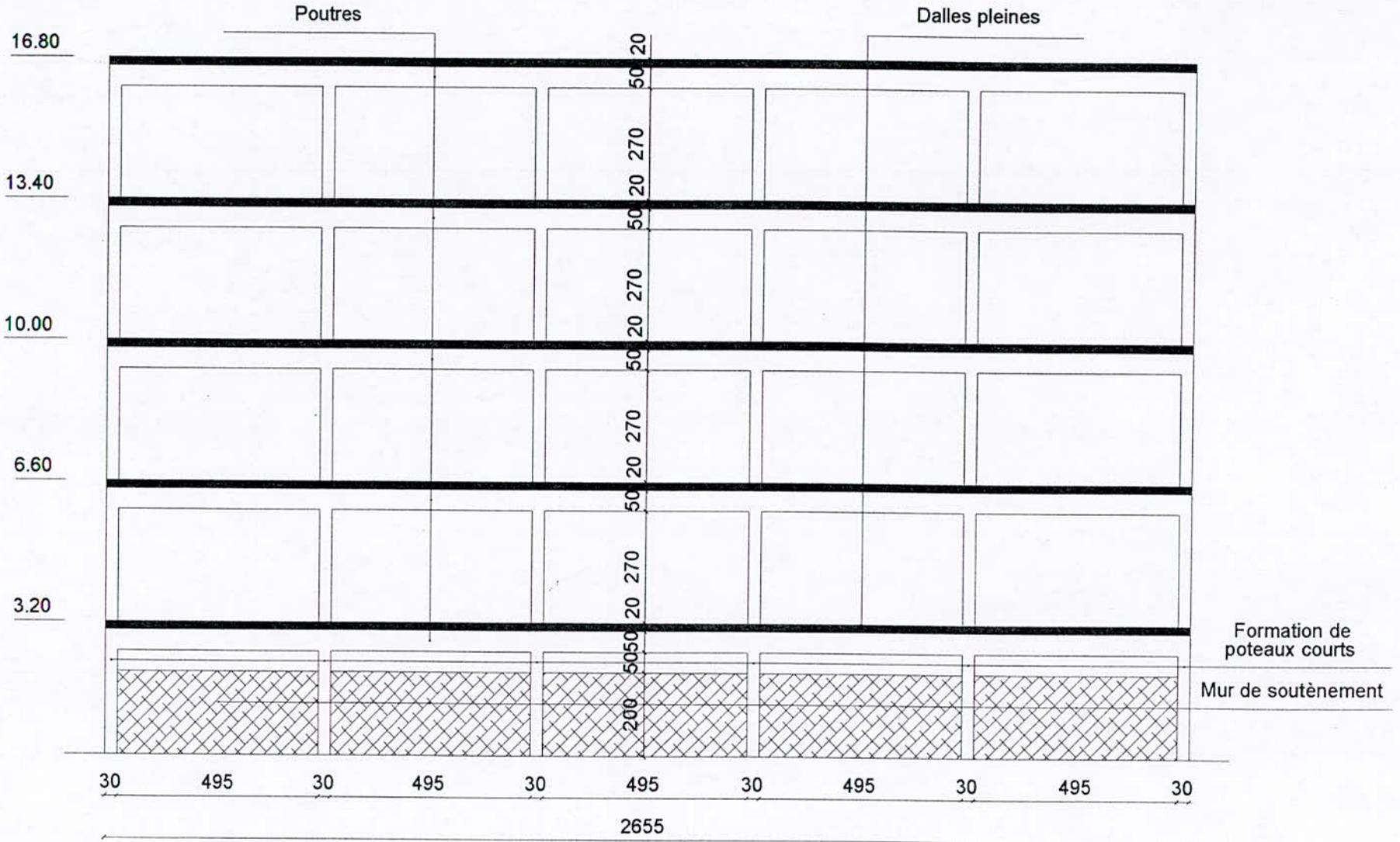


Sch IV-5 Bloc central : vue en plan des panneaux de dalle

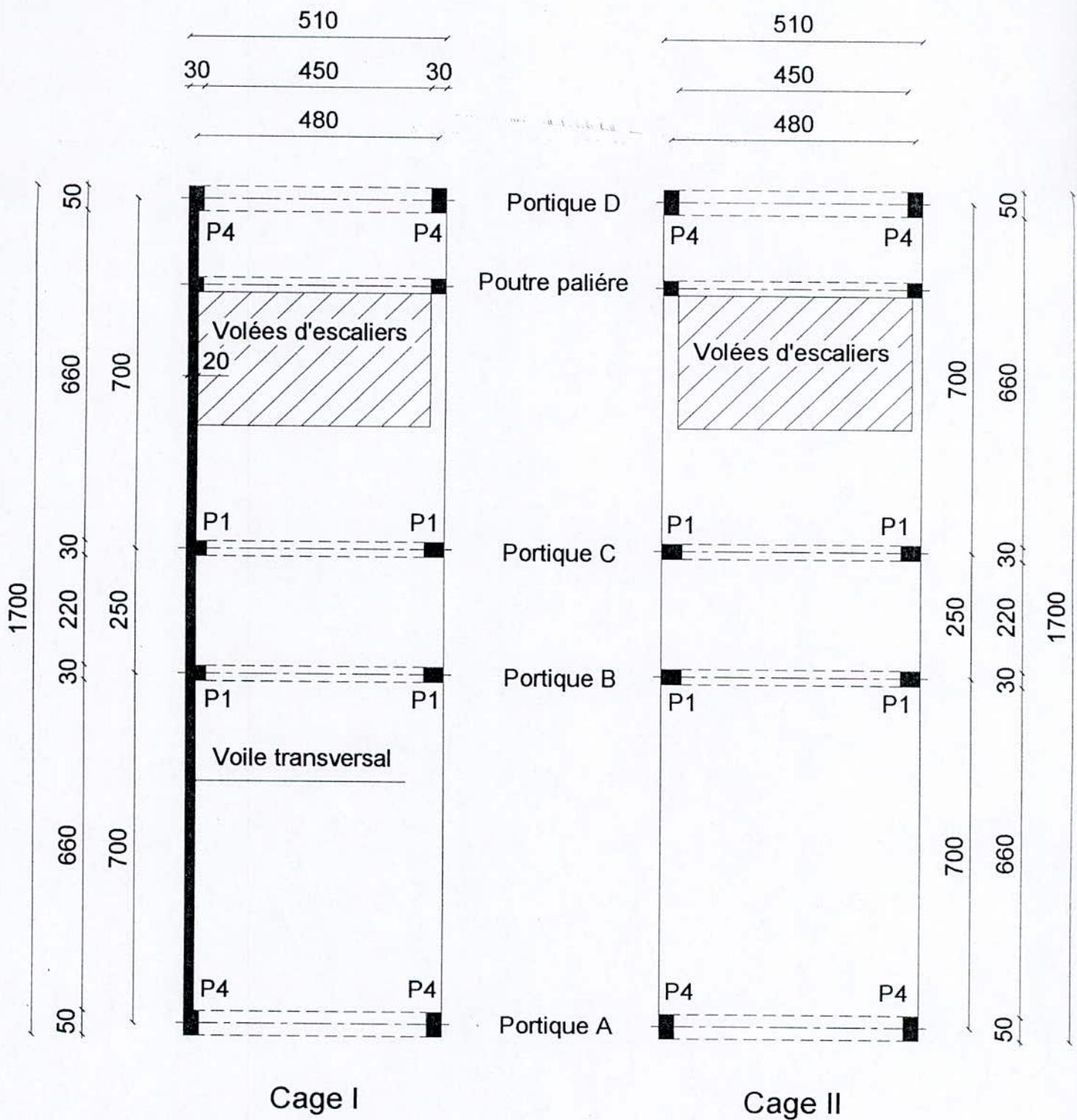


Sch IV-6 Bloc central : coupe longitudinal en élévation du portique A

L6



Sch IV-8 Bloc central : coupe longitudinal en élévation du portique D



Sch IV-9 Cages d'escaliers: vues en plan

CHAPITRE IV RAPPORT D'EXPERTISE

4-1-Préambule :

Dans le cadre de la mission confiée au CTC-Ouest portant sur l'expertise des constructions endommagées par le séisme de AIN TEMOUCHENT survenu le 22/12/99, des équipes du CTC-Ouest ont effectué des visites de l'ouvrage que nous allons étudier afin d'évaluer l'ampleur des dommages subis et proposer les mesures de confortement adéquates.

L'expertise a porté uniquement sur les parties visibles et accessibles de l'ouvrage.

Par ailleurs, elle a été effectuée en l'absence d'un dossier complet d'architecture : des plans de ferrailage et note de calcul de l'ouvrage indisponibles, caractéristiques de matériaux inexistantes.

Il est à souligner que l'ouvrage concerné par l'expertise n'a pas fait l'objet au préalable d'aucun contrôle technique par cet organisme dans le but d'être couvert par une garantie décennale.

A partir du rapport établi par le CTC-Ouest (Ref : ML/DGO/026), nous présenterons ci-dessous tous les éléments concernant l'ouvrage expertisé :

4-2-Description de l'ouvrage :

L'ouvrage est situé au boulevard du 8 mai 1945, il est composé de plusieurs bâtiments identifiés comme suit :

- Bâtiment administratif.
- Bâtiment d'enseignement général.
- Bâtiment à usage d'habitation (des logements de fonction).
- Bâtiment à usage d'infirmerie.
- Bâtiment servant d'internat.

Notre travail consiste à étudier le bâtiment le plus affecté par le séisme à savoir le bâtiment d'enseignement général.

4-2-1-Description générale :

Le Bâtiment d'enseignement général est constitué de 4 blocs séparés par des joints de dilatation (dans le sens longitudinal). Chaque bloc comprend : un sous-sol, un rez de chaussée et 3 étages (R+3+SS).

- Les deux blocs d'extrémité comprennent uniquement une cage d'escaliers.
- Les deux blocs centraux (identiques) comprennent :
 - Un réfectoire au sous-sol.
 - Des laboratoires au RDC.
 - Des classes d'enseignement dans les niveaux supérieurs.

Les dimensions de chaque bloc central sont :

- Dans le sens longitudinal (// à l'axe OX) : $L_x = 26.55\text{m}$.
- Dans le sens transversal (// à l'axe OY) : $L_y = 17\text{m}$.
- La hauteur totale du bâtiment est : $H = 16.8\text{m}$
- La hauteur totale de chaque niveau (sous-sol exclu) : $h = 3.4\text{m}$
- La hauteur totale du sous-sol : $h = 3.2\text{m}$

En réalité, le sous-sol n'est enterré que du côté de la façade postérieure à une hauteur de 2m environ. Pour cela, nous prendrons dans notre étude comme premier niveau le sous-sol.

4-2-2-Description Structurelle :**4-2-2-1-Fondations :**

Le sondage réalisé à proximité du bâtiment a permis de relever les caractéristiques des fondations. Il s'agit de semelles isolées sous les différents poteaux chaînées par des longrines dans les deux directions. Les voiles transversaux ainsi que le mur de soutènement reposent sur des semelles filantes.

Le site sur lequel repose cet ouvrage est un site ferme.

4-2-2-2-Système structural :

4-2-2-2-1-Sens longitudinal :

Le système structural dans ce sens est formé de 4 portiques : 2 portiques intermédiaires «B» et «C» espacés de 2.5 mètres et 2 portiques de rive «A» et «D» espacés de 7 mètres du portique intermédiaire le plus proche. Chaque portique est formé de 6 poteaux et 5 travées de poutres de portée 5.25 mètres entre axes.

- Dans le sous-sol : le portique de rive postérieur «D» est incorporé dans le voile de soutènement (de 20cm d'épaisseur) jusqu'au niveau du terrain naturel pour former des poteaux courts dans la partie restante. La hauteur libre sous plafond est de 3m.
- Dans les niveaux supérieurs (RDC ; 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage) : des panneaux de façades préfabriqués en béton armé (avec ouvertures) sont incorporés dans les portiques de rive. L'épaisseur de ces panneaux est de 15 cm. La séparation est réalisée par des cloisons en briques. La hauteur libre sous plafond est de 3.20m.
- A chaque niveau, les dimensions des poutres sont les suivantes :
 - Poutres de rive «A» et «D» : largeur = 50 ; hauteur = 70cm
 - Poutres intermédiaires «B» et «C» : largeur = 30 ; hauteur = 50cm
- Les dimensions des poteaux sont données dans le tableau suivant :

Poteau	a (cm)	b (cm)
P1	30	40
P2	30	95
P3	50	30
P4	50	30
P5	30	40

Tab : IV-1 Dimensions des sections transversales des poteaux existants

- Le contreventement est assuré par des portiques.

4-2-2-2-2-Sens transversal :

Dans le sens transversal et à chaque niveau, on a relevé l'absence totale des poutres. Dans le sous-sol, 4 voiles transversaux ont été réalisés aux extrémités du bloc.

Ces derniers ont les dimensions suivantes :

- Epaisseur : 20 cm
- Longueur : 7 m
- Hauteur : 3 m

4-2-2-3-La cage d'escaliers :

Elle est réalisée par des poutres préfabriquées inclinées, clavetées sur les poutres des planchers et des paliers intermédiaires sur lesquelles reposent simplement des dalles préfabriquées constituant les marches. La «cage I» est bordée au niveau sous-sol par des voiles transversaux.

4-2-2-4-Planchers :

A chaque niveau, le plancher est en dalles pleines de béton armé d'épaisseur = 20cm. Les panneaux s'appuient en général sur deux côtés (poutres de rive ou poutres intermédiaires) sauf les panneaux d'angle du 1^{er} plancher (1 ; 5 ; 11 ; 15) qui s'appuient sur 3 cotés (poutre de rive, poutre intermédiaire et voile transversal).

4-2-3-Qualité des matériaux :

L'absence d'un dossier faisant ressortir les résultats des essais effectués sur les matériaux lors de l'exécution des travaux ou dans le cadre du contrôle (ou de l'auto contrôle) n'a pas permis de vérifier la qualité des matériaux. Toutefois, l'aspect du béton semble a priori convenable pour des caractéristiques mécaniques correctes.

4-2-4-Procédé constructif :

Il est du type traditionnel avec l'incorporation de certains éléments préfabriqués tels que les façades et les cages d'escaliers.

4-3-Désordres constatés :

Les désordres relevés sur le bâtiment d'enseignement général sont énumérés ci-dessous :

- Rupture par cisaillement des poteaux courts du sous-sol formés par le voile de soutènement.
- Fissuration en têtes et en pieds des poteaux du sous-sol.
- Effondrement presque total de la cage d'escalier «cage II», et quelques désordres superficiels en niveau de la «cage I »
- Ouverture des joints entre les panneaux préfabriqués et les éléments de structure.
- Les désordres relevés sur la maçonnerie au niveau des étages supérieurs concernent uniquement le sens transversal.

4-4-Interpretation des désordres :

Dans ce qui suit, nous allons essayer d'expliquer les insuffisances qui sont à l'origine des désordres relevés :

- Surdimensionnement des poutres par rapport aux poteaux imposé par la portée des travées (7 mètre) favorisant ainsi la création de rotules plastiques dans les poteaux sans le flambement des armatures verticales (dégradation en tête et en pied des poteaux du sous-sol).
- Formation de poteaux courts par la réalisation d'un mur de soutènement qui s'arrête au niveau du terrain naturel. L'effet d'élément courts a engendré le cisaillement de ces derniers.
- Effondrement de la cage d'escalier justifié par le mauvais scellement des poutres préfabriquées dans les poutres palières. De même, la chute des éléments préfabriqués a accentué les désordres sur les éléments coulés sur place.
- Le peu de désordres sur la cage d'escaliers «cage I» s'explique par la présence des voiles au niveau du sous-sol sur les axes transversaux.
- Absence du contreventement dans le sens transversal créant ainsi des désordres dans les éléments transversaux de maçonnerie des niveaux supérieurs.
- L'incorporation du mur de soutènement dans le portique de rive intermédiaire postérieur a engendré une dissymétrie au niveau du sous-sol d'où le développement de torsions importantes à ce niveau.

4-5-Solutions et remèdes :

En fonction des désordres relevés et leurs éventuelles causes, nous suggérons la solution suivante :

- Création du contreventement dans le sens transversal par la réalisation de voiles transversaux dans le prolongement des voiles existants dans le sous-sol.
- Surélévation du mur de soutènement par un voile pour supprimer l'effet de poteaux courts.
- Augmentation du contreventement des portiques intermédiaires par l'introduction des panneaux en maçonnerie chaînée.
- Réalisation d'un voile longitudinal au niveau du sous-sol (incorporé dans le portique de rive «A» à raison d'une travée sur deux) dans le but de supprimer les effets de torsion engendrés par la dissymétrie.
- Gainage des poteaux endommagés du sous-sol (tous les poteaux) ainsi que les 8 poteaux centraux du RDC et les 4 poteaux centraux des autres niveaux pour reprendre les efforts verticaux et augmenter le contreventement. L'épaisseur du chemisage est de 15 cm.
- Reprise de la maçonnerie disloquée.
- Reconstitution du béton dégradé de la cage d'escalier : «cage I».
- Implantation de nouvelles volées d'escaliers dans la «cage I».
- Réalisation de goussets dans les portiques «B» et «C» au niveau du sous-sol (travées centrales). Ces goussets permettent de réparer et de rigidifier les nœuds endommagés (Dislocation à la tête et au pied des poteaux du sous-sol).

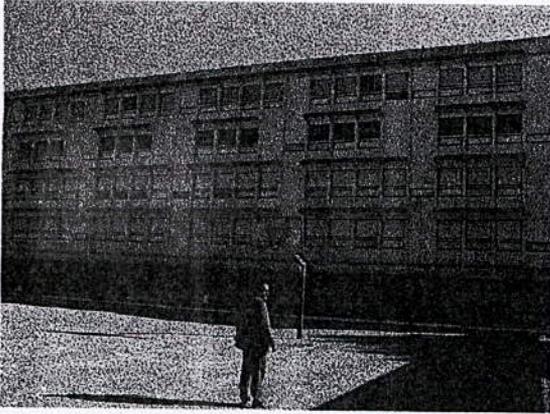


Fig : IV-1 Vue du bloc d'enseignement général

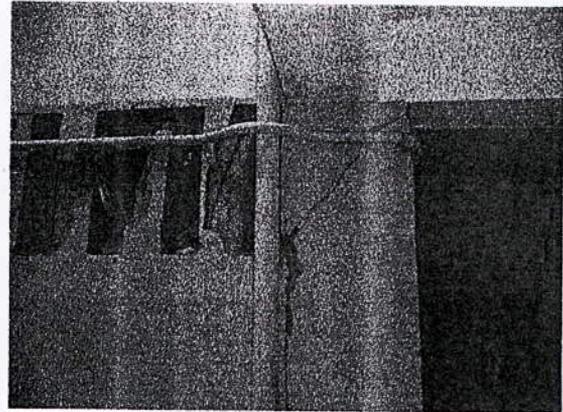


Fig : IV-2 Cisaillement des poteaux courts

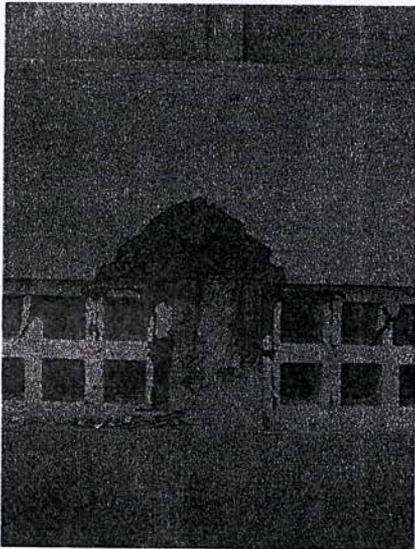


Fig : IV-3 Rupture des poteaux courts

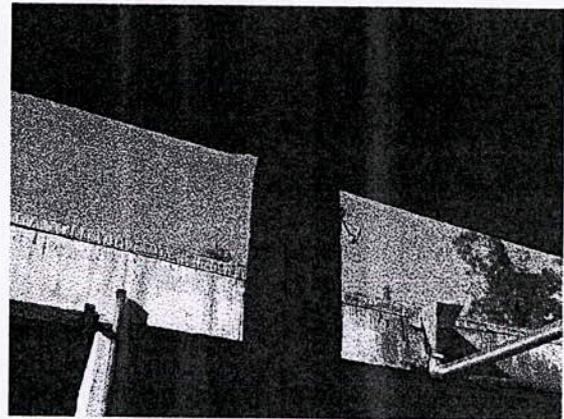
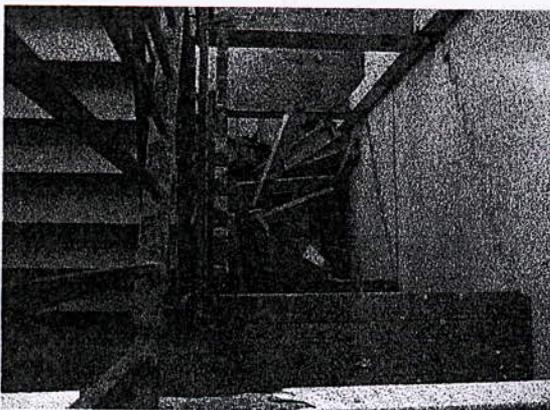
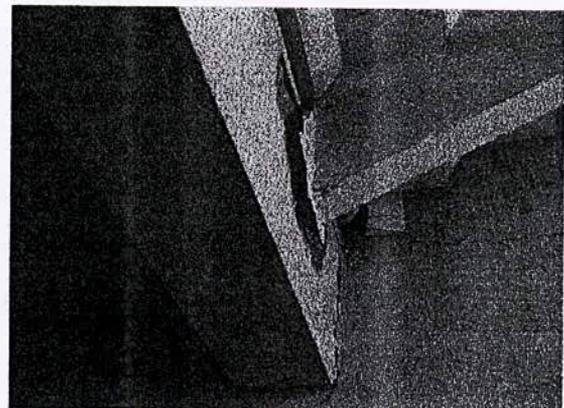


Fig : IV-4 Cisaillement en tête des poteaux



(a)



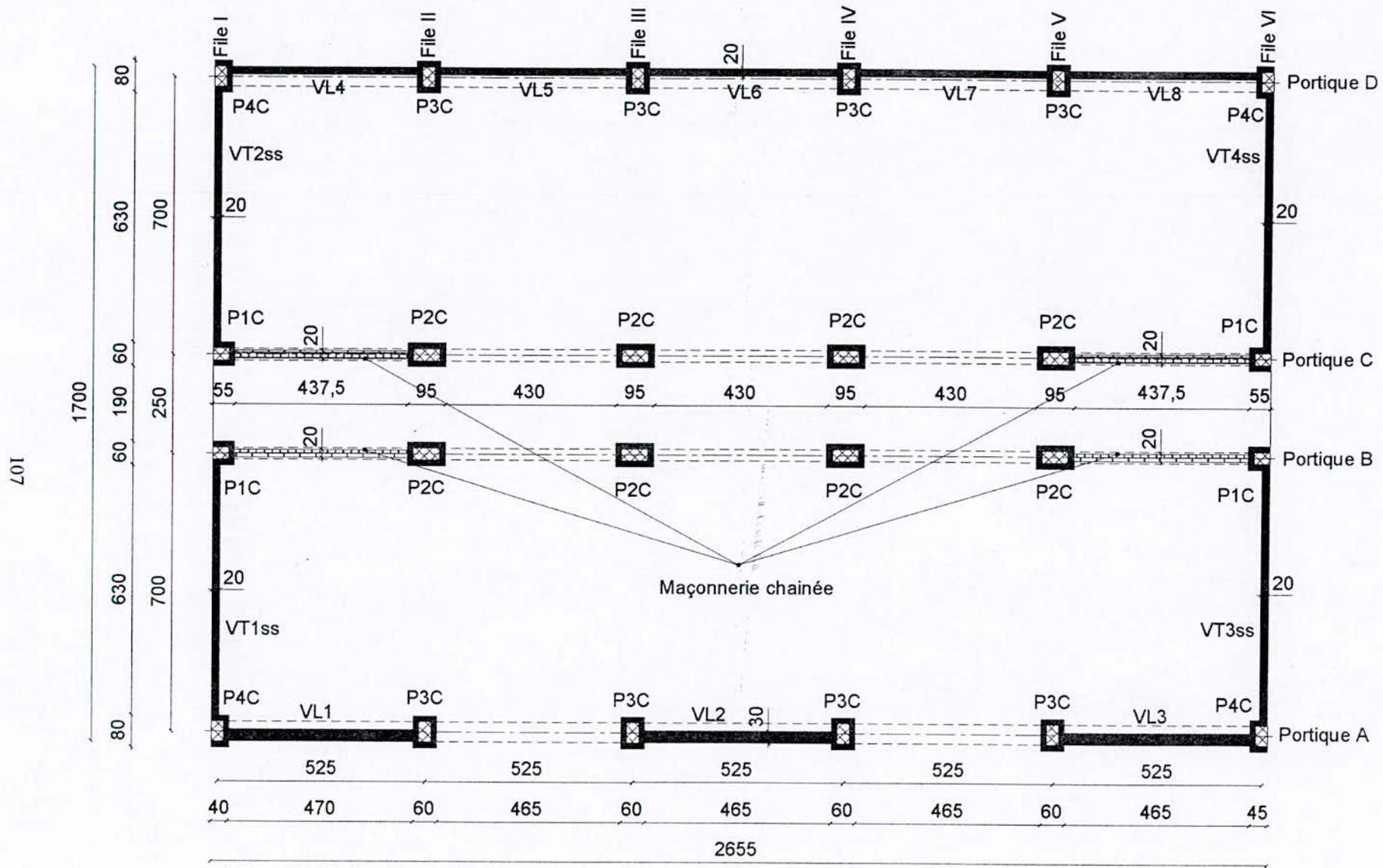
(b)

Fig : IV-5 Détachement et chute des éléments préfabriqués

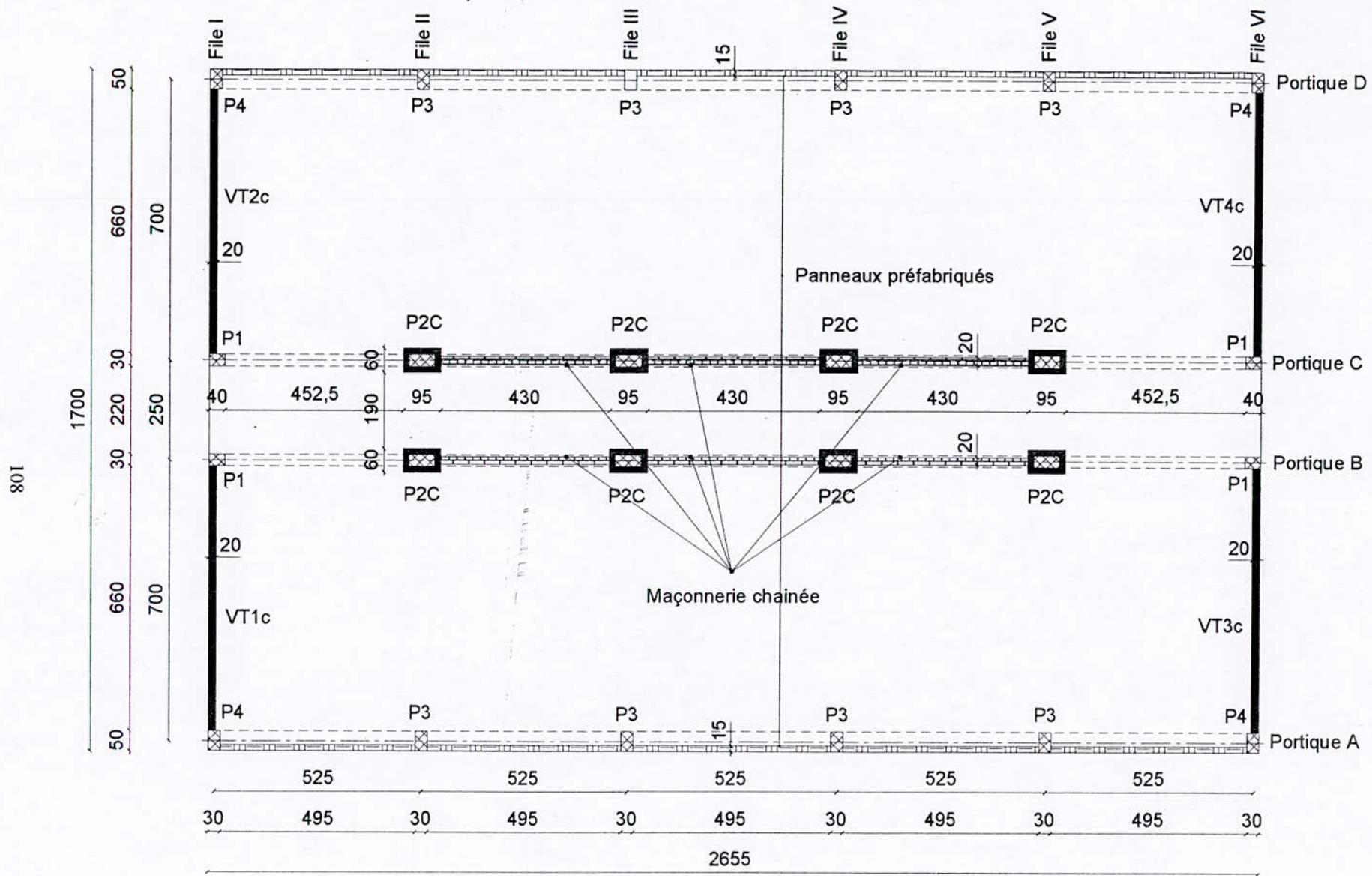
CHAPITRE V

ETUDE DU RENFORCEMENT

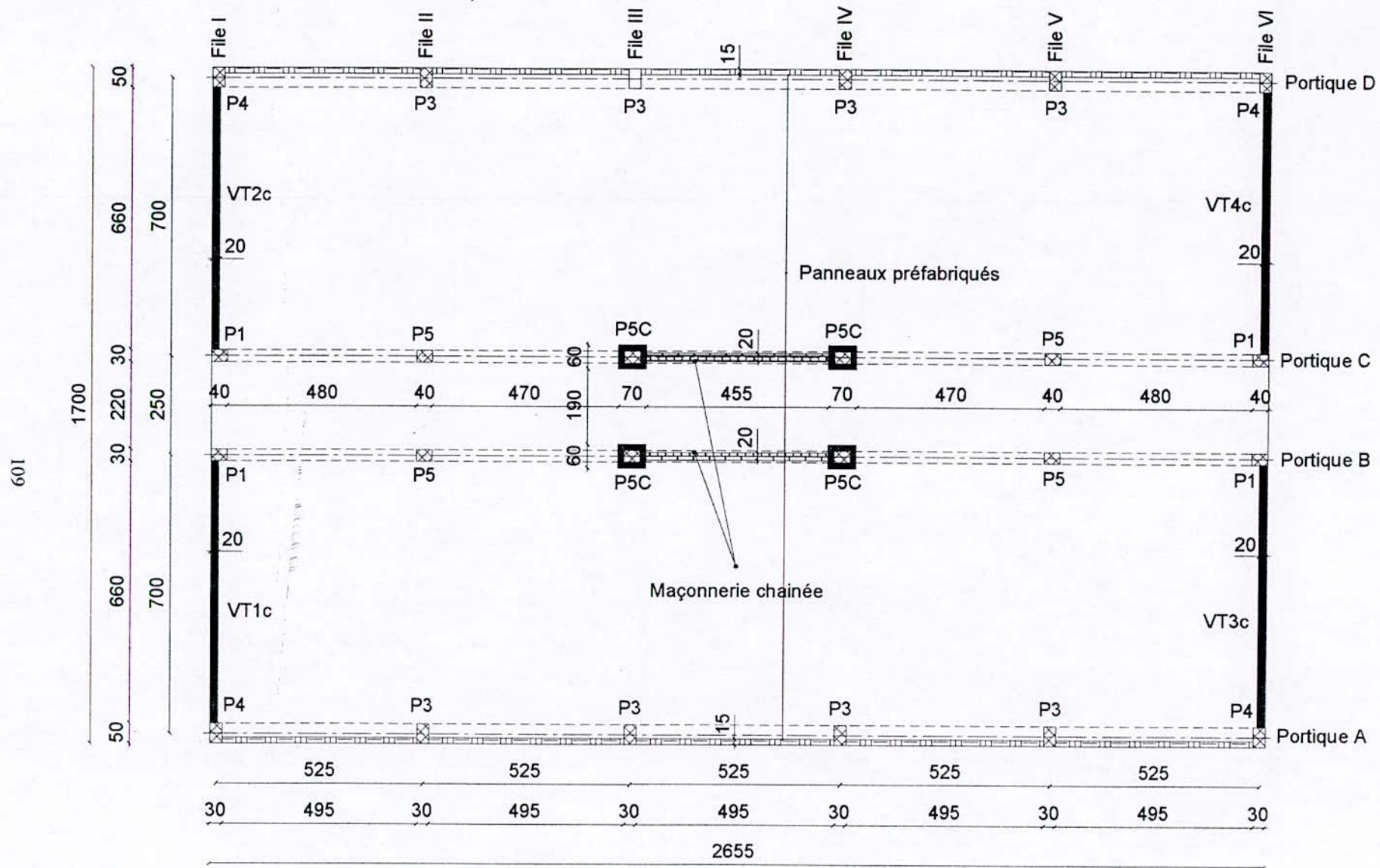
*Un Picasso étudie un objet comme un chirurgien dissèque un cadavre.
Apollinaire.*



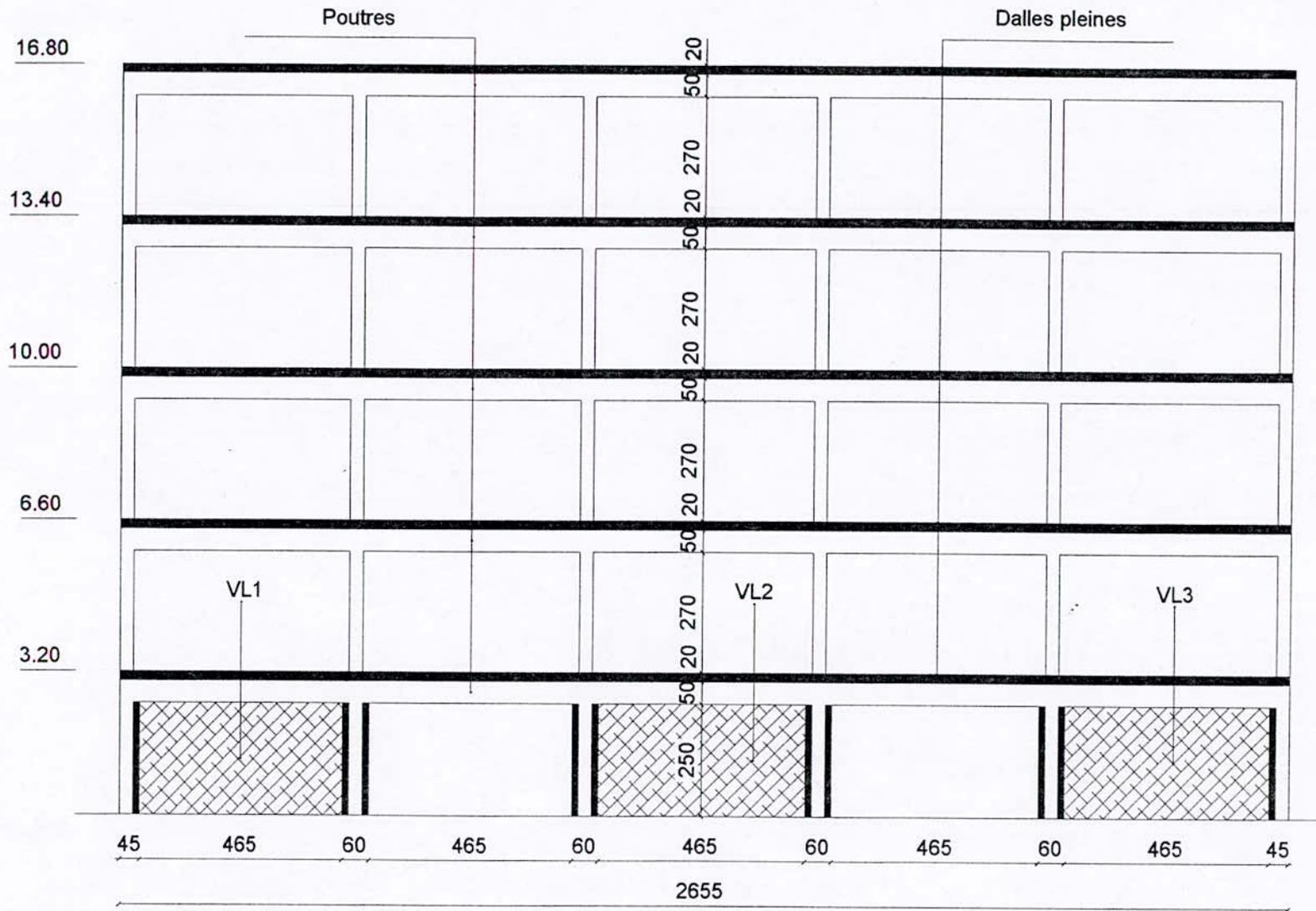
Sch V-1 Renforcement du bloc central : vue en plan du sous-sol



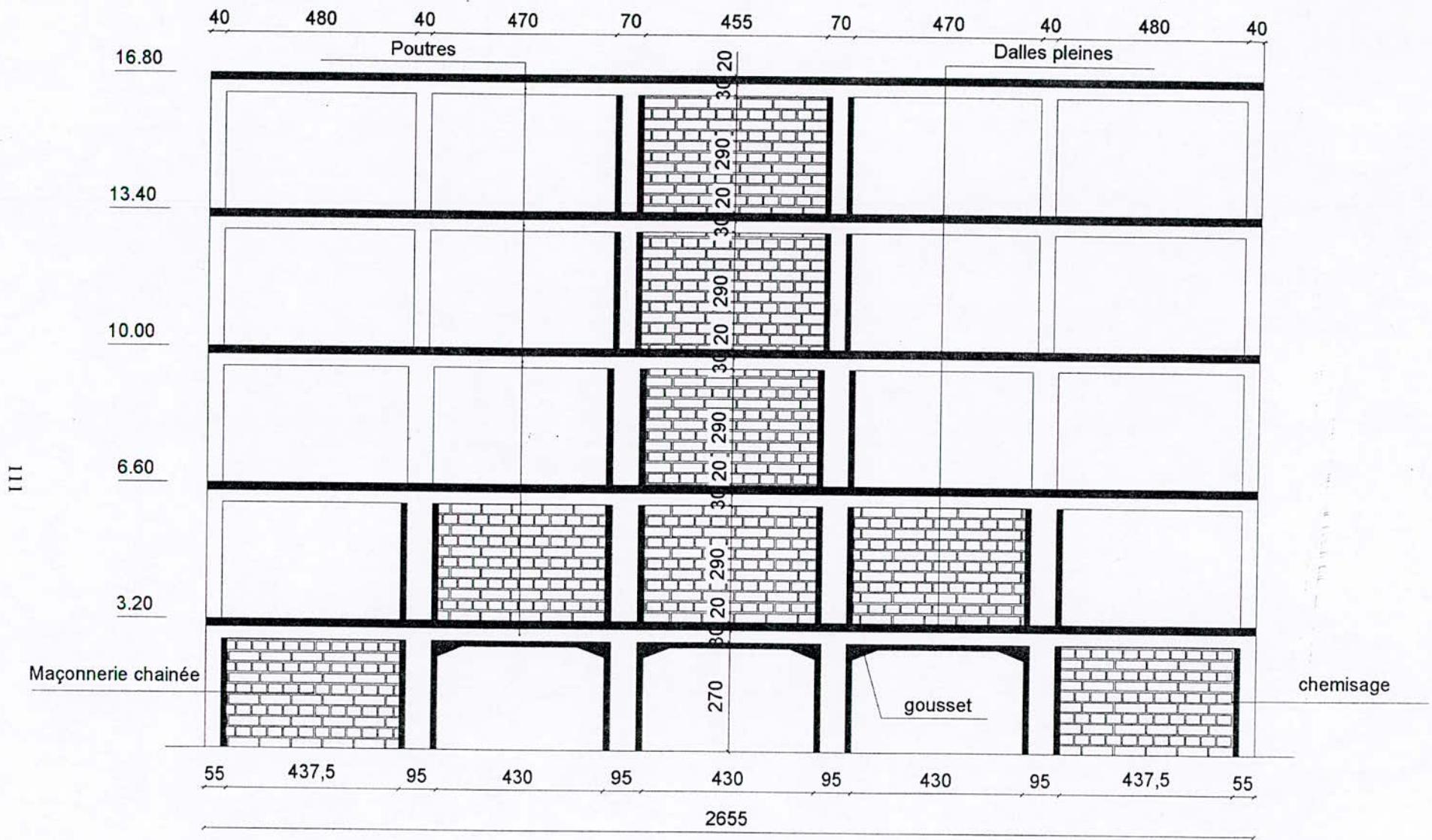
Sch V-2 Renforcement du bloc central : vue en plan du RDC ; 1er étage



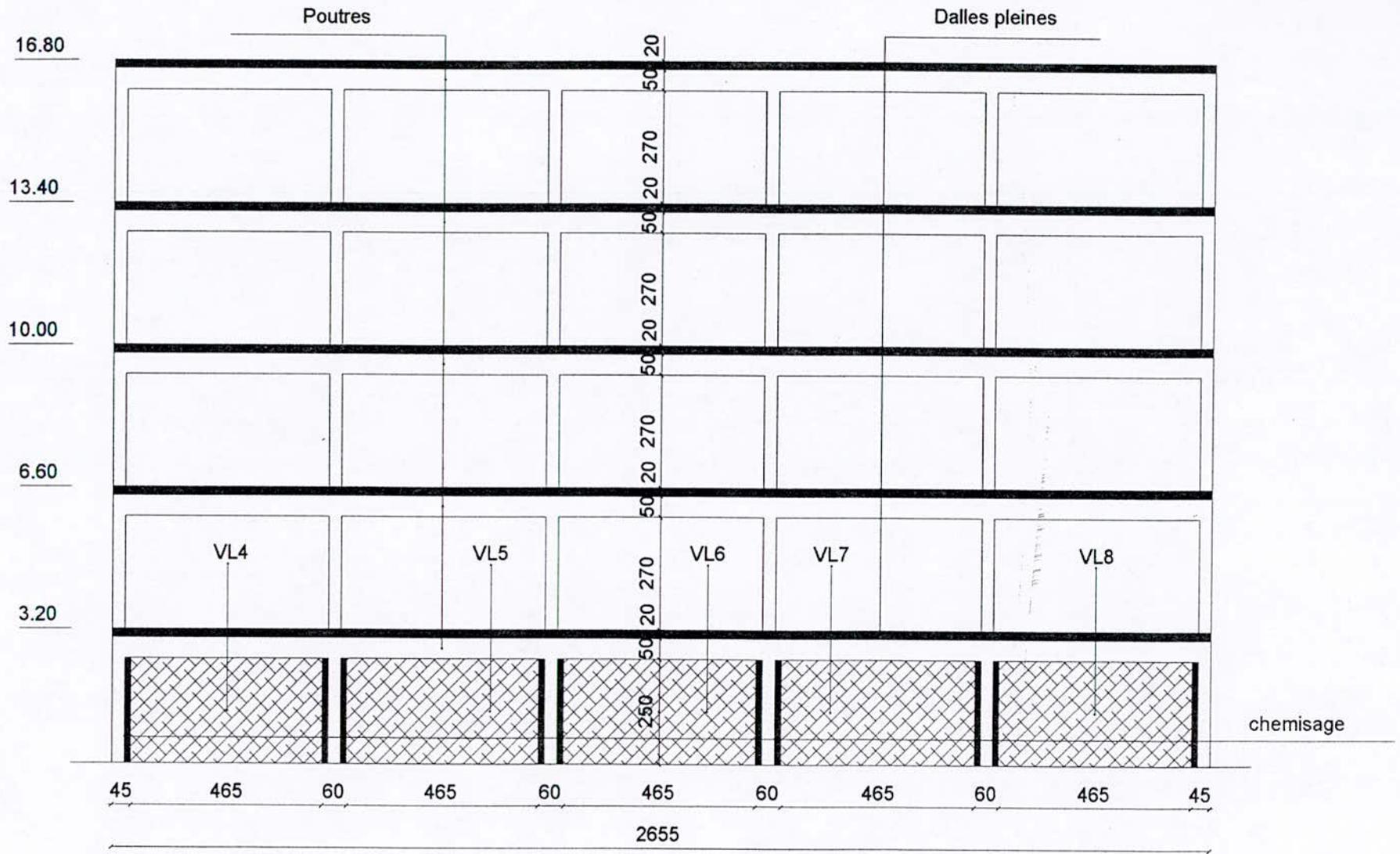
Sch V-3 Renforcement du bloc central : vue en plan du 2eme ; 3eme étage



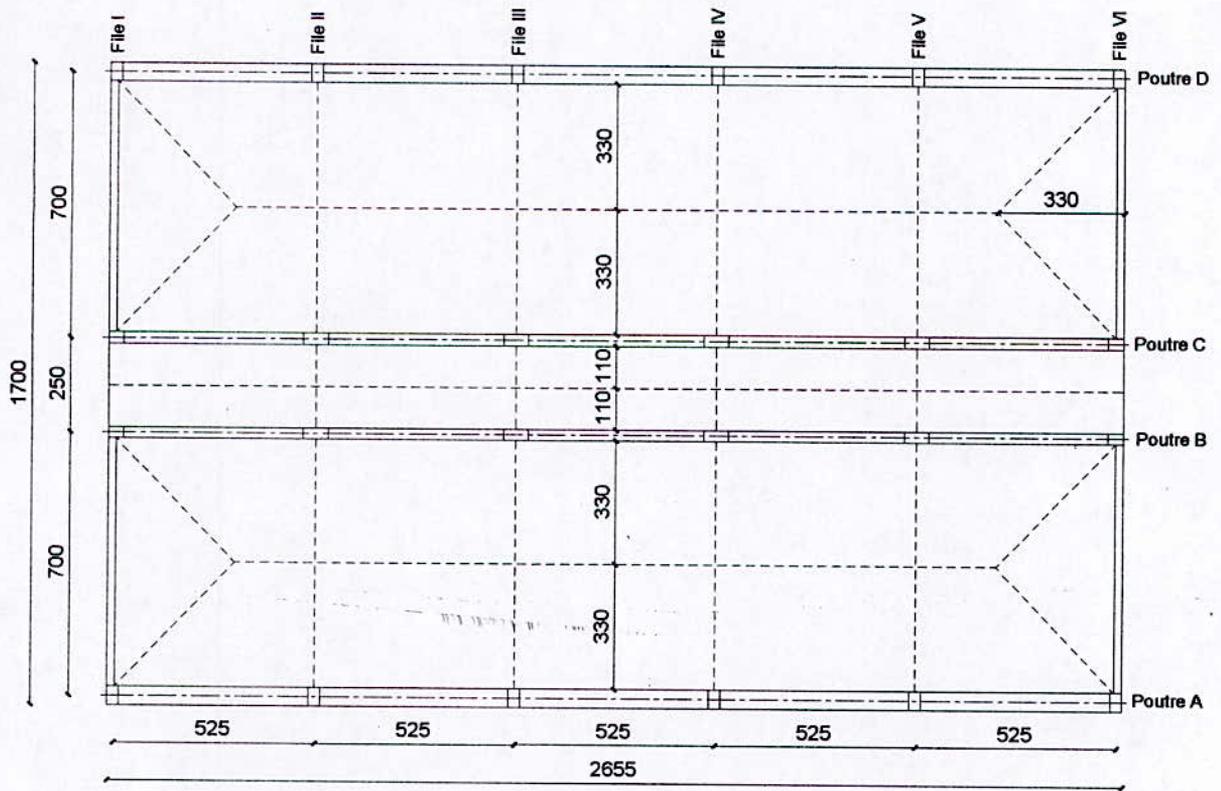
Sch V-4 Renforcement du bloc central : coupe longitudinal en élévation du portique A



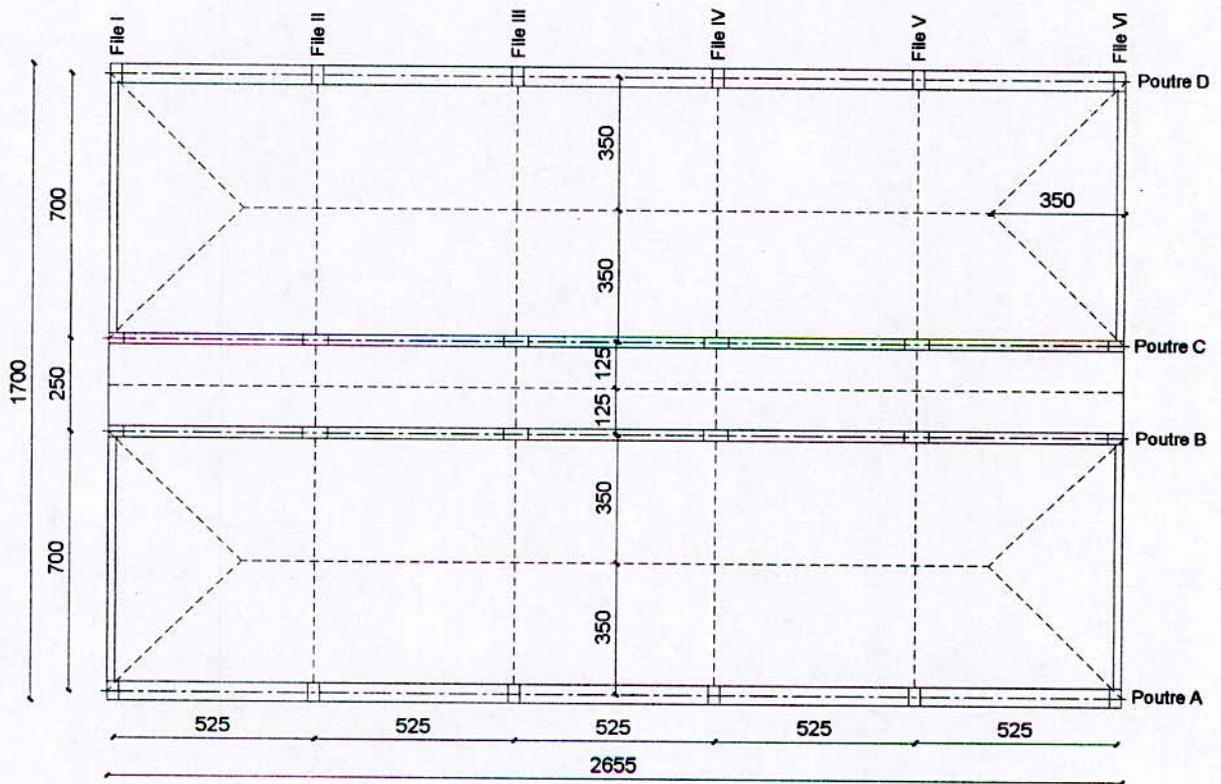
Sch V-5 Renforcement du bloc central : coupe longitudinal en élévation des portiques B et C



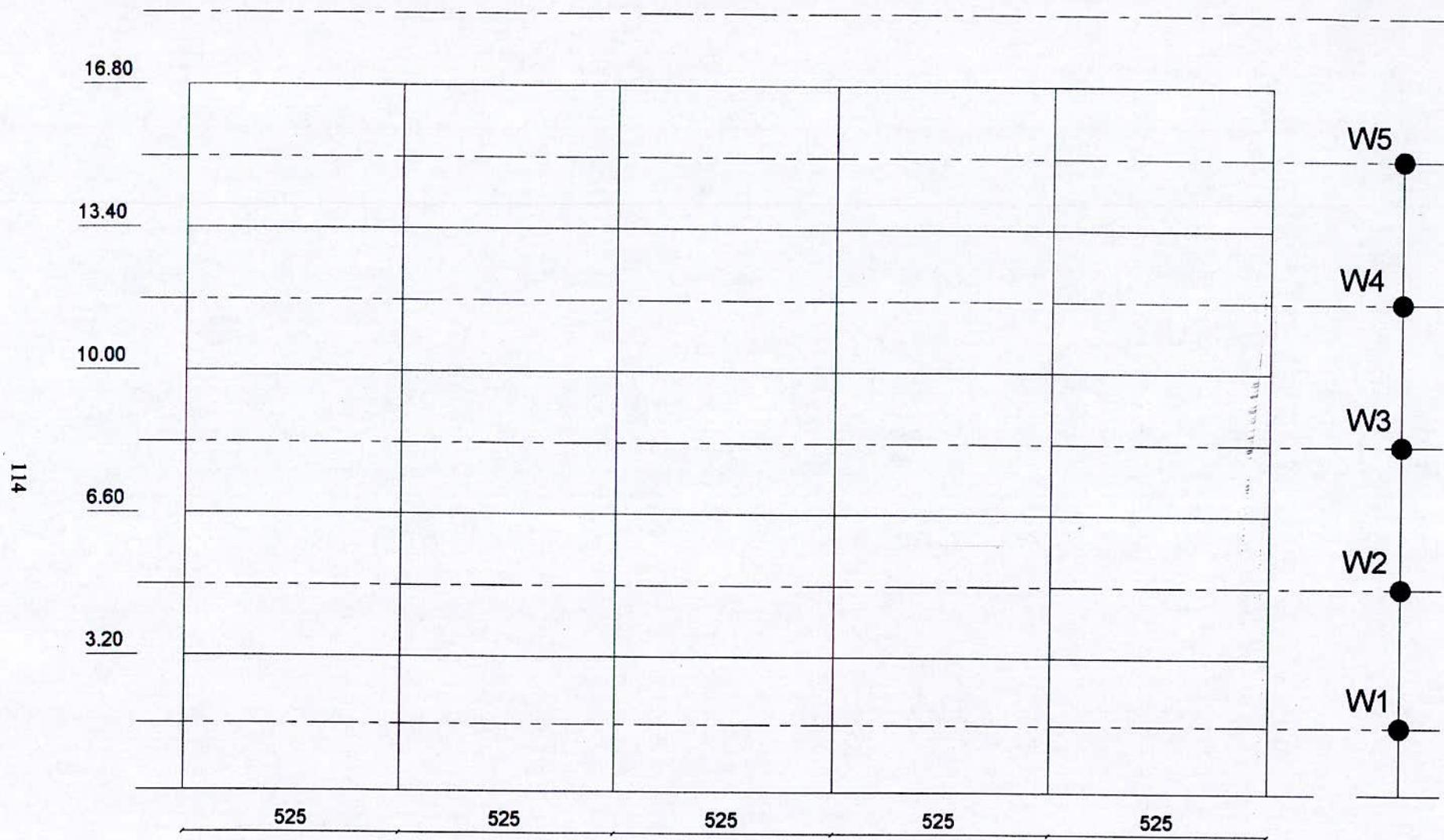
Sch V-6 Renforcement du bloc central : coupe longitudinal en élévation du portique D



Sch V-7 Bloc central : répartition des charges permanentes sur les appuis



Sch V-8 Bloc central : répartition des surcharges d'exploitation sur les appuis



Sch V-9 Bloc central : modélisation du poids total de la structure "W"

CHAPITRE V
ETUDE DU RENFORCEMENT

5-1-Caractéristiques des matériaux :

5-1-1-Béton :

Le béton utilisé pour le renforcement de l'ouvrage présente les caractéristiques suivantes :

- Densité du béton : $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$.
- Résistance caractéristique du béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité instantané : $E = 32200 \text{ MPa}$

Le coefficient de sécurité est pris égal à :

- Combinaisons courantes : $\gamma_b = 1.5$
- Combinaisons sismiques : $\gamma_b = 1.15$

5-1-2-Aciers :

Les aciers utilisés sont de haute adhérence à une limite d'élasticité égale à :

$f_e = 400 \text{ MPa}$.

Le coefficient de sécurité est pris égal à :

- Combinaisons courantes : $\gamma_s = 1.15$
- Combinaisons sismiques : $\gamma_s = 1$

5-1-3-Briques pour maçonnerie chaînée :

Les briques utilisées pour la réalisation des panneaux de la maçonnerie chaînée sont des corps creux de 20cm d'épaisseur, 20cm de largeur et 30 cm de longueur.

La densité de la brique : $\rho_{br} = 4.05 \text{ kN/m}^2$.

Le module d'élasticité : $E_{br} = 2000 \text{ MPa}$.

5-2-Evaluation des charges et surcharges :

5-2-1-Charges permanentes :

5-2-1-1-Plancher :

5-2-1-1-1-Plancher terrasse :

	Epaisseur : (m)	Densité :	Charge : (kN/m ²)
Dalle pleine :	0.20	25 kN/m ³	25*0.20=5
Enduit de plâtre :	0.02	0.10kN/m ² / 1cm	0.10*2=0.20
Forme de pente :	0.05	0.20kN/m / 1cm	0.20*5=1
Etanchéité :	/	/	0.90 kN/m ²

Tab : V-1 Composition du plancher terrasse

5-2-1-1-2-Plancher Courant :

	Epaisseur : (m)	Densité :	Charge : (kN/m ²)
Dalle pleine :	0.20	25 kN/m ³	25*0.20=5
Enduit de plâtre :	0.02	0.10kN/m ² / 1cm	0.10*2=0.20
Carrelage + mortier :	/	/	1
Cloisons internes :	/	/	1 kN/m ²

Tab : V-2 Composition d'un plancher courant

5-2-1-2-Portique :

5-2-1-2-1-Portique de rive :

		Dimensions :	Densité :	Charge : (kN/ml)
Poutre :		$b_0 * h = 0.50 * 0.70 \text{ (m}^2\text{)}$	25 kN/m ³	$25 * 0.50 * 0.70 = 8.75$
Acrotère :		$S = 0.11 \text{ (m}^2\text{)}$	25 kN/m ³	$25 * 0.11 = 2.75$
Panneau de façade :		$e * h = 0.15 * 3.40 \text{ (m}^2\text{)}$	25 kN/m ³	$25 * 0.15 * 3.40 = 12.75$
Poteau :	P3	$a * b = 0.50 * 0.30 \text{ (m}^2\text{)}$	25 kN/m ³	$25 * 0.50 * 0.30 = 3.75$
	P4	$a * b = 0.50 * 0.30 \text{ (m}^2\text{)}$	25 kN/m ³	$25 * 0.50 * 0.30 = 3.75$
	P3C	$a * b = 0.80 * 0.60 \text{ (m}^2\text{)}$	25 kN/m ³	$25 * 0.80 * 0.60 = 12.00$
	P4C	$a * b = 0.80 * 0.45 \text{ (m}^2\text{)}$	25 kN/m ³	$25 * 0.80 * 0.45 = 9.00$

Tab : V-3 Eléments constituant le portique de rive

5-2-1-2-2-Portique intermédiaire :

		Dimensions :	Densité :	Charge : (kN/ml)
Poutre :		$b_0 * h = 0.30 * 0.50 \text{ (m}^2\text{)}$	25 kN/m ³	$25 * 0.30 * 0.50 = 3.75$
Poutre à goussets :		$S = 0.48 \text{ (m}^2\text{)}$	25 kN/m ³	$25 * 0.48 = 12.00$
Maçonnerie chaînée :		$e * h = 0.2 * 2.9$	4.05 kN/m ²	$4.05 * 2.90 = 11.75$
Enduit(maçonnerie):		$e * h = 0.015 * 2.9$	0.10kN/m ² / 1cm	$0.10 * 3 * 2.90 = 0.87$
Poteau :	P1	0.30*0.40	25 kN/m ³	$25 * 0.30 * 0.40 = 3.00$
	P2	0.30*0.65	25 kN/m ³	$25 * 0.30 * 0.65 = 4.88$
	P5	0.30*0.40	25 kN/m ³	$25 * 0.30 * 0.40 = 3.00$
	P1C	0.60*0.55	25 kN/m ³	$25 * 0.60 * 0.55 = 8.25$
	P2C	0.60*0.95	25 kN/m ³	$25 * 0.60 * 0.95 = 14.25$
	P5C	0.60*0.70	25kN/m ³	$25 * 0.60 * 0.70 = 10.50$

Tab : V-4 Elément constituant le portique intermédiaire

5-2-1-3-Voile :

	Dimensions : (m ²)	Densité :	Charge : (kN/ml)
VT 1,2,3,4 _{SS}	e*h=0.20*3.00	25 kN/m ³	25*0.20*3.00=15.00
VT 1,2,3,4 _C	e*h=0.20*3.20	25 kN/m ³	25*0.20*3.20=16.00
VL 1,2,3	e*h=0.30*2.50	25 kN/m ³	25*0.30*3.00=22.50
VL 4,5,6,7,8	e*h=0.20*2.50	25 kN/m ³	25*0.20*3.00=15.00

Tab : V-5 Caractéristiques des voiles

5-2-1-4-Descente de charges :

5-2-1-4-1-Portique de rive :

Les détails de calcul de la charge permanente «G» revenant à chaque travée de poutre du portique de rive sont :

$$G = G_{\text{poutre}} + G_{\text{dalle}}$$

* **G_{poutre} :**

- Poutre : 8.75kN/ml
- Panneau de façade : 12.75 kN/ml
- Acrotère : 2.75 kN/ml

	Travée 1 :	Travée 2 :	Travée 3 :	Travée 4 :	Travée 5 :
Niveau 5 :	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50
Niveau 4 :	21.50	21.50	21.50	21.50	21.50
Niveau 3 :	21.50	21.50	21.50	21.50	21.50
Niveau 2 :	21.50	21.50	21.50	21.50	21.50
Niveau 1 :	21.50	21.50	21.50	21.50	21.50

Tab : V-6 Charges permanentes provenant des poutres G_{poutre} en kN/ml (portique de rive)

* G_{dalle} :

- Dalle pleine : 5.00kN/m²
- Enduit de plâtre : 0.20kN/m²
- Carrelage + mortier : 1.00kN/m²
- Forme de pente : 1.00kN/m²
- Etanchéité : 0.90kN/m²
- Cloisons internes : 1.00kN/m²

- Dans le cas des travées de rive, la surface chargée revenant à la poutre du portique est :

$$S = (5.25+1.95)/2*3.30 = 11.88\text{m}^2$$

$$\text{La charge / ml} = q*11.88/5.25 = q*2.26$$

- Dans le cas des travées centrales, la surface chargée revenant à la poutre du portique (/ml) est :

$$S=1.00*3.30=3.30\text{m}^2$$

	Travée 1 :	Travée 2 :	Travée 3 :	Travée 4 :	Travée 5 :
Niveau 5 :	16.07	23.43	23.43	23.43	16.07
Niveau 4 :	16.30	23.76	23.76	23.76	16.30
Niveau 3 :	16.30	23.76	23.76	23.76	16.30
Niveau 2 :	16.30	23.76	23.76	23.76	16.30
Niveau 1 :	16.30	23.76	23.76	23.76	16.30

Tab : V-7 Charges permanentes provenant des dalles G_{dalle} en kN/ml (portique de rive)

* **G :**

	Travée 1 :	Travée 2 :	Travée 3 :	Travée 4 :	Travée 5 :
Niveau 5 :	27.57	34.93	34.93	34.93	27.57
Niveau 4 :	37.80	45.26	45.26	45.26	37.80
Niveau 3 :	37.80	45.26	45.26	45.26	37.80
Niveau 2 :	37.80	45.26	45.26	45.26	37.80
Niveau 1 :	37.80	45.26	45.26	45.26	37.80

Tab : V-8 Charges permanentes totales G en kN/ml
(portique de rive)

5-2-1-4-2-Portique intermédiaire :

Les détails de calcul de la charge permanente «G» revenant à chaque travée de poutre du portique intermédiaire sont :

$$G = G_{\text{poutre}} + G_{\text{dalle}}$$

* **G_{poutre} :**

- Poutre : 3.75 kN/ml
- Poutre à goussets : 12.00 kN/ml
- Maçonnerie chaînée : 2.75 kN/ml
- Forme de pente + protection des gravillons : 0.36kN/ml

	Travée 1 :	Travée 2 :	Travée 3 :	Travée 4 :	Travée 5 :
Niveau 5 :	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11
Niveau 4 :	3.75	3.75	16.365	3.75	3.75
Niveau 3 :	3.75	3.75	16.365	3.75	3.75
Niveau 2 :	3.75	3.75	16.365	3.75	3.75
Niveau 1 :	3.75	26.615	26.615	26.615	3.75

Tab : V-9 Charges permanentes provenant des poutres G_{poutre} en kN/ml
(portique intermédiaire)

* **G_{dalle}** :

- Dalle pleine : 5.00kN/m²
- Enduit de plâtre : 0.20kN/m
- Carrelage + mortier : 1.00kN/m
- Forme de pente : 1.00kN/m
- Etanchéité : 0.90kN/m
- Cloisons internes : 1.00kN/m

- Dans le cas des travées de rive, la surface chargée revenant à la poutre du portique est :

$$S = S_{\text{dalle centrale}} + S_{\text{dalle rive}} = 1.10 \cdot 5.25 + (5.25 + 1.95) / 2 \cdot 3.30 = 17.655 \text{ m}^2$$

$$\text{La charge / ml} = q \cdot 17.655 / 5.25 = q \cdot 3.36$$

- Dans le cas des travées centrales, la surface chargée revenant à la poutre du portique (/ml) est :

$$S = 1.00 \cdot (3.30 + 1.10) = 4.40 \text{ m}^2$$

	Travée 1 :	Travée 2 :	Travée 3 :	Travée 4 :	Travée 5 :
Niveau 5 :	23.88	23.43	23.43	23.43	23.88
Niveau 4 :	24.21	31.68	31.68	31.68	24.21
Niveau 3 :	24.21	31.68	31.68	31.68	24.21
Niveau 2 :	24.21	31.68	31.68	31.68	24.21
Niveau 1 :	24.21	31.68	31.68	31.68	24.21

Tab : V-10 Charges permanentes provenant des dalles G_{dalle} en kN/ml (portique intermédiaire)

* **G :**

	Travée 1 :	Travée 2 :	Travée 3 :	Travée 4 :	Travée 5 :
Niveau 5 :	27.57	34.93	34.93	34.93	27.57
Niveau 4 :	27.97	35.43	48.05	35.43	27.97
Niveau 3 :	27.97	35.43	48.05	35.43	27.97
Niveau 2 :	27.97	35.43	48.05	35.43	27.97
Niveau 1 :	27.97	56.30	56.30	56.30	27.97

*Tab : V-11 Charges permanentes totales G en kN/ml
(portique intermédiaire)*

5-2-1-4-3-Voiles transversaux :

Tous les voiles transversaux sont identiques, la descente de charge sera effectuée pour un seul voile. La charge revenant à chaque voile est donnée par la relation suivante :

$$G = G_{\text{dalle}} + G_{\text{voile}}$$

* **G_{dalle} :**

- Dalle pleine : 5.00kN/m²
- Enduit de plâtre : 0.20kN/m
- Carrelage + mortier : 1.00kN/m
- Forme de pente : 1.00kN/m
- Etanchéité : 0.90kN/m
- Cloisons internes : 1.00kN/m

La surface chargée revenant au voile est :

$$S = 7 \times 3.5 / 2 = 12.25 \text{m}^2$$

$$\text{La charge / ml} = q \times 12.25 / 7 = q \times 1.75$$

* **G_{voile} :**

C'est le poids propre des voiles transversaux + le poids propre de l'acrotère.

* **G:**

	G _{dalle} (kN/ml)	G _{voile} (kN/ml)	G (kN/ml)
Niveau 5 :	12.425	19.750	32.175
Niveau 4 :	25.025	36.750	61.775
Niveau 3 :	37.625	53.750	91.375
Niveau 2 :	50.225	70.750	120.975
Niveau 1 :	62.825	86.750	149.575

Tab : V-12 Charges permanentes sur les voiles G en kN/ml

5-2-2-Surcharges d'exploitation :

5-2-2-1-Descente de charges : portique de rive :

On distingue deux types de travées :

- Dans le cas des travées de rive, la surface chargée revenant à la poutre du portique est :

$$S = (5.25+1.75)/2*3.50 = 12.25m^2$$

$$\text{La charge / ml} = q*12.25/5.25 = q*2.33$$

- Dans le cas des travées centrales, la surface chargée revenant à la poutre du portique (/ml) est :

$$S=1.00*3.50=3.50m^2$$

Plancher terrasse : 1.00kN/m²

Plancher courant : 2.50kN/m²

	Travée 1 :	Travée 2 :	Travée 3 :	Travée 4 :	Travée 5 :
Niveau 5 :	2.53	2.53	2.53	2.53	2.53
Niveau 4 :	5.83	8.75	8.75	8.75	5.83
Niveau 3 :	5.83	8.75	8.75	8.75	5.83
Niveau 2 :	5.83	8.75	8.75	8.75	5.83
Niveau 1 :	5.83	8.75	8.75	8.75	5.83

Tab : V-13 Surcharges d'exploitation Q en kN/ml (portique de rive)

5-2-2-2-Déscente de charges : portique intermédiaire :

On distingue deux cas :

- Dans le cas des travées de rive, la surface chargée revenant à la poutre du portique est :

$$S = S_{\text{dalle centrale}} + S_{\text{dalle rive}} = 1.25 \times 5.25 + (5.25 + 1.75) / 2 \times 3.50 = 18.81 \text{m}^2$$

$$\text{La charge / ml} = q \times 18.81 / 5.25 = q \times 3.58$$

- Dans le cas des travées centrales, la surface chargée revenant à la poutre du portique (/ml) est :

$$S = 1.00 \times (3.50 + 1.25) = 4.75 \text{m}^2$$

Plancher terrasse : 1.00kN/m²

Plancher courant : 2.50kN/m²

	Travée 1 :	Travée 2 :	Travée 3 :	Travée 4 :	Travée 5 :
Niveau 5 :	3.58	4.75	4.75	4.75	3.58
Niveau 4 :	8.96	11.875	11.875	11.875	8.96
Niveau 3 :	8.96	11.875	11.875	11.875	8.96
Niveau 2 :	8.96	11.875	11.875	11.875	8.96
Niveau 1 :	8.96	11.875	11.875	11.875	8.96

Tab : V-14 Surcharges d'exploitation Q en kN/ml (portique intermédiaire)

5-2-2-3-Déscente de charges : voiles transversaux :

Les surcharges reprises par chaque voile sont identiques. La surface chargée revenant au voile est :

$$S = 7 \times 3.5 / 2 = 12.25 \text{m}^2$$

$$\text{La surcharge / ml} = q \times 12.25 / 7 = q \times 1.75$$

Plancher terrasse : 1.00kN/m²

Plancher courant : 2.50kN/m²

	Surcharge (kN/ml)
Niveau 5 :	1.750
Niveau 4 :	6.125
Niveau 3 :	10.500
Niveau 2 :	14.875
Niveau 1 :	19.250

Tab : V-15 Surcharges d'exploitation sur les voiles Q en kN/ml

5-2-3-Calcul de W :

Le poids total de l'ouvrage est calculé conformément aux règlements parasismiques algériens.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{G_i} + \beta * W_{Q_i}$

5-2-3-1-Calcul des W_{G_i} :

5-2-3-1-1- W_{G5} :

$$W_{G5} = W_{G \text{ plancher}} + \frac{1}{2} * W_{G \text{ éléments verticaux}}$$

* $W_{G \text{ plancher}}$:

- Dalle : $5 * 26.55 * (6.6 + 2.2 + 6.6) = 2044.35$
- Enduit : $0.20 * 26.55 * 17 = 90.27$
- Forme de pente : $1.00 * 26.55 * 17 = 451.35$
- Etanchéité : $0.90 * 26.55 * 17 = 406.25$
- Poutre de rive : $8.75 * 26.55 * 2 = 464.625$
- Poutre intermédiaire : $3.75 * 26.55 * 2 = 199.125$
- Acrotère : $2.75 * (26.55 + 17) * 2 = 239.525$

* $\frac{1}{2} * W_{G \text{ éléments verticaux}}$:

- Cloisons internes : $1 * 26.55 * 17 * \frac{1}{2} = 225.675$
- Maçonnerie chaînée (+enduit) : $12.62 * 5.25 * 2 * \frac{1}{2} = 66.229$

- Panneaux préfabriqués : $12.75 * 5.25 * 10 * \frac{1}{2} = 334.688$
- Voiles transversaux : $16 * 7 * 4 * \frac{1}{2} = 224$
- Poteaux :
 - P1 : $3.00 * 2.9 * 4 * \frac{1}{2} = 17.4$
 - P3 : $3.75 * 2.7 * 8 * \frac{1}{2} = 40.5$
 - P4 : $3.75 * 2.7 * 4 * \frac{1}{2} = 20.25$
 - P5 : $3.00 * 2.9 * 4 * \frac{1}{2} = 17.4$
 - P5C : $10.50 * 2.9 * 4 * \frac{1}{2} = 60.9$

$$W_{G5} = 4902.5 \text{ kN}$$

5-2-3-1-2- W_{G4} :

$$W_{G4} = W_{G \text{ plancher}} + \frac{1}{2} * W_{G \text{ éléments verticaux}} \text{ (supérieur + inférieur)}$$

*** $W_{G \text{ plancher}}$:**

- Dalle : $5 * 26.55 * (6.6 + 2.2 + 6.6) = 2044.35$
- Enduit : $0.20 * 26.55 * 17 = 90.27$
- Carrelage + mortier : $1.00 * 26.55 * 17 = 451.35$
- Poutre de rive : $8.75 * 26.55 * 2 = 464.625$
- Poutre intermédiaire : $3.75 * 26.55 * 2 = 199.125$

*** $\frac{1}{2} * W_{G \text{ éléments verticaux}}$ (supérieur + inférieur) :**

- Cloisons internes : $1 * 26.55 * 17 = 451.35$
- Maçonnerie chaînée (+enduit) : $12.62 * 5.25 * 2 = 132.458$
- Panneaux préfabriqués : $12.75 * 5.25 * 10 = 669.375$
- Voiles transversaux : $16 * 7 * 4 = 448$
- Poteaux :
 - P1 : $3.00 * 2.9 * 4 = 34.8$
 - P3 : $3.75 * 2.7 * 8 = 81$
 - P4 : $3.75 * 2.7 * 4 = 40.5$
 - P5 : $3.00 * 2.9 * 4 = 34.8$
 - P5C : $10.50 * 2.9 * 4 = 121.8$

$$W_{G4} = 5263.8 \text{ kN}$$

5-2-3-1-3- W_{G3} :

$$W_{G3} = W_{G \text{ plancher}} + \frac{1}{2} * W_{G \text{ éléments verticaux}} \text{ (supérieur + inférieur)}$$

* $W_{G \text{ plancher}}$:

- Dalle : $5 * 26.55 * (6.6 + 2.2 + 6.6) = 2044.35$
- Enduit : $0.20 * 26.55 * 17 = 90.27$
- Carrelage + mortier : $1.00 * 26.55 * 17 = 451.35$
- Poutre de rive : $8.75 * 26.55 * 2 = 464.625$
- Poutre intermédiaire : $3.75 * 26.55 * 2 = 199.125$

* $\frac{1}{2} * W_{G \text{ éléments verticaux}} \text{ (supérieur + inférieur)}$:

- Cloisons internes : $1 * 26.55 * 17 = 451.35$
- Maçonnerie chaînée (+enduit) : $12.62 * 5.25 * 2 = 132.458$
- Panneaux préfabriqués : $12.75 * 5.25 * 10 = 669.375$
- Voiles transversaux : $16 * 7 * 4 = 448$
- Poteaux :
 - P1 : $3.00 * 2.9 * 4 = 34.8$
 - P2 : $4.88 * 2.9 * 4 * \frac{1}{2} = 28.275$
 - P3 : $3.75 * 2.7 * 8 = 81$
 - P4 : $3.75 * 2.7 * 4 = 40.5$
 - P5 : $3.00 * 2.9 * 4 * \frac{1}{2} = 17.4$
 - P2C : $14.25 * 2.9 * 4 * \frac{1}{2} = 82.65$
 - P5C : $10.50 * 2.9 * 4 * \frac{1}{2} = 60.9$

$$W_{G3} = 5296.43 \text{ kN}$$

5-2-3-1-4- W_{G2} :

$$W_{G2} = W_{G \text{ plancher}} + \frac{1}{2} * W_{G \text{ éléments verticaux}} \text{ (supérieur + inférieur)}$$

* **W_G plancher :**

- Dalle : $5 \times 26.55 \times (6.6 + 2.2 + 6.6) = 2044.35$
- Enduit : $0.20 \times 26.55 \times 17 = 90.27$
- Carrelage + mortier : $1.00 \times 26.55 \times 17 = 451.35$
- Poutre de rive : $8.75 \times 26.55 \times 2 = 464.625$
- Poutre intermédiaire : $3.75 \times 26.55 \times 2 = 199.125$

* **1/2 * W_G éléments verticaux (supérieur + inférieur) :**

- Cloisons internes : $1 \times 26.55 \times 17 = 451.35$
- Maçonnerie chaînée (+enduit) : $12.62 \times 5.25 \times 2 + 12.62 \times 5.25 \times 4 \times 1/2 = 264.916$
- Panneaux préfabriqués : $12.75 \times 5.25 \times 10 = 669.375$
- Voiles transversaux : $16 \times 7 \times 4 = 448$
- Poteaux :
 - P1 : $3.00 \times 2.9 \times 4 = 34.8$
 - P2 : $4.88 \times 2.9 \times 4 \times 1/2 = 28.275$
 - P3 : $3.75 \times 2.7 \times 8 = 81$
 - P4 : $3.75 \times 2.7 \times 4 = 40.5$
 - P2C : $14.25 \times 2.9 \times 12 \times 1/2 = 247.95$

$W_{G2} = 5515.89 \text{ kN}$

* **5-2-3-1-5-W_{GI} :**

$$W_{G1} = W_{G \text{ plancher}} + 1/2 * W_{G \text{ éléments verticaux (supérieur + inférieur)}}$$

* **W_G plancher :**

- Dalle : $5 \times 26.55 \times (6.6 + 2.2 + 6.6) = 2044.35$
- Enduit : $0.20 \times 26.55 \times 17 = 90.27$
- Carrelage + mortier : $1.00 \times 26.55 \times 17 = 451.35$
- Poutre de rive : $8.75 \times 26.55 \times 2 = 464.625$
- Poutre intermédiaire : $3.75 \times 5.40 \times 4 = 81$
- Poutre à goussets : $(12 \times 5.25 - 25 \times 0.6 \times 0.25 \times 2.95) \times 6 = 311.625$

* $\frac{1}{2} * W_G$ éléments verticaux (**supérieur + inférieur**) :

- Cloisons internes : $1 * 26.55 * 17 * \frac{1}{2} = 225.675$
- Maçonnerie chaînée (+enduit) : $12.62 * 5.25 * 10 * \frac{1}{2} = 331.275$
- Panneaux préfabriqués : $12.75 * 5.25 * 10 * \frac{1}{2} = 334.688$
- Voiles transversaux : $16 * 7 * 4 * \frac{1}{2} + 15 * 7 * 4 * \frac{1}{2} = 434$
- Voiles Longitudinaux : $22.5 * 5.25 * 3 * \frac{1}{2} + 15 * 5.25 * 5 * \frac{1}{2} = 374.063$
- Poteaux :
 - P1 : $3.00 * 2.9 * 4 * \frac{1}{2} = 17.4$
 - P3 : $3.75 * 2.7 * 8 * \frac{1}{2} = 40.5$
 - P4 : $3.75 * 2.7 * 4 * \frac{1}{2} = 20.25$
 - P1C : $8.25 * 2.7 * 4 * \frac{1}{2} = 44.55$
 - P2C : $14.25 * 2.9 * 8 * \frac{1}{2} + 14.25 * 2.7 * 8 * \frac{1}{2} = 319.2$
 - P3C : $12 * 2.5 * 8 * \frac{1}{2} = 120$
 - P4C : $9 * 2.5 * 4 * \frac{1}{2} = 45$

$$W_{G1} = 5749.82 \text{ kN}$$

5-2-3-2-Calcul des W_{Qi} :

5-2-3-2-1- W_{Q5} :

$$W_{Q5} = 1 * 26.55 * 17$$

$$W_{Q5} = 451.35 \text{ kN}$$

5-2-3-2-2- W_{Q4} ; W_{Q3} ; W_{Q2} ; W_{Q1} :

$$W_{Q4} = W_{Q3} = W_{Q2} = W_{Q1} = 2.5 * 26.55 * 17$$

$$W_{Q4} = W_{Q3} = W_{Q2} = W_{Q1} = 1128.38 \text{ kN}$$

5-2-3-3-Calcul des W_i :

Pour les édifices scolaires, le RPA99 donne : $\beta = 0.40$

Les valeurs de « W_i » et de « W » sont données dans le tableau suivant :

	W_{Gi} (kN)	W_{Qi} (kN)	W_i (kN)
Niveau 5 :	4902.50	451.35	5083.04
Niveau 4 :	5263.80	1128.38	5715.15
Niveau 3 :	5269.43	1128.38	5720.78
Niveau 2 :	5515.89	1128.38	5967.24
Niveau 1 :	5749.82	1128.38	6201.17
$W=$			28687.4

Tab : V-16 Calcul du poids propre de l'ouvrage W

5-3-Etude au séisme :

5-3-1-Sens L_x :

5-3-1-1-Calcul de la période propre :

La période propre de l'ouvrage est calculée par la formule empirique suivante :

$$T_x = 0.09 * \frac{H}{\sqrt{L_x}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 16.8m \\ L_x = 26.55m \end{array} \right\} \Rightarrow T_x = 0.293s$$

5-3-1-2-Calcul de la force sismique totale par la méthode statique

équivalente :

L'effort tranchant à la base est donné par la relation :

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R_x} W \text{ (RPA99)}$$

5-3-1-2-1-Calcul des Coefficients : « A ; D_x ; Q_x ; R_x » :

a-Coefficient d'accélération de zone « A » :

«A» est fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Après le séisme du 22/12/99 de Ain Témouchent, cette région a été reclassée en zone II.

Les bâtiments à usage scolaire sont classés par le RPA dans le groupe : « ouvrages de grande importance 1B ».

A = A (zone II , groupe 1B)

$$A = 0.20$$

b-Facteur d'amplification dynamique moyen « D_x » :

Le facteur «D» est fonction de :

$$D_x = \begin{cases} 2.5 * \eta_i \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T_x}\right)^{5/3} \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} 0 \leq T_x \leq T_2 \\ T_2 \leq T_x \leq 3.0 \\ 3.0 \leq T_x \end{array} \right. \text{ Si } \left\{ \begin{array}{l} 0 \leq T_x \leq T_2 \\ T_2 \leq T_x \leq 3.0 \\ 3.0 \leq T_x \end{array} \right.$$

T₂ est fonction du site.

=> T₂ = 0.40 s (site ferme S₂)

T_x = 0.293 s => 0 < T_x < T₂ ⇒ D_x = 2.5 η

η = (7 / (2 + ξ))^{1/2} ≥ 0.7

ξ = 7 (portiques en béton armé à remplissage dense).

⇒ η = 0.882

$$D_x = 2.205$$

c-Facteur de qualité « Q_x » :

Il est calculé selon la formule :

$$Q_x = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Les valeurs de pénalités «P_q» sont :

Conditions minimales sur les files de contreventement :	Observé	0
Redondance en plan :	Observé	0
Régularité en plan :	Observé	0
Régularité en élévation :	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux :	Non observé	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution :	Non observé	0.1

Tab : V-17 Valeurs des penalties P_q

$$Q_x = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1$$

$$Q_x = 1.15$$

d-Coefficient de comportement global « R_x » :

Pour les structures contreventées par portiques autostables avec remplissage, le coefficient « R » est égal à :

$$R_x = 3.5$$

5-3-1-2-2-Charge verticale « W » :

$$W = 28687.4 \text{ kN}$$

5-3-1-2-3-Force sismique « V_x » :

$$V_x = \frac{0.20 * 2.205 * 1.15}{3.5} * 28687.5$$

$$V_x = 4157 \text{ kN}$$

5-3-1-3-Force additionnelle au sommet « F_{tx} » :

$$F_{tx} = \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ 0.07 * T_x * V_x \\ 0.25 * V_x \end{array} \right\} \text{Si} \left\{ \begin{array}{l} T_x \leq 0.7s \\ 0.7s < T_x \\ 0.07 * T_x \leq 0.25 \end{array} \right\}$$

Comme $T_x = 0.293s < 0.7s$:

$$F_{tx} = 0$$

5-3-1-4-Répartition de la force sismique « F_{xi} » :

La force sismique sollicitant chaque niveau est donnée par :

$$F_{xi} = \frac{(V_x - F_{tx}) * W_i * z_i}{\sum_{j=1}^n (W_j * z_j)} = \frac{V_x * W_i * z_i}{\sum_{j=1}^n (W_j * z_j)}$$

5-3-1-5-Calcul des efforts tranchants « T_{xi} » :

L'effort tranchant à chaque niveau est :

$$T_{xi} = F_{tx} + \sum_{j=i+1}^n (F_{xj}) = \sum_{j=i+1}^n (F_{xj})$$

5-3-1-6-Calcul des moments fléchissants « M_{xi} » :

Le moment fléchissant à chaque niveau est :

$$M_{xi} = F_{tx} * (H - z_i) + \sum_{j=i}^n (F_{xj} * (z_j - z_i)) = \sum_{j=i}^n (F_{xj} * (z_j - z_i))$$

Les résultats sont exprimés dans le tableau ci-dessous :

Niveau :	Cote z_i (m)	F_{xi} (MN)	T_{xi} (MN)	M_{xi} (MN.m)
5	16.8	1275	1275	0
4	13.4	1143	1275	4335
3	10	854	2418	12557
2	6.6	588	3272	23683
1	3.2	296	3860	36808
0	0	/	4157	50110

Tab : V-18 Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage (dans le sens longitudinal)

5-3-2-Sens L_y :

5-3-2-1-Calcul de la période propre :

La période propre de l'ouvrage est calculée par la formule empirique suivante :

$$T_x = 0.09 * \frac{H}{\sqrt{L_y}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 16.8m \\ L_x = 17m \end{array} \right\} \Rightarrow T_x = 0.367s$$

5-3-2-2-Calcul de la force sismique totale par la M-S-E :

L'effort tranchant à la base est :

$$V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R_y} W \quad (\text{RPA99})$$

5-3-2-2-1-Calcul des Coefficients : « A ; D_y ; Q_y ; R_y » :

a-Coefficient d'accélération de zone « A » :

$A = 0.20$

b-Facteur d'amplification dynamique moyen « D_y » :

«D» est tel que :

$$D_y = \left\{ \begin{array}{l} 2.5 * \eta_i \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T_y} \right)^{5/3} \end{array} \right\} \text{ Si } \left\{ \begin{array}{l} 0 \leq T_y \leq T_2 \\ T_2 \leq T_y \leq 3.0 \\ 3.0 \leq T_y \end{array} \right.$$

T₂ est fonction du site.

=>T₂ = 0.40 s (site ferme)

T_y = 0.367 s => 0 < T_y < T₂ ⇒ D_y = 2.5 η

η = (7 / (2 + ξ))^{1/2} ≥ 0.7

ξ = 10 (voiles en béton armé).

⇒ η = 0.764

D_y = 1.909

c-Facteur de qualité « Q_y » :

Il est donné par :

$$Q_y = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Les pénalités «P_q» sont :

Conditions minimales sur les files de contreventement :	Observé	0
Redondance en plan :	Non observé	0.05
Régularité en plan :	Observé	0
Régularité en élévation :	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux :	Non observé	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution :	Non observé	0.1

Tab : V-19 Valeurs des penalties P_q

$$Q_y = 1 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1$$

$Q_y = 1.20$

d-Coefficient de comportement global « R_y » :

Pour les structures contreventées par voiles en béton armé :

$R_y = 3.5$

5-3-2-2-Charge verticale « W » :

$W = 28687.4 \text{ kN}$

5-3-2-3-Force sismique « V_y » :

$$V_x = \frac{0.20 * 1.909 * 1.20}{3.5} * 28687.5$$

$V_x = 3756 \text{ kN}$

5-3-2-3-Force additionnelle au sommet « F_{ty} » :

$$F_{ty} = \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ 0.07 * T_y * V_y \\ 0.25 * V_y \end{array} \right\} \text{ Si } \left\{ \begin{array}{l} T_y \leq 0.7s \\ 0.7s < T_y \\ 0.07 * T_y \leq 0.25 \end{array} \right\}$$

Comme $T_y = 0.367s < 0.7s$:

$$F_{by} = 0$$

5-3-2-4-Répartition de la force sismique « F_{yi} » :

La force sismique à chaque niveau est égale à :

$$F_{yi} = \frac{(V_y - F_{by}) * W_i * z_i}{\sum_{j=1}^n (W_j * z_j)} = \frac{V_y * W_i * z_i}{\sum_{j=1}^n (W_j * z_j)}$$

5-3-2-5-Calcul des efforts tranchants « M_{yi} » :

L'effort tranchant à chaque niveau est :

$$T_{yi} = F_{by} + \sum_{j=i+1}^n (F_{yj}) = \sum_{j=i+1}^n (F_{yj})$$

5-3-2-6-Calcul des moments fléchissants « M_{yi} » :

Le moment fléchissant à chaque niveau est :

$$M_{yi} = F_{by} * (H - z_i) + \sum_{j=i}^n (F_{yj} * (z_j - z_i)) = \sum_{j=i}^n (F_{yj} * (z_j - z_i))$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Niveau :	Cote z _i (m)	F _{xi} (MN)	T _{xi} (MN)	M _{xi} (MN.m)
5	16.8	1152	1152	0
4	13.4	1033	1152	3917
3	10	772	2185	11347
2	6.6	531	2957	21402
1	3.2	268	3489	33263
0	0	/	3756	45283

Tab : V-20 Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage (dans le sens transversal)

5-4-Répartition de l'effort sismique :

5-4-1-Sens L_x :

Dans le sens L_x , la force sismique est reprise par les portiques.

Pour la distribution des efforts, on utilisera la méthode de Muto basée sur la rigidité des portiques.

5-4-1-1-Calcul des rigidités :

5-4-1-1-1-Calcul des raideurs K :

*** Poutres :**

$$K_i = \frac{I_i}{l_i^3}$$

- I_i : Inertie de la poutre / axe passant par le centre de gravité.
- l_i : Portée de la poutre.

*** Poteaux :**

$$K_p = \frac{I_p}{h_p^3}$$

- I_p : Inertie de poteau / axe passant par le centre de gravité et \perp à la direction du séisme.
- h_p : hauteur libre du poteau.

5-4-1-1-2-Calcul des raideurs corrigées :

Les poteaux sont supposés encastrés à la base, la raideur corrigée pour chaque nœud « \bar{K}_{ij} » est donnée par :

$$\bar{K}_{ij} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sum(K_i \text{ sup}) + \sum(K_i \text{ inf})}{2 * k_p} \\ \frac{\sum(K_i \text{ sup})}{k_p} \end{array} \right\} \text{ Si } \left\{ \begin{array}{l} \text{Niveau - courant} \\ \text{1}^{\text{er}} \text{ niveau} \end{array} \right\}$$

5-4-1-1-3-Calcul des coefficients correcteurs a_{ij} :

- * Pour un niveau courant, et pour chaque nœud :

$$a_{ij} = \frac{\bar{K}_{ij}}{2 + \bar{K}_{ij}}$$

- * Pour le 1^{er} niveau, et pour chaque nœud :

$$a_{ij} = \frac{0.5 + \bar{K}_{ij}}{2 + \bar{K}_{ij}}$$

5-4-1-1-4-Calcul des rigidités des nœuds r_{ij} :

La rigidité d'un nœud est donnée par la relation :

$$r_{ij} = a_{ij} * \frac{12 * E * I_{ij}}{h_{ij}^3}$$

- E : module d'élasticité du béton utilisé.
- I_{ij} : Inertie de poteau / axe passant par le centre de gravité et \perp à la direction du séisme.
- h_{ij} : hauteur libre du poteau.

5-4-1-1-5-Calcul des rigidités des portiques :

La rigidité d'un portique « R_i » est donnée par la relation :

$$R_i = \sum_{j=1}^m r_{ij}$$

Avec :

- r_{ij} : rigidité des nœuds constituant le portique « i »
- m : nombre de nœuds.

5-4-1-2-Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum m_i * X_i}{\sum m_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum m_i * Y_i}{\sum m_i}$$

X_i ; Y_i coordonnées de l'élément de masse m_i / un repère donné.

5-4-1-3-Calcul du centre de torsion :

$$Y_C = \frac{\sum R_i * Y_i}{\sum R_i}$$

- R_i : rigidité du portique «i».
- Y_i : ordonnée du portique «i» / un repère donné.

5-4-1-4-Calcul des excentricités :*** Excentricité théorique :**

$$e_{th} = |Y_C - Y_G|$$

*** Excentricité accidentelle :**

$$e_{acc} = 5\%(L)$$

Avec : $L = \max(L_x, L_y)$

L'excentricité prise en considération sera :

$$e = \max(e_{th}, e_{acc})$$

5-4-1-5-Répartition de l'effort sismique :

A chaque niveau courant, l'effort sismique revenant à chaque portique est :

5-4-1-5-1-Forces de translation :

La répartition se fait proportionnellement aux rigidités des portiques :

$$V_{xik_{TRANS}} = V_{xk} * \frac{R_{ik}}{\sum_{i=1}^n R_{ik}}$$

Avec :

- $V_{xik_{TRANS}}$: effort de translation repris par le portique « i » au niveau « k »
- V_{xk} : effort au niveau « k ».
- R_{ik} : rigidité du portique « i » au niveau « k ».
- n : nombre de portiques au niveau « k ».

5-4-1-5-2-Forces de rotation :

L'effort de rotation dans chaque portique est donné par :

$$V_{xik_{ROT}} = V_{xk} * \frac{R_{ik} * (Y_G - Y_C) * Y_{ik}}{J_\theta}$$

Avec :

- $V_{xik_{ROT}}$: effort de rotation repris par le portique « i » au niveau « k »
- V_{xk} : effort au niveau « k ».
- R_{ik} : rigidité du portique « i » au niveau « k ».
- Y_{ik} : ordonnée du portique « i » au niveau « k » / Y_C .
- J_θ : rigidité à la torsion $J_\theta = \sum R_{ik} * Y_{ik}^2$

5-4-1-5-3-Force de calcul :

Théoriquement, l'effort total de calcul pour chaque portique est :

$$V_{xik_{TII}} = V_{xik_{TRANS}} + V_{xik_{ROT}}$$

Remarque :

Selon le RPA99, les efforts de rotation négatifs ne sont pas pris en considération.

5-4-1-6-Résultats :

Les différents résultats des calculs sont représentés dans les tableaux suivants :

Niveau	Portique	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
2 ; 3 ; 4 ; 5	Rive	0.00272	0.00272	0.00272	0.00272	0.00272
	Inter	0.00061	0.00061	0.00061	0.00061	0.00061
1	Rive	0.00272	0.00272	0.00272	0.00272	0.00272
	Inter	0.00061	0.00695	0.00695	0.00695	0.00061

Tab : V-21 Raideurs des poutres « K_i »

Niveau	Portique	File 1	File 2	File 3	File 4	File 5	File 6
4 ; 5	Rive	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041
	Inter	0.00055	0.00055	0.00593	0.00593	0.00055	0.00055
3	Rive	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041
	Inter	0.00055	0.00238	0.01479	0.01479	0.00238	0.00055
2	Rive	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041	0.00041
	Inter	0.00055	0.01479	0.01479	0.01479	0.01479	0.00055
1	Rive	0.00244	0.00576	0.00576	0.00576	0.00576	0.00244
	Inter	0.00307	0.01589	0.01589	0.01589	0.01589	0.00307

Tab : V-22 Raideurs des poteaux « K_p »

Niveau	Portique	File 1	File 2	File 3	File 4	File 5	File 6
3 ; 4 ; 5	Rive	0.00545	0.01090	0.01090	0.01090	0.01090	0.00545
	Inter	0.00122	0.00244	0.00244	0.00244	0.00244	0.00122
2	Rive	0.00545	0.01090	0.01090	0.01090	0.01090	0.00545
	Inter	0.00122	0.00878	0.01512	0.01512	0.00878	0.00122
1	Rive	0.00272	0.01090	0.01090	0.01090	0.01090	0.00272
	Inter	0.00061	0.00756	0.01390	0.01390	0.00756	0.00061

Tab : V-23 Somme des raideurs des poutres à chaque nœud « ΣK_i »

Niveau	Portique	File 1	File 2	File 3	File 4	File 5	File 6
4 ; 5	Rive	6.68571	13.37143	13.37143	13.37143	13.37143	6.68571
	Inter	1.10476	2.20952	2.20554	2.20554	2.20952	1.10476
3	Rive	6.68571	13.37143	13.37143	13.37143	13.37143	6.68571
	Inter	1.10476	0.51235	0.08241	0.08241	0.51235	1.10476
2	Rive	6.68571	13.37143	13.37143	13.37143	13.37143	6.68571
	Inter	1.10476	0.29679	0.51118	0.51118	0.29679	1.10476
1	Rive	1.11632	0.94577	0.94577	0.94577	0.94577	1.11632
	Inter	0.19828	0.47592	0.87512	0.87512	0.47592	0.19828

Tab : V-24 Raideurs corrigées des nœuds $\overline{k_{ij}}$

Niveau	Portique	File 1	File 2	File 3	File 4	File 5	File 6
4 ; 5	Rive	0.76974	0.86989	0.86989	0.86989	0.86989	0.76974
	Inter	0.35583	0.52489	0.09319	0.09319	0.52489	0.35583
3	Rive	0.76974	0.86989	0.86989	0.86989	0.86989	0.76974
	Inter	0.35583	0.20393	0.03957	0.03957	0.20393	0.35583
2	Rive	0.76974	0.86989	0.86989	0.86989	0.86989	0.76974
	Inter	0.35583	0.12922	0.20356	0.20356	0.12922	0.35583
1	Rive	1.61632	1.44577	1.44577	1.44577	1.44577	1.61632
	Inter	0.69828	0.97592	1.37512	1.37512	0.97592	0.69828

Tab : V-25 Coefficients correcteurs « a_{ij} »

Niveau	Portique	File 1	File 2	File 3	File 4	File 5	File 6
4 ; 5	Rive	0.00052	0.00058	0.00058	0.00058	0.00058	0.00052
	Inter	0.00028	0.00041	0.00079	0.00079	0.00041	0.00028
3	Rive	0.00052	0.00058	0.00058	0.00058	0.00058	0.00052
	Inter	0.00028	0.00069	0.00084	0.00084	0.00069	0.00028
2	Rive	0.00052	0.00058	0.00058	0.00058	0.00058	0.00052
	Inter	0.00028	0.00273	0.00430	0.00430	0.00273	0.00028
1	Rive	1.11632	0.94577	0.94577	0.94577	0.94577	1.11632
	Inter	0.19828	0.47592	0.87512	0.87512	0.47592	0.19828

Tab :V-26 Rigidités des nœuds (/ module d'élasticité) « r_{ij} / E » (exprimées en mètres)

Niveau	Portique de rive	Portique intermédiaire
5	0.00337	0.00296
4	0.00337	0.00296
3	0.00337	0.00362
2	0.00337	0.01461
1	0.07910	0.13005

Tab :V-27 Rigidités des portiques (/ module d'élasticité) « R_{ij} / E » (exprimées en mètres)

Niveau	Y_G	Y_C	e_{th}	e_{acc}	Y_C
1;2;3;4;5	8.500	8.500	0.000	1.330	7.170

Tab : V-28 Calcul du centre de torsion (les valeurs sont exprimées en mètres)

Niveau	Portique A		Portique B		Portique C		Portique D	
	$Y_{i/O}$	$Y_{i/C}$	$Y_{i/O}$	$Y_{i/C}$	$Y_{i/O}$	$Y_{i/C}$	$Y_{i/O}$	$Y_{i/C}$
1;2;3;4;5	0.250	-6.920	7.250	0.080	9.750	2.580	16.750	9.580

Tab :V-29 Ordonnées des portiques par rapport à O « $Y_{i/O}$ » et C « $Y_{i/C}$ » (les valeurs sont exprimées en mètres)

Niveau	J_0 / E
4 ; 5	0.490
3	0.495
2	0.568
1	11.914

Tab :V-30 Rigidités à la torsion (/ module d'élasticité) « J_0 / E »
(les valeurs sont exprimées en : m^3)

Niveau 5				
Portique	V_{TRANS}	V_{ROT}	V_{TH}	V_{RPA}
A	339.396	-80.642	258.754	339.396
B	298.104	0.819	298.923	298.923
C	298.104	26.408	324.512	324.512
D	339.396	111.640	451.036	451.036
Σ	1275.000	58.225	1333.225	1413.867

Tab : V-31 Répartition de l'effort sismique aux différents portiques du 5^{ème} niveau.
(les valeurs sont exprimées en : kN)

Niveau 4				
Portique	V_{TRANS}	V_{ROT}	V_{TH}	V_{RPA}
A	643.654	-152.935	490.719	643.654
B	565.346	1.553	566.899	566.899
C	565.346	50.082	615.428	615.428
D	643.654	211.722	855.376	855.376
Σ	2418.000	110.422	2528.422	2681.357

Tab :V-32 Répartition de l'effort sismique aux différents portiques du 4^{ème} niveau.
(les valeurs sont exprimées en : kN)

Niveau 3				
Portique	V _{TRANS}	V _{ROT}	V _{TH}	V _{RPA}
A	788.744	-205.110	583.634	788.744
B	847.256	2.547	849.803	849.803
C	847.256	82.144	929.401	929.401
D	788.744	283.952	1072.696	1072.696
Σ	3272.000	163.534	3435.534	3640.644

*Tab : V-33 Répartition de l'effort sismique aux différents portiques du 3^{ème} niveau.
(les valeurs sont exprimées en : kN)*

Niveau 2				
Portique	V _{TRANS}	V _{ROT}	V _{TH}	V _{RPA}
A	361.741	-210.776	150.965	361.741
B	1568.259	10.564	1578.823	1578.823
C	1568.259	340.687	1908.946	1908.946
D	361.741	291.797	653.538	653.538
Σ	3860.000	432.271	4292.272	4503.047

*Tab : V-34 Répartition de l'effort sismique aux différents portiques du 2^{ème} niveau.
(les valeurs sont exprimées en : kN)*

Niveau 1				
Portique	V _{TRANS}	V _{ROT}	V _{TH}	V _{RPA}
A	786.083	-254.017	532.066	786.083
B	1292.417	4.828	1297.245	1297.245
C	1292.417	155.708	1448.124	1448.124
D	786.083	351.660	1137.743	1137.743
Σ	4157.000	258.178	4415.178	4669.196

*Tab : V-35 Répartition de l'effort sismique aux différents portiques du 1^{er} niveau.
(les valeurs sont exprimées en : kN)*

5-4-2-Sens L_y :

Dans le sens L_y , la force sismique est reprise par les voiles transversaux. La distribution se fait proportionnellement aux inertie des voiles.

Les voiles transversaux sont disposés symétriquement, le centre de gravité et le centre de torsion sont donc confondus :

$$X_C = X_G = \frac{L_x}{2} = 13.275m$$

$$e_{acc} = 5\%(26.55m) = 1.33m$$

$$X_C = 13.275 - 1.33 = 11.945m$$

5-4-2-1-Répartition de l'effort sismique :

5-4-2-1-1-Forces de translation :

La répartition se fait proportionnellement aux inerties des voiles :

$$V_{yjk_{TRANS}} = V_{yk} * \frac{I_{jk}}{\sum_{j=1}^m I_{jk}}$$

Avec :

- $V_{yjk_{TRANS}}$: effort de translation repris par le voile « j » au niveau « k »
- V_{yk} : effort au niveau « k ».
- I_{jk} : inertie du voile « j » au niveau « k ».
- m : nombre de voiles au niveau « k ».

5-4-2-1-2-Forces de rotation :

L'effort de rotation dans chaque voile est donné par :

$$V_{yjk_{ROT}} = V_{yjk} * \frac{R_{yk} * (X_G - X_C) * X_{jk}}{J_0}$$

Avec :

- $V_{yjk_{ROT}}$: effort de rotation repris par le voile « j » au niveau « k »
- V_{yk} : effort au niveau « k ».
- I_{jk} : inertie du voile « j » au niveau « k ».

- X_{jk} : abscisse du voile « j » au niveau « k » / X_C .
- J_0 rigidité à la torsion : $J_0 = \sum I_{jk} * X_{jk}^2$

5-4-2-1-3-Force de calcul :

Théoriquement, l'effort de calcul est :

$$V_{yjk_{TH}} = V_{yjk_{TRANS}} + V_{yjk_{ROT}}$$

Remarque :

Les rotations négatives ne sont pas prises en considération (RPA99)

5-4-2-2-Résultats :

Tous les résultats numériques sont représentés les tableaux ci-dessous :

Niveau	X_G	X_C	e_{th}	e_{acc}	X_C
1;2;3;4;5	13.275	13.275	0.000	1.330	11.945

Tab : V-36 Calcul du centre de torsion (les valeurs sont exprimées en mètres)

Niveau	Voile	Inertie (m ⁴)	$Y_{i/O}$ (m)	$Y_{i/C}$ (m)
1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5	VT1 _{SS} ,VT1 _C	5.717	0.100	-11.845
	VT2 _{SS} ,VT2 _C	5.717	0.100	-11.845
	VT3 _{SS} ,VT3 _C	5.717	26.450	14.505
	VT4 _{SS} ,VT4 _C	5.717	26.450	14.505

Tab : V-37 Inerties et ordonnées des voiles par rapport à O « $Y_{i/O}$ » et C « $Y_{i/C}$ »

Niveau	J_0 (m ⁶)
1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5	4009.659

Tab : V-38 Rigidités à la torsion

Niveau 5				
Voile	V _{TRANS}	V _{ROT}	V _{TH}	V _{RPA}
VT1 _{SS} ,VT1 _C	288.000	-25.344	262.656	288.000
VT2 _{SS} ,VT2 _C	288.000	-25.344	262.656	288.000
VT3 _{SS} ,VT3 _C	288.000	32.256	320.256	320.256
VT4 _{SS} ,VT4 _C	288.000	32.256	320.256	320.256
Σ	1152.000	13.824	1165.820	1216.510

Tab : V-39 Répartition de l'effort sismique aux différents voiles du 5^{ème} niveau.
(les valeurs sont exprimées en : kN)

Niveau 4				
Voile	V _{TRANS}	V _{ROT}	V _{TH}	V _{RPA}
VT1 _{SS} ,VT1 _C	546.250	-48.070	498.180	546.250
VT2 _{SS} ,VT2 _C	546.250	-48.070	498.180	546.250
VT3 _{SS} ,VT3 _C	546.250	61.180	607.430	607.460
VT4 _{SS} ,VT4 _C	546.250	61.180	607.430	607.460
Σ	2185.000	26.220	2211.220	2307.360

Tab : V-40 Répartition de l'effort sismique aux différents voiles du 4^{ème} niveau.
(les valeurs sont exprimées en : kN)

Niveau 3				
Voile	V _{TRANS}	V _{ROT}	V _{TH}	V _{RPA}
VT1 _{SS} ,VT1 _C	739.250	-65.054	674.196	739.250
VT2 _{SS} ,VT2 _C	739.250	-65.054	674.196	739.250
VT3 _{SS} ,VT3 _C	739.250	82.796	822.046	822.046
VT4 _{SS} ,VT4 _C	739.250	82.796	822.046	822.046
Σ	2957.000	35.484	2992.480	3122.590

Tab : V-41 Répartition de l'effort sismique aux différents voiles du 3^{ème} niveau.
(les valeurs sont exprimées en : kN)

Niveau 2				
Voile	V _{TRANS}	V _{ROT}	V _{TH}	V _{RPA}
VT1 _{ss} ,VT1 _c	872.250	-76.758	795.492	872.250
VT2 _{ss} ,VT2 _c	872.250	-76.758	795.492	872.250
VT3 _{ss} ,VT3 _c	872.250	97.692	969.942	969.942
VT4 _{ss} ,VT4 _c	872.250	97.692	969.942	969.942
Σ	3489.000	41.868	3530.870	3684.380

Tab : V-42 Répartition de l'effort sismique aux différents voiles du 2^{ème} niveau.
(les valeurs sont exprimées en : kN)

Niveau 1				
Voile	V _{TRANS}	V _{ROT}	V _{TH}	V _{RPA}
VT1 _{ss} ,VT1 _c	939.000	-82.632	856.368	939.000
VT2 _{ss} ,VT2 _c	939.000	-82.632	856.368	939.000
VT3 _{ss} ,VT3 _c	939.000	105.168	1044.17	1044.170
VT4 _{ss} ,VT4 _c	939.000	105.168	1044.17	1044.170
Σ	3756.000	45.072	3801.07	3966.340

Tab : V-43 Répartition de l'effort sismique aux différents voiles du 1^{er} niveau.
(les valeurs sont exprimées en : kN)

5-5-Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions utilisées dans les calculs sont celles imposées par le CBA93 et le RPA99 :

5-5-1-Combinaisons courantes (CBA93) :

* Aux états limites ultimes :

$$1.35 * G + 1.5 * Q$$

* Aux états limites de services :

$$G + Q$$

5-5-2-Combinaisons sismiques (RPA99) :

* **Pour les poteaux :**

$$G + Q + 1.2 * E$$

$$0.8 * G \pm E$$

* **Pour les autres éléments :**

$$G + Q + E$$

$$0.8 * G \pm E$$

5-6-Etude du ferrailage :

5-6-1-Etude des poteaux chemisés :

Le ferrailage des poteaux chemisés sera calculé selon le RPA99

5-6-1-1-Elancement géométrique des poteaux :

L'élancement géométrique est défini par la relation :

$$\lambda_g = \frac{h_p}{h}$$

Avec :

- λ_g : élancement géométrique.
- h_p : hauteur libre du poteau.
- h : hauteur de la section horizontale du poteau dans la direction considérée.

Les poteaux sont classés en trois grandes catégories :

- Poteaux élancés : $\lambda_g \geq 5$.
- Poteaux courants : $3 < \lambda < 5$
- Poteaux courts : $\lambda_g \leq 3$.

5-6-1-2-Vérification des efforts :

5-6-1-2-1-Effort normal réduit :

Il est donné par la formule suivante :

$$\nu = \frac{N_c}{B_c * f_{c28}}$$

Avec :

- ν : effort normal réduit.
- N_c : effort de compression maximal.
- B_c : section brute de l'élément.

L'effort normal réduit (de compression) est limité par :

$$\nu \leq 0.30$$

5-6-1-2-2-Sollicitations tangentielles :

La contrainte de cisaillement conventionnelle se calcule par la relation :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 * d}$$

Avec :

- τ_u : contrainte conventionnelle de cisaillement.
- V : effort tranchant agissant sur l'élément considéré.
- b_0 : largeur de la section cisillée.
- d : hauteur utile de la section = $0.9 * h$ (h : hauteur totale de la section).

La contrainte de cisaillement est limitée par :

$$\overline{\tau_b} = \alpha * f_{c28}$$

où « α » est fonction de l'élanacement géométrique :

$$\alpha = \begin{cases} 0.040 \\ 0.075 \end{cases} \text{ si } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \\ \lambda_g < 5 \end{cases}$$

5-6-1-3-Pourcentage d'armatures :

5-6-1-3-1-Armatures longitudinales :

Le RPA fixe le pourcentage d'armatures longitudinales minimal en zone II par :

$$w_t \geq 0.8\% \rightarrow A_{t\min} \geq 0.008 * B_c$$

Dans nos calculs, nous avons tenu compte que du béton de la section chemisée désignée par B_c'

Le diamètre minimal des barres est fixé à 12mm.

La distance maximale entre les barres verticales du poteau est de 25cm.

Les sections d'aciers sont calculées à la flexion simple ou composée au moyen du logiciel SAP 2000.

Les sections $A_{I(M,N_c)}$, $A_{I(M,N_T)}$ désignent respectivement la section d'aciers obtenue sous M,N_c et la section sous M,N_T (sous combinaisons sismiques)

5-6-1-3-2-Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est fonction de l'élançement géométrique λ_g :

- $w_t \geq 0.3\% \rightarrow A_{t\min} \geq 0.003 * b_0 * s$ si $\lambda_g \geq 5$
- $w_t \geq 0.8\% \rightarrow A_{t\min} \geq 0.008 * b_0 * s$ si $\lambda_g \leq 3$
- Interpoler entre les deux valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

Où :

- s : espacement entre deux nappes d'armatures limité par les valeurs suivantes :
 - En zone nodale : $s \leq \min(10\phi_1, 15cm) = 12cm$ (zone II)
 - En zone courante : $s \leq 15\phi_1 = 18cm$ (zone II)
- ϕ_1 : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau. ($\phi_1 = 12mm$)
- b_0 : largeur de la section ajoutée.
- La longueur de la zone nodale à prendre en considération pour les poteaux est déterminée par le max des valeurs savantes :

$$h_{nd} = \max\left(\frac{h_p}{6}, b_0, h, 60cm\right)$$

5-6-1-4-Résultats

Les résultats des calculs figurent dans les tableaux suivants : (voir la numérotation des éléments dans l'annexe 1)

5-6-1-4-1-Portiques de rive :

Eléments	B ₀	H	h _p	λ _g	Type	B _c	B _c '	H _{nd}
	m	m	m	/	/	m ²	m ²	m
1;26	0.80	0.45	2.5	5.556	Elancé	0.360	0.210	0.800
6;11;16;21	0.80	0.60	2.5	4.167	Moyen	0.480	0.330	0.800

Tab : V-44 Dimensions des éléments

Eléments	N _c	N _T	V	M
	MN	MN	MN	MN
1;26	0.309	0.000	0.006	0.024
6;11;16;21	0.412	0.000	0.013	0.055

Tab : V-45 Efforts sollicitant les éléments (combinaisons sismiques)

Eléments	N _u	M _u	N _{ser}	M _{ser}
	MN	MN	MN	MN
1;26	0.426	0.000	0.309	0.000
6;11;16;21	0.567	0.000	0.412	0.000

Tab : V-46 Efforts sollicitant les éléments (combinaisons courantes)

Eléments	ν	$\bar{\nu}$	τ _u	α	$\bar{\tau}_b$	Type
	/	/	MPa	/	MPa	/
1;26	0.034	0.300	0.019	0.075	1.875	Fléchi
6;11;16;21	0.034	0.300	0.030	0.040	1.000	Fléchi

Tab : V-47 Vérification des efforts

Eléments	A_{sU}	σ_{bSer}	$\overline{\sigma}_{bSer}$	A_{sSer}
	cm ²	MPa	MPa	cm ²
1;26	0.000	0.900	15.000	0.000
6;11;16,21	0.000	0.900	15.000	0.000

Tab : V- 48 Calcul des armatures longitudinales (sous combinaisons courantes)

Eléments	w_t	A_{tmin}	$A_{I(M,N_c)}$	$A_{I(M,N_T)}$	ϕ_t	n_t	A_t
	%	cm ²	cm ²	cm ²	mm	/	cm ²
1;26	0.8	16.800	0.000	1.440	12	18	20.357
6;11;16,21	0.8	26.400	0.000	2.430	12	24	27.143

Tab : V-49 Calcul des armatures longitudinales (sous combinaisons sismiques)

Eléments	w_t	A_{tmin} / s	S_{nodale}	$S_{courant}$	ϕ_t	A_t
	%	cm	cm	cm	mm	cm ²
1;26	0.3	9*10 ⁻⁴	10	18	8 (2 cadres)	2.010
6;11;16,21	0.51	15.25*10 ⁻⁴	10	18	8 (2 cadres)	2.010

Tab : V-50 Calcul des armatures transversales

5-6-1-4-2-Portiques intermédiaires :

Eléments	b_0	h	h_p	λ_g	Type	B_c	B_c'	h_{nd}
	m	m	m	/	/	m ²	m ²	m
1;26	0.60	0.55	2.7	4.909	Moyen	0.330	0.210	0.600
6;11;16,21	0.60	0.95	2.7	2.842	Court	0.570	0.375	0.950
7 ; 22	0.60	0.95	2.9	3.053	Moyen	0.570	0.375	0.950
12 ; 17	0.60	0.95	2.9	3.053	Moyen	0.570	0.375	0.950
13 ; 18	0.60	0.95	2.9	3.053	Moyen	0.570	0.375	0.950
14 ; 19	0.60	0.70	2.9	4.143	Moyen	0.420	0.300	0.700
15 ; 20	0.60	0.70	2.9	4.143	Moyen	0.420	0.300	0.700

Tab : V-51 Dimensions des éléments

Eléments	N _c	N _T	V	m
	MN	MN	MN	MN
1;26	0.668	0.000	0.175	0.334
6;11;16,21	1.153	0.000	0.779	1.525
7 ; 22	1.351	0.000	0.147	0.349
12 ; 17	2.862	0.873	0.104	0.305
13 ; 18	2.144	0.650	0.249	0.448
14 ; 19	0.992	0.098	0.052	0.163
15 ; 20	0.277	0.000	0.023	0.062

Tab : V-52 Efforts sollicitant les éléments (combinaisons sismiques)

Eléments	N _u	M _u	N _{ser}	M _{ser}
	MN	MN	MN	MN
1;26	0.922	0.000	0.668	0.000
6;11;16;21	1.592	0.000	1.153	0.000
7 ; 22	1.186	0.003	0.858	0.002
12 ; 17	1.417	0.018	1.027	0.013
13 ; 18	1.061	0.022	0.769	0.017
14 ; 19	0.673	0.017	0.489	0.013
15 ; 20	0.287	0.012	0.210	0.009

Tab : V-53 Efforts sollicitant les éléments (combinaisons courantes)

Eléments	ν	$\bar{\nu}$	τ_u	α	$\bar{\tau}_b$	Type
	/	/	MPa	/	MPa	/
1;26	0.081	0.300	0.589	0.040	1.000	Fléchi
6;11;16,21	0.081	0.300	1.519	0.040	1.000	Fléchi
7 ; 22	0.095	0.300	0.287	0.040	1.000	Fléchi
12 ; 17	0.201	0.300	0.203	0.040	1.000	Comprimé
13 ; 18	0.150	0.300	0.485	0.040	1.000	Comprimé
14 ; 19	0.094	0.300	0.138	0.040	1.000	Fléchi
15 ; 20	0.026	0.300	0.061	0.040	1.000	Fléchi

Tab : V-54 Vérification des efforts

Eléments	A_{sU}	σ_{bSer}	$\bar{\sigma}_{bSer}$	A_{sSer}
	cm ²	MPa	MPa	cm ²
1;26	0.000	2.000	15.000	0.000
6;11;16,21	0.000	2.000	15.000	0.000
7 ; 22	0.000	1.500	15.000	0.000
12 ; 17	0.000	1.900	15.000	0.000
13 ; 18	0.000	1.500	15.000	0.000
14 ; 19	0.000	1.400	15.000	0.000
15 ; 20	0.000	0.700	15.000	0.000

Tab : V-55 Calcul des armatures longitudinales (sous combinaisons courantes)

Eléments	w_i	$A_{i\min}$	$A_{i(M,N_c)}$	$A_{i(M,N_T)}$	ϕ_i	n_i	A_i
	%	cm ²	cm ²	cm ²	mm	/	cm ²
1;26	0.8	16.80	9.720	17.100	12	18	20.357
6;11;16,21	0.8	30.000	22.829	30.026	12	28	31.667
7 ; 22	0.8	30.000	0.000	9.670	12	28	31.667
12 ; 17	0.8	30.000	0.000	21.830	12	28	31.667
13 ; 18	0.8	30.000	0.000	20.600	12	28	31.667
14 ; 19	0.8	24.000	0.000	7.430	12	24	27.143
15 ; 20	0.8	24.000	0.000	2.330	12	24	27.143

Tab : V-56 Calcul des armatures longitudinales (sous combinaisons sismiques)

Eléments	w_t	$A_{i\min} / s$	S_{nodale}	$S_{courant}$	ϕ_t	A_t
	%	cm	cm	cm	mm	cm ²
1;26	0.32	$9.68 \cdot 10^{-4}$	10	18	2 cadres-8	2.010
6;11;16,21	0.8	$24 \cdot 10^{-4}$	8	16	2 cadres-8	2.010
7 ; 22	0.79	$23.61 \cdot 10^{-4}$	8	16	2 cadres-8	2.010
12 ; 17	0.79	$23.61 \cdot 10^{-4}$	8	16	2 cadres-8	2.010
13 ; 18	0.79	$23.61 \cdot 10^{-4}$	8	16	2 cadres-8	2.010
14 ; 19	0.51	$15.43 \cdot 10^{-4}$	10	18	2 cadres-8	2.010
15 ; 20	0.51	$15.43 \cdot 10^{-4}$	10	18	2 cadres-8	2.010

Tab : V-57 Calcul des armatures transversales

5-6-2-Etude des voiles transversaux :

Les voiles transversaux sont des voiles pleins identiques présentant une configuration symétrique à chaque niveau. Ces voiles sont soumis à un effort horizontal de cisaillement et un effort normal engendré par les charges et surcharges verticales. L'absence des ouvertures engendre l'annulation des moments dans le plan des voiles.

Dans ce cas de figure, le RPA99 préconise les instructions suivantes :

5-6-2-1-Vérification des contraintes de cisaillement dans le béton :

La contrainte de cisaillement conventionnelle se calcule par la relation :

$$\tau_u = \frac{V}{e * d}$$

Avec :

- τ_u : contrainte conventionnelle de cisaillement.
- V : effort tranchant.
- e : épaisseur du voile. (e=0.20m)
- d : hauteur utile de la section horizontale du voile = 0.9*h (h : hauteur totale de la section horizontale du voile, h=7m).

La contrainte de cisaillement est limitée par :

$$\overline{\tau_b} = 0.2 * f_{c28}$$

5-6-2-2-Armatures horizontales :

Le pourcentage des armatures horizontales est fixé à :

$$w_h \geq 0.15\% \rightarrow A_h \geq 0.0015 * e * s$$

Avec :

s : espacement des armatures horizontales : $s \leq \min(1.5 * e, 30cm) = 30cm$.

5-6-2-3-Armatures verticales :

Si les voiles ne sont pas soumis à des contraintes de traction : le RPA impose le ferrailage minimal suivant :

$$w_v = 0.20\% \rightarrow A_v = 0.0020 * e * h$$

L'espacement maximal des armatures verticales et des armatures horizontales est identique.

5-6-2-4-Vérification à la compression :

La contrainte de compression dans le béton se calcule par :

$$\sigma_b = \frac{N_c}{e * h}$$

Avec :

- σ_b : contrainte de compression dans le béton.
- N_c : effort de compression : $N_c = N_G + N_Q$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = f_{c28}$$

5-6-2-5-Résultats :

L'effort dans les voiles transversaux à chaque niveau est identique. Le ferrailage sera le même pour l'ensemble de ces voiles.

Les résultats numériques figurent dans les tableaux suivants :

Niveau	V	τ_u	$\overline{\tau_b}$
	MN	MPa	MPa
5	0.448	0.356	5
4	0.850	0.675	5
3	1.151	0.913	5
2	1.358	1.078	5
1	1.462	1.160	5

Tab : V-58 Vérification des contraintes de cisaillement dans le béton

Niveau	A_h	ϕ_h	s
	cm ²	mm	cm
5	0.450	10 (cadre)	15
4	0.450	10 (cadre)	15
3	0.450	10 (cadre)	15
2	0.450	10 (cadre)	15
1	0.450	10 (cadre)	15

Tab : V-59 Armatures horizontales

Niveau	A_v	ϕ_v	S	A_v
	cm ²	mm	cm	cm ² /ml/face
5	28.000	10	20	3.927
4	28.000	10	20	3.927
3	28.000	10	20	3.927
2	28.000	10	20	3.927
1	28.000	10	20	3.927

Tab : V-60 Armatures verticales

Niveau	N_G	N_Q	N_c	σ_b	$\overline{\sigma_b}$
	MN	MN	MN	MPa	MPa
5	0.225	0.012	0.238	0.170	25
4	0.432	0.043	0.476	0.340	25
3	0.640	0.074	0.714	0.509	25
2	0.847	0.104	0.951	0.679	25
1	1.047	0.135	1.182	0.844	25

Tab : V-61 Vérification à la compression

5-6-3-Etude des voiles longitudinaux du 1^{er} niveau :

Les voiles longitudinaux sont des voiles pleins. Ils sont soumis à un effort horizontal de cisaillement et un effort normal dû à leur poids propre et à la charge revenant de la poutre. L'absence des ouvertures engendre l'annulation des moments dans le plan des voiles.

5-6-3-1-Vérification des contraintes de cisaillement dans le béton :

La contrainte de cisaillement conventionnelle se calcule par la relation :

$$\tau_u = \frac{V}{e * d}$$

Avec :

- τ_u : contrainte conventionnelle de cisaillement.

- V : effort horizontal sollicitant le voile.
- e : épaisseur du voile. (VL1,2,3 : e=30cm ; VL4,5,6,7,8 : e=20cm)
- d : hauteur utile de la section horizontale du voile = 0.9*h (h : hauteur totale de la section horizontale du voile h=5.25m).

La contrainte de cisaillement est limitée par :

$$\overline{\tau}_b = 0.2 * f_{c28}$$

5-6-3-2-Armatures horizontales :

Le pourcentage des armatures horizontales est fixé par le RPA :

$$w_h \geq 0.15\% \rightarrow A_h \geq 0.0015 * e * s$$

où :

s : espacement des armatures horizontales : $s \leq \min(1.5 * e, 30cm) = 30cm$.

5-6-3-3-Armatures verticales :

Si les voiles ne sont pas soumis à des contraintes de traction, le RPA99 impose le ferrailage minimal suivant :

$$w_v = 0.20\% \rightarrow A_v = 0.0020 * e * h$$

5-6-3-4-Vérification à la compression :

La contrainte de compression dans le béton se calcule par :

$$\sigma_b = \frac{N_c}{e * h}$$

Avec :

- σ_b : contrainte de compression dans le béton.
- N_c : effort de compression : $N_c = N_G + N_Q$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = f_{c28}$$

5-6-3-5-Résultats :

Les résultats numériques figurent dans les tableaux suivants :

Voile	V (SAP 2000)	τ_u	$\overline{\tau_b}$
	MN	MPa	MPa
VL1,2,3	0.380	0.268	5.000
V4,5,6,7,8	0.228	0.242	5.000

Tab : V-62 Vérification des contraintes de cisaillement dans le béton

Voile	A_h	ϕ_h	S
	cm ²	mm	cm
VL1,2,3	0.680	10 (2)	15
V4,5,6,7,8	0.450	10 (2)	15

Tab : V-63 Armatures horizontales

Voile	A_v	ϕ_v	S	A_v
	cm ²	mm	cm	cm ² /ml/face
VL1,2,3	31.500	10	20	3.927
V4,5,6,7,8	21.000	10	20	3.927

Tab : V-64 Armatures verticales

Voile	N_G	N_Q	N_c	σ_b	$\overline{\sigma_b}$
	MN	MN	MN	MPa	MPa
VL1,3	0.317	0.031	0.348	0.221	25
VL2	0.356	0.046	0.402	0.255	25
VL4,8	0.277	0.031	0.308	0.293	25
V5,6,7	0.316	0.046	0.362	0.345	25

Tab : V-65 Vérification à la compression

5-6-4-Etudes des poutres à goussets :

5-6-4-1-Vérification des efforts :

5-6-4-1-1-Effort normal réduit :

Il est donné par le RPA par la formule suivante :

$$\nu = \frac{N_c}{B_c * f_{c28}}$$

Avec :

- ν : effort normal réduit.
- N_c : effort de compression maximal.
- B_c : section brute de l'élément.

L'effort normal réduit (de compression) est limité par :

$$\nu \leq 0.30$$

5-6-4-1-2-Sollicitations tangentielles :

La contrainte de cisaillement conventionnelle se calcule par la relation :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 * d}$$

Avec :

- τ_u : contrainte conventionnelle de cisaillement.
- V : effort tranchant agissant sur l'élément considéré.
- b_0 : largeur de la section cisillée = 60cm.
- d : hauteur utile de la section = $0.9 * h$ (h : hauteur totale de la section).

La contrainte de cisaillement est limitée par :

$$\overline{\tau_b} = 0.17 * f_{c28}$$

5-6-4-2-Calcul des armatures :

5-6-4-2-1-Armatures longitudinales :

Le RPA fixe le pourcentage d'armatures longitudinales minimal par :

$$w_l \geq 0.5\% \rightarrow A_{l\min} \geq 0.005 * B_c$$

Dans le calcul de B_c , seule la section de béton ajouté est prise en considération.

La fissuration est supposée peu nuisible.

5-6-4-2-2-Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$w_t \geq 0.3\% \rightarrow A_t \geq 0.003 * b_0 * s$$

Avec :

– s : espacement entre deux nappes d'armatures limité par les valeurs suivantes.

- En zone nodale : $s \leq \min(12\phi_l, h/4) = 14cm$

- En zone courante : $s \leq h/2 = 30cm$

- La première armature transversale est placée à 5 cm du nu d'appuis.

– ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau. ($\phi_l = 12mm$)

– b_0 : largeur de la section ajoutée.

– La longueur de la zone nodale à prendre en considération pour les poutres est :

$$h_{nd} = 2 * h_{ndPOTEAU} = 2 * 0.95 = 1.90m$$

5-6-4-3-Résultats :

Les résultats numériques sont présentés dans les tableaux suivants :

Section	N_U	M_U	V_U	N_{Ser}	M_{Ser}
	MN	MN.m	MN	MN	MN.m
Appuis	0.000	0.216	0.247	0.000	0.157
Travée	0.000	0.108	/	0.000	0.078

Tab : V-66 Efforts sollicitant les éléments (combinaisons courantes)

Section	N_c	N_T	V	M.	M_+
	MN	MN	MN	MN.m	MN.m
Appuis	0.000	0.000	0.434	0.827	0.567
Travée	0.000	0.000	/	/	/

Tab : V-67 Efforts sollicitant les éléments (combinaisons sismiques)

Section	ν	$\bar{\nu}$	τ_u	$\bar{\tau}_b$
	/	/	MPa	MPa
Appuis	0.000	0.300	1.148	4.250
Travée	0.000	0.300	/	/

Tab : V-68 Vérification des efforts

Section	$A_{sU\ sup}$	$A_{sU\ inf}$	σ_{bSer}	$\bar{\sigma}_{bSer}$	$A_{sSer\ sup}$	$A_{sSer\ inf}$
	cm ²	cm ²	MPa	MPa	cm ²	cm ²
Appuis	7.830	0.000	4.300	15.000	7.830	0.000
Travée	0.000	5.370	4.200	15.000	0.000	5.370

Tab : V- 69 Calcul des armatures longitudinales (sous combinaisons courantes)

Section	w_l	$A_{l\ min}$	$A_{l\ sup\ (M,N)}$	$A_{l\ inf\ (M,N)}$	ϕ_l	n_l	A_l
	%	cm ²	cm ²	cm ²	mm	/	cm ²
Appuis	0.5	16.500	16.600	11.140	12	27	30.537
Travée	0.5	9.000	/	/	12	14	18.834

Tab : V-70 Calcul des armatures longitudinales (sous combinaisons sismiques)

w_t	$A_{t\ min} / s$	S_{nodale}	$S_{courant}$	ϕ_t	A_t
%	cm	cm	cm	mm	cm ²
0.3	$18 \cdot 10^{-4}$	10	18	8 (2 cadres + 1 épingle)	2.513

Tab : V-71 Calcul des armatures transversales

5-6-5-Etude du chaînage horizontal :

Le chaînage horizontal des panneaux de maçonnerie est soumis à une charge verticale engendrée par son poids propre et le poids du panneau d'au-dessus. Le chaînage est considéré comme étant encasté dans le chemisage des poteaux.

Le RPA99 impose les conditions suivantes :

- La largeur du chaînage « b_0 » est égale à l'épaisseur du panneau.
- La hauteur du chaînage « h » est au moins égal à 15cm
- Le nombre de barres longitudinales préconisé est une barre $\phi 10$ HA dans chaque angle. L'espacement de deux barres d'une même nappe horizontale ne doit pas dépasser 20cm.
- L'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser le minimum des deux valeurs suivantes : $h, 25\text{cm}$.

Application numérique :

$b_0 = 20\text{cm}$

$h = 20\text{cm}$

La charge reprise par le chaînage est : $q = 9.3 \text{ kN/ml}$.

Section	$A_{l\min}$	M	$A_{s\sup}$	$A_{s\inf}$	ϕ	n
	/	MN.m	cm^2	cm^2	mm	/
Appui	4 $\phi 10$ HA	0.022	4.010	0.000	12	4
Travée	4 $\phi 10$ HA	0.011	0.000	1.880	12	2

Tab : V-72 Calcul du ferrailage longitudinal des chaînages horizontaux

Des cadres $\phi 8$ seront disposés transversalement et espacés de 15cm.

5-6-6-Escaliers :

Les escaliers endommagés ont été remplacés par de nouvelles volées préfabriquées (la cage II). La cage I nécessite de légères réparations.

5-6-7-Vérification des fondations :

Les fondations de l'ouvrage n'ont pas été affectées par le séisme. Cependant, il faut s'assurer que ces derniers sont capables de reprendre les nouvelles charges.

5-6-7-1-Calcul des dimensions des fondations :

*** Calcul des fondations en flexion composée :**

Les fondations sont soumises à un effort normal centré de compression et un moment de flexion. Les dimensions de la fondation sont déterminées comme suit :

$$\sigma_{moy} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

avec :

$$\sigma_{moy} : \text{contrainte moyenne du sol } \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} : \text{contrainte admissible du sol } \overline{\sigma_{sol}} = 0.45MPa$$

Les dimensions calculées doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M * V}{I} \leq 1.33 * \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M * V}{I} \geq 0$$

Avec :

- $S=A*B$
- $V=B/2$
- $I=A*B^3/12$
- Pour les semelles isolées : $A=k*B$ avec : $k=a/b$
- Pour les semelles filantes : $A=1m$

*** Calcul des fondations en compression :**

Les fondations sont soumises à un effort normal centré de compression. Les dimensions de la fondation sont déterminées comme suit :

$$\sigma_{sol} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{sol} : \text{contrainte du sol } \sigma_{sol} = \frac{N}{S}$$

Avec :

- $S=A*B$
- Pour les semelles isolées : $A=k*B$ avec : $k=a/b$
- Pour les semelles filantes : $A=1m$

5-6-7-2-Hauteur de la fondation :

La hauteur totale de la fondation « h_t » est calculée par la formule :

$$h_t \geq \frac{B-b}{4} + d'$$

Avec :

B : grande dimension de la fondation.

b : coté du poteau correspondant.

d' : enrobage =5cm

5-6-7-3-Ferraillage des fondations :

*** Calcul des fondations en flexion composée :**

Les armatures seront calculées par la méthode des consoles. Cette méthode consiste à considérer chaque coté de la semelle encastéré dans le poteau et soumis aux contraintes développées dans le sol. La section d'encastrement sera calculée en flexion simple sous l'effet du moment maximal.

*** Calcul des fondations en compression :**

Les armatures sont calculées par la formule :

$$A_s = \frac{N*(B-b)}{8*(h_t - d')*f_{su}}$$

- * Dans le cas de fondations filantes, les armatures de répartition sont prises égales au $\frac{1}{4}$ des armatures principales

5-6-7-4-Résultats :

5-6-7-4-1-Dimensions des fondations :

Les dimensions des fondations sont représentées ci-dessous.

Fondation	$N_{(Comb\ sismique)}$	$M_{(Comb\ sismique)}$	N_U	N_{Ser}
	MN	MN.m	MN	MN
Sous P1	2.092	0.230	1.896	1.374
Sous P2	1.532	0.151	1.618	1.172
Sous P3	1.652	0.124	1.536	1.115
Sous P4	3.098	0.266	2.790	2.024
Sous VTi	0.174	/	0.238	0.174
Sous VL	0.078	/	0.107	0.078

Tab : V-73 Efforts sollicitant les fondations

Fondation	$A_y(ELU)$	$B_x(ELU)$	$A_y(ELS)$	$B_x(ELS)$
	m	m	m	m
Sous P1	1.50	2.85	1.25	2.40
Sous P2	1.55	2.40	1.30	2.05
Sous P3	2.15	1.60	1.90	1.40
Sous P4	2.30	2.75	2.00	2.35
Sous VTi	1.00	0.55	1.00	0.40
Sous VL	0.50	1.00	0.50	1.00

Tab : V-74 Calcul des dimensions en plan des fondations (sous combinai courantes)

Fondation	A_y	B_x	σ_1	σ_2	Observation
	m	m	MPa	MPa	
Sous P1	1.65	3.15	0.487	0.318	Verifié
Sous P2	1.55	2.45	0.501	0.306	Verifié
Sous P3	2.35	1.75	0.505	0.298	Verifié
Sous P4	2.55	3.00	0.475	0.335	Verifié
Sous VTi	1.00	0.40	/	/	/
Sous VL	0.50	1.00	/	/	/

Tab : V-75 Calcul des dimensions en plan des fondations (sous combinaiis sismique)

Fondation	A_y	B_x	h_t	Dimensions existantes		
				A_x	B_y	h_t
	m	m	m	m	m	m
Sous P1	1.65	3.15	0.55	1.70	3.20	0.60
Sous P2	1.55	2.45	0.45	1.70	2.50	0.60
Sous P3	2.35	1.75	0.45	2.55	2.00	0.60
Sous P4	2.55	3.00	0.60	2.55	3.00	0.60
Sous VTi	/	1.00	0.30	/	1.00	0.35
Sous VL	1.00	/	0.30	/	/	/

Tab : V-76 Dimensions choisies des fondations

On note par :

- A_y : dimension en plan de la fondation dans le sens L_y .
- B_x : dimension en plan de la fondation dans le sens L_x .

La comparaison entre les dimensions calculées est les dimensions existantes montre que le béton est capable de reprendre les nouvelles charges appliquées.

5-6-7-4-1-Dimensions des fondations :

Le ferrailage des fondations est représenté ci-dessous.

Fondation	M MN.m	A _s (Calculé)		A _s (Existant) cm ²
		Comb sismique cm ²	Comb courante cm ²	
Sous P1	0.400	18.95	25.38	10φ18 HA = 25.44
Sous P2	0.219	10.27	16.38	10φ16 HA = 20.10
Sous P3	0.239	11.17	14.04	15φ14 HA = 23.09
Sous P4	0.615	29.16	37.35	15φ18 HA = 38.17
Sous VTi	/	1.45	2.28	5φ12 HA = 5.65
Sous VL	/	0.68	1.08	5φ12 HA = 5.65

Tab : V-77 Calcul des armatures principales

Fondation	A _s (Calculé)		A _s (Existant) cm ²
	Comb sismique cm ²	Comb courante cm ²	
Sous P1	13.08	13.66	15φ12 HA = 16.96
Sous P2	9.58	11.66	11φ12 HA = 12.44
Sous P3	16.43	17.61	12φ14 HA = 18.47
Sous P4	30.08	31.98	18φ16 HA = 36.19
Sous VTi	0.36	0.57	4φ10 HA = 3.14
Sous VI	0.17	0.27	4φ10 HA = 3.14

Tab : V-78 Calcul des armatures de répartition

Le ferrailage existant est suffisant pour reprendre les efforts.

5-6-7-5-Recapitulatifs :

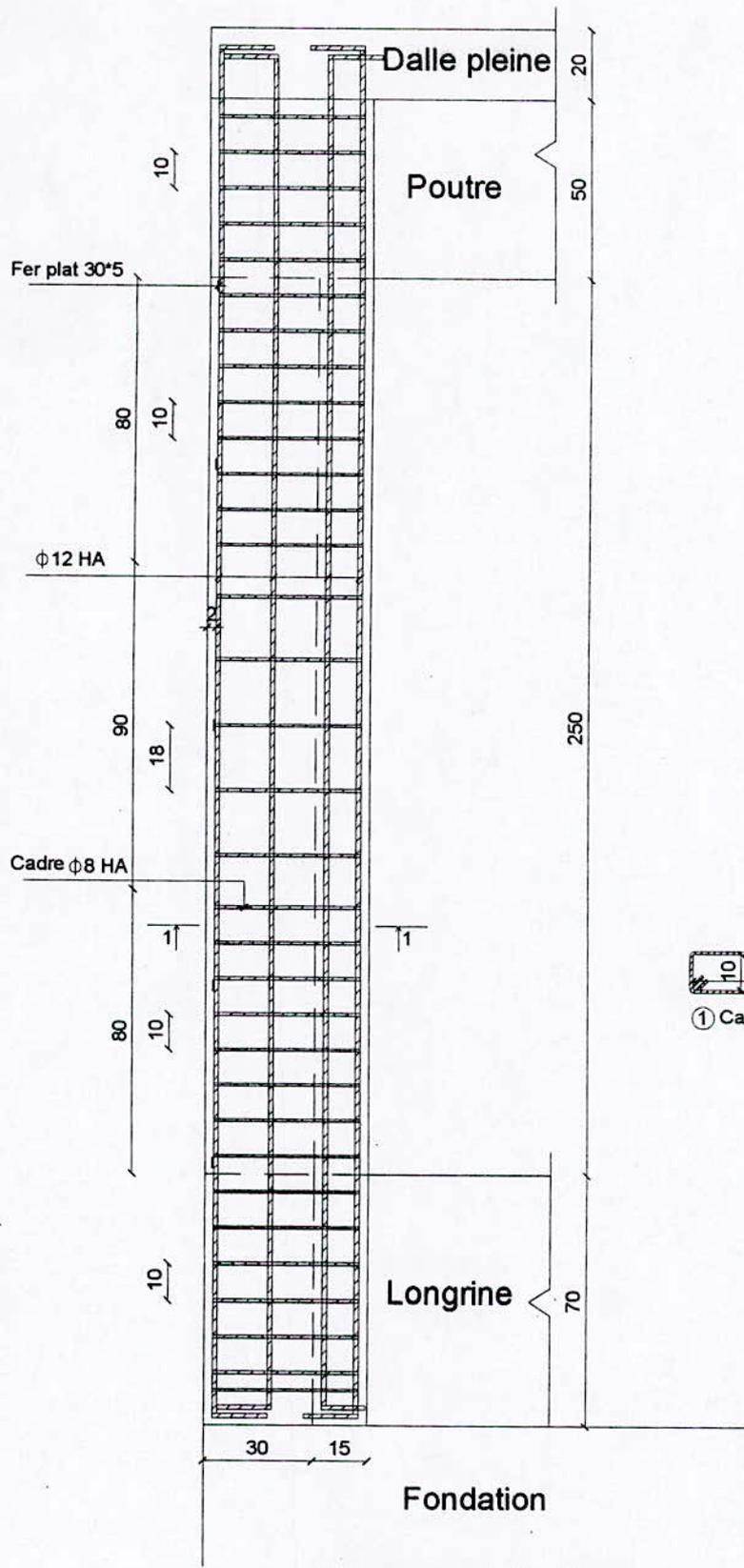
Les fondations ne feront pas objet de renforcement. Par ailleurs, il faut réaliser une fondation filante doit être réalisée sous chaque voile longitudinal incorporé dans la façade.

5-7-Recommandations :

Pour acheminer fidèlement les efforts, il est conseillé de suivre les prescriptions suivantes :

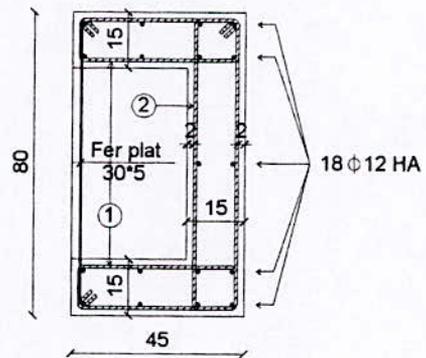
- Des étais doivent être placés de part et d'autres des poteaux à chemiser avant d'entamer tous travaux de réparation et veiller à ce que le sous-sol soit entièrement étayé.
- Les travaux de réparation des poteaux doivent être exécutés en respectant l'ordre suivant :
 - Supprimer tout trace de béton entièrement fissuré et piquer les supports à chemiser.
 - Réaliser des trous dans le plancher permettant de faire passer les armatures longitudinales. Si ces dernières sont munies de crochets, les trous réalisés doivent permettre l'ancrage des barres dans le plancher. Dans le cas contraire, les armatures seront prolongées au-delà du plancher pour assurer le recouvrement. Par ailleurs, les barres ne traversant pas le plancher doivent être munies de crochets qui seront encrés dans des engravures réalisées dans la partie basse des poutres.
 - A la base, le chemisage est ancré dans les longrines. Pour ce faire, on enlève le béton entourant la base du poteau (dans les longrines), les armatures seront donc prolongées dans les longrines et cousus par des armatures transversales.
 - Les armatures verticales des poteaux «P1» et «P4» (parement adjacent au joint de dilatation) doivent être reliées par des fers plats disposés horizontalement. la ligature sera réalisée par soudage.
 - Le coffrage réalisé doit avoir des orifices permettant l'introduction du béton.
- L'ancrage des nouveaux voiles transversaux nécessite la perforation des planchers et des poteaux qui les encadrent. Ces perforations servent à faire passer les barres de recouvrement. Par ailleurs, les trous réalisés dans les poteaux permettent l'introduction de barres horizontales de liaisons.
- Les barres de recouvrement sur lesquelles reposent les voiles du RDC sont ancrées dans des engravures réalisées dans les voiles du sous-sol
- Les aciers des voiles longitudinaux surélevant le mur de soutènement sont ancrés dans le chemisage des poteaux (horizontalement) et dans le mur et la poutre de rive «D» (verticalement).

- Les armatures horizontales des voiles «VL1, VL2, VL3», les armatures longitudinales des poutres à goussets et des chaînages horizontaux doivent être ancrées dans le chemisage des poteaux.
- Les armatures verticales des voiles longitudinales «VL1, VL2, VL3» sont ancrées à la base dans une nouvelle semelle filante et au sommet par la réalisation d'un encadrement en forme de «U» sur la poutre de rive «A».

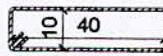


Coupe en élévation

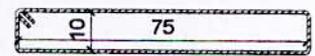
Sch V-10 Ferrailage du poteau P3



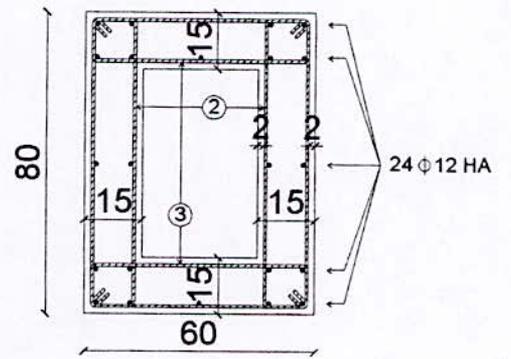
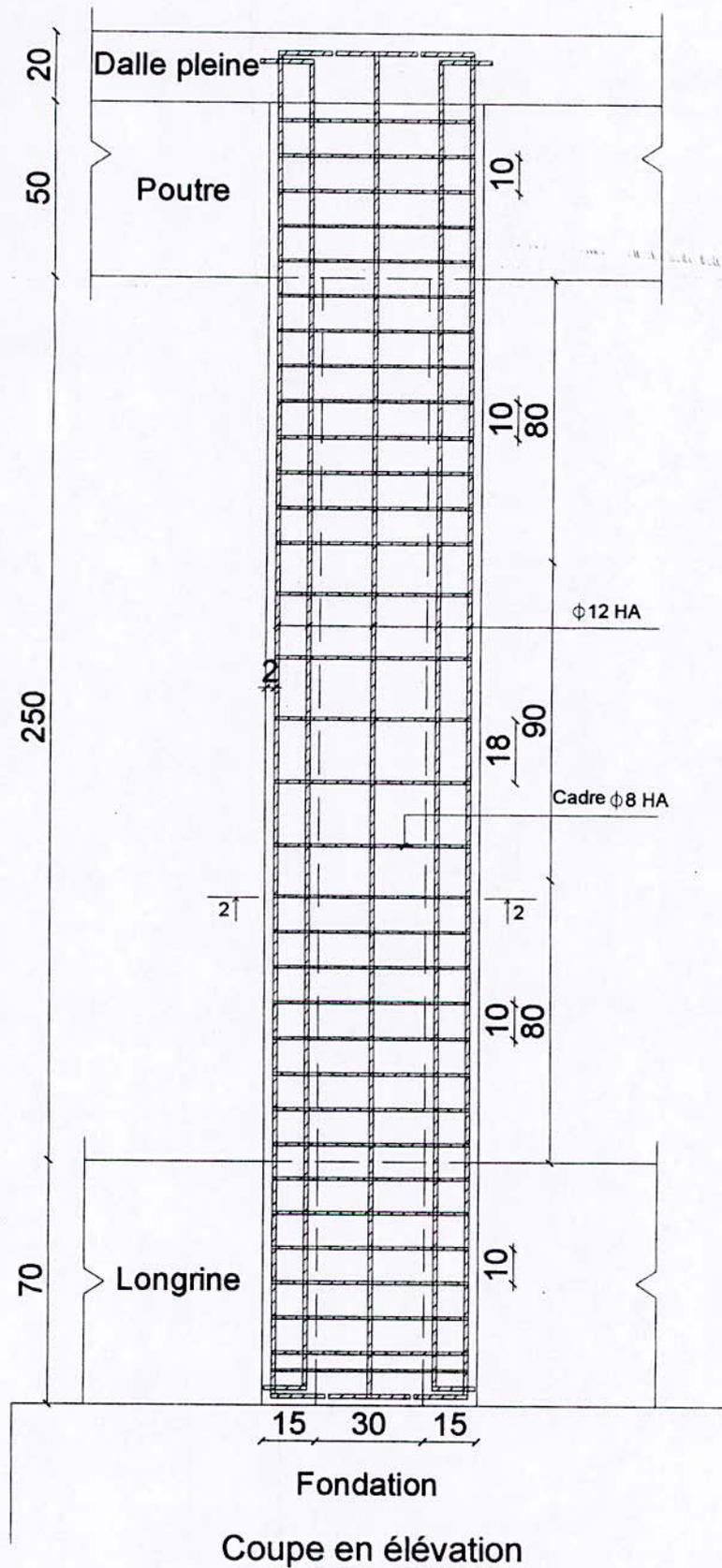
Coupe 1-1



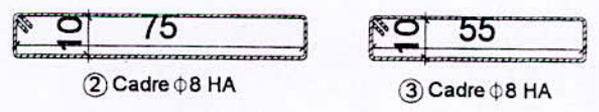
① Cadre φ 8 HA



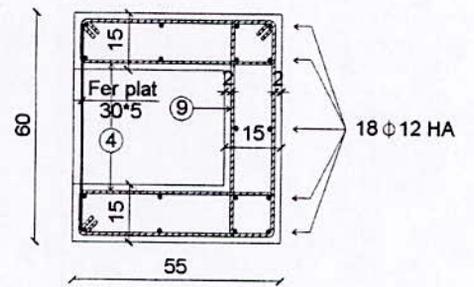
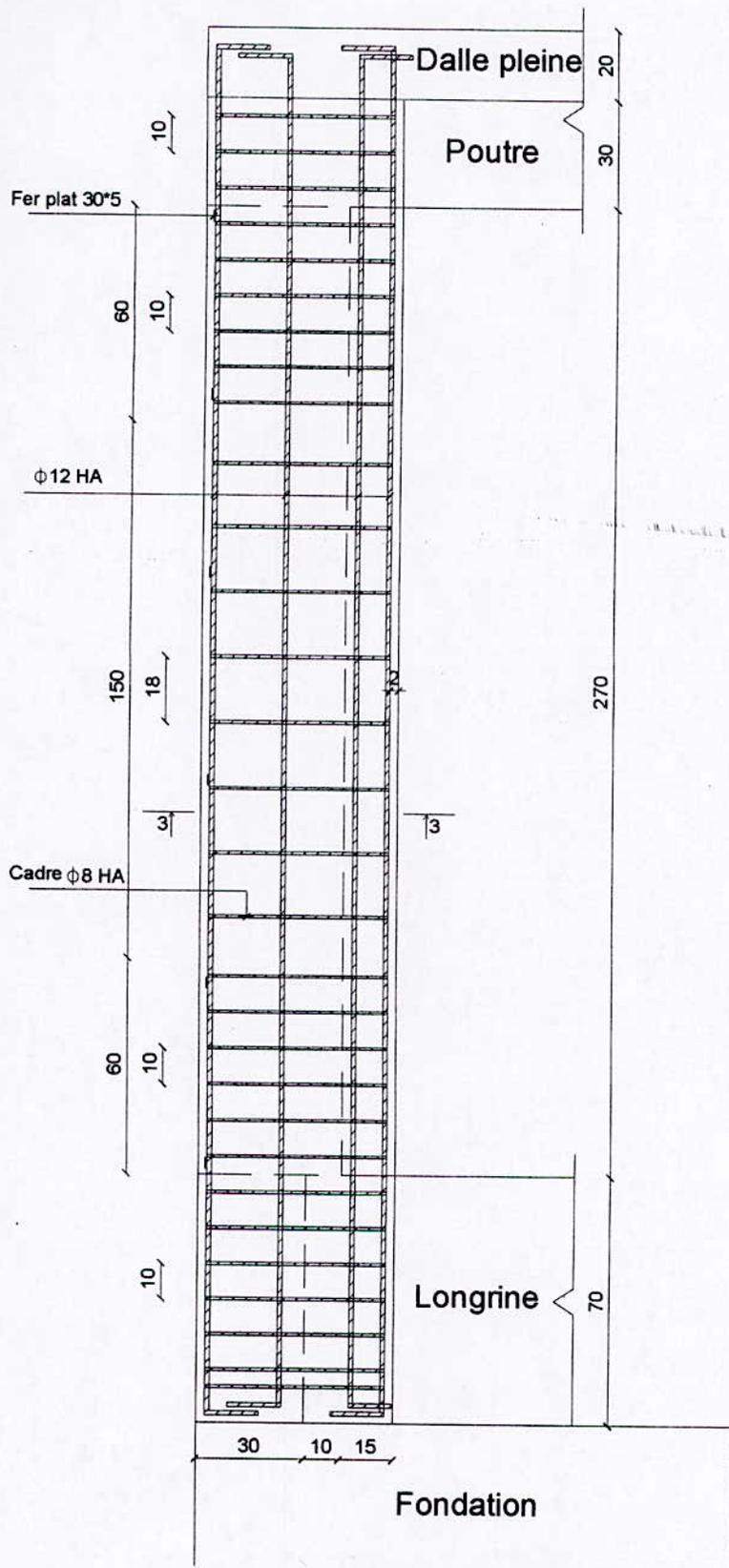
② Cadre φ 8 HA



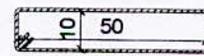
Coupe 2-2



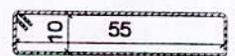
Sch V-11 Ferrailage du poteau P4



Coupe 3-3



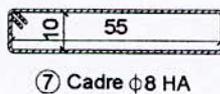
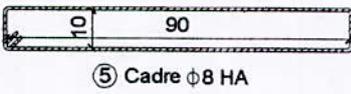
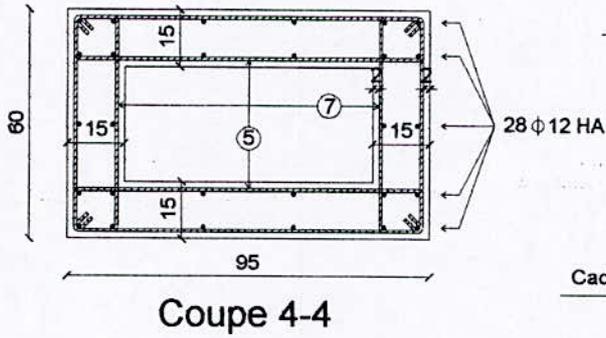
④ Cadre φ8 HA



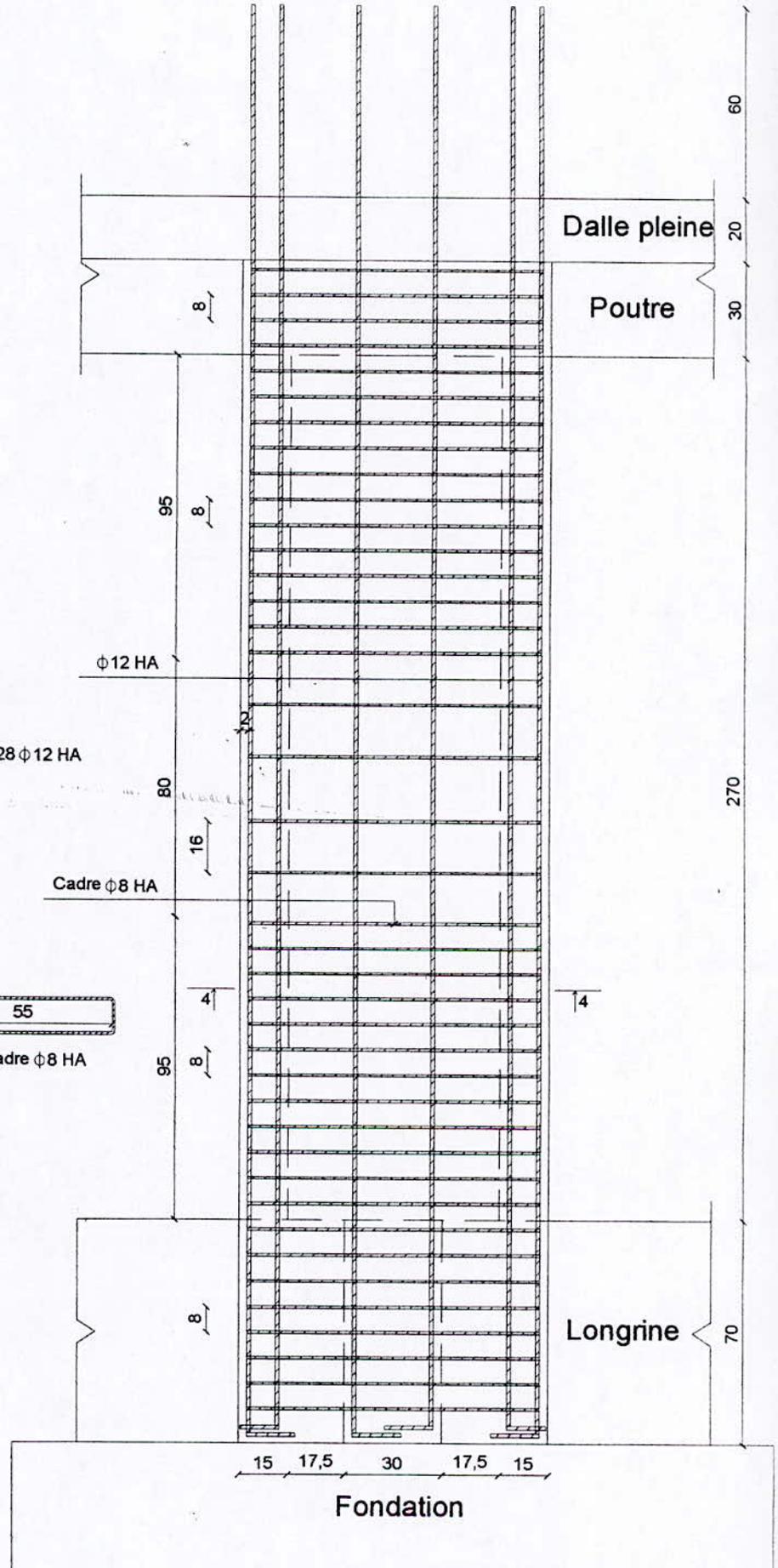
⑨ Cadre φ8 HA

Coupe en élévation

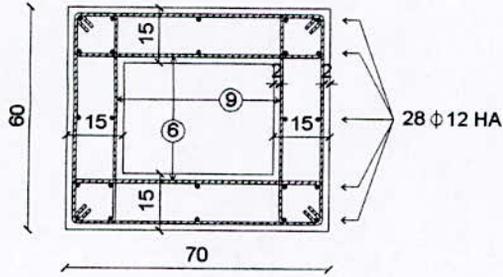
Sch V-12 Ferrailage du poteau P1



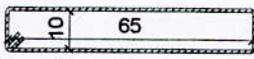
Sch V-12
 Ferrailage du poteau P2



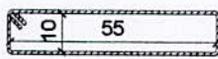
Coupe en élévation



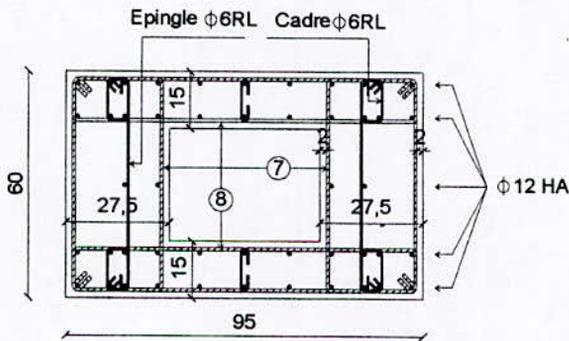
Coupe 5-5



⑥ Cadre φ8 HA



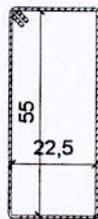
⑨ Cadre φ8 HA



Coupe 6-6

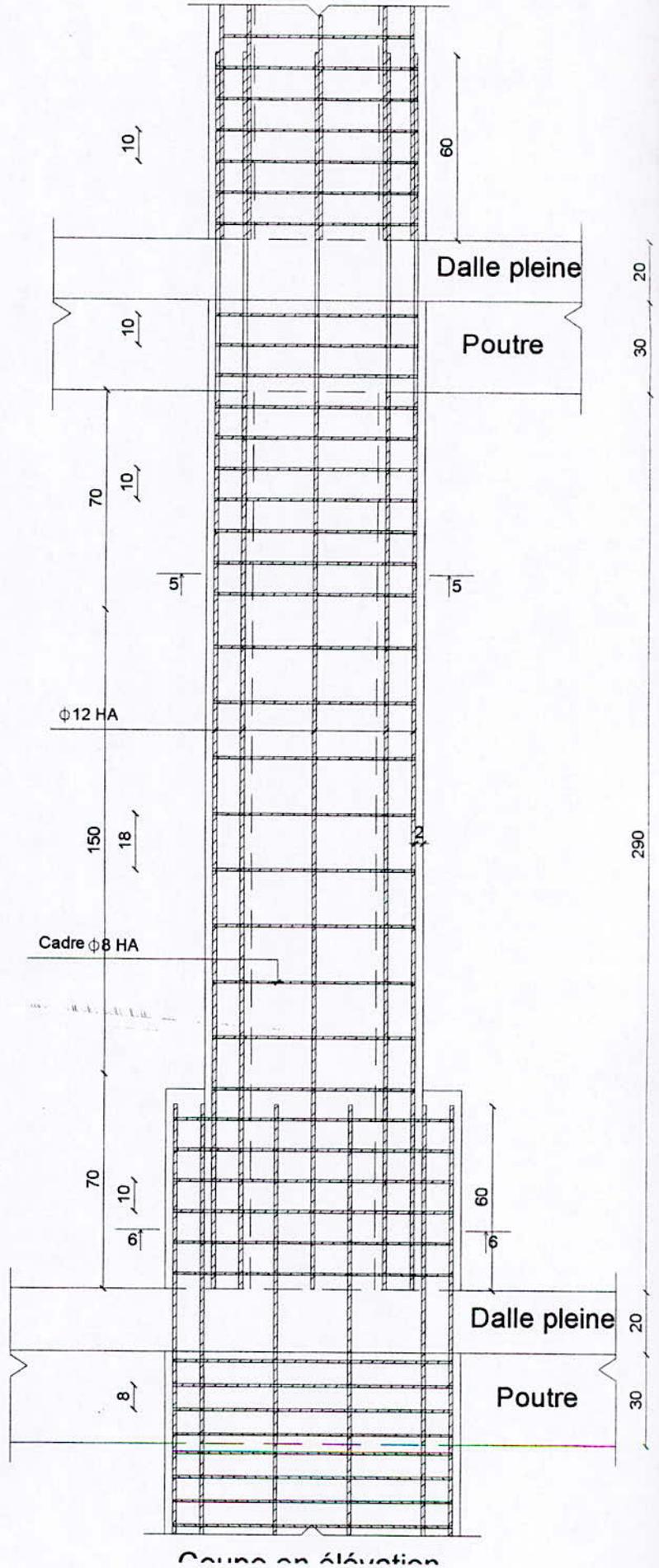


⑧ Cadre φ8 HA

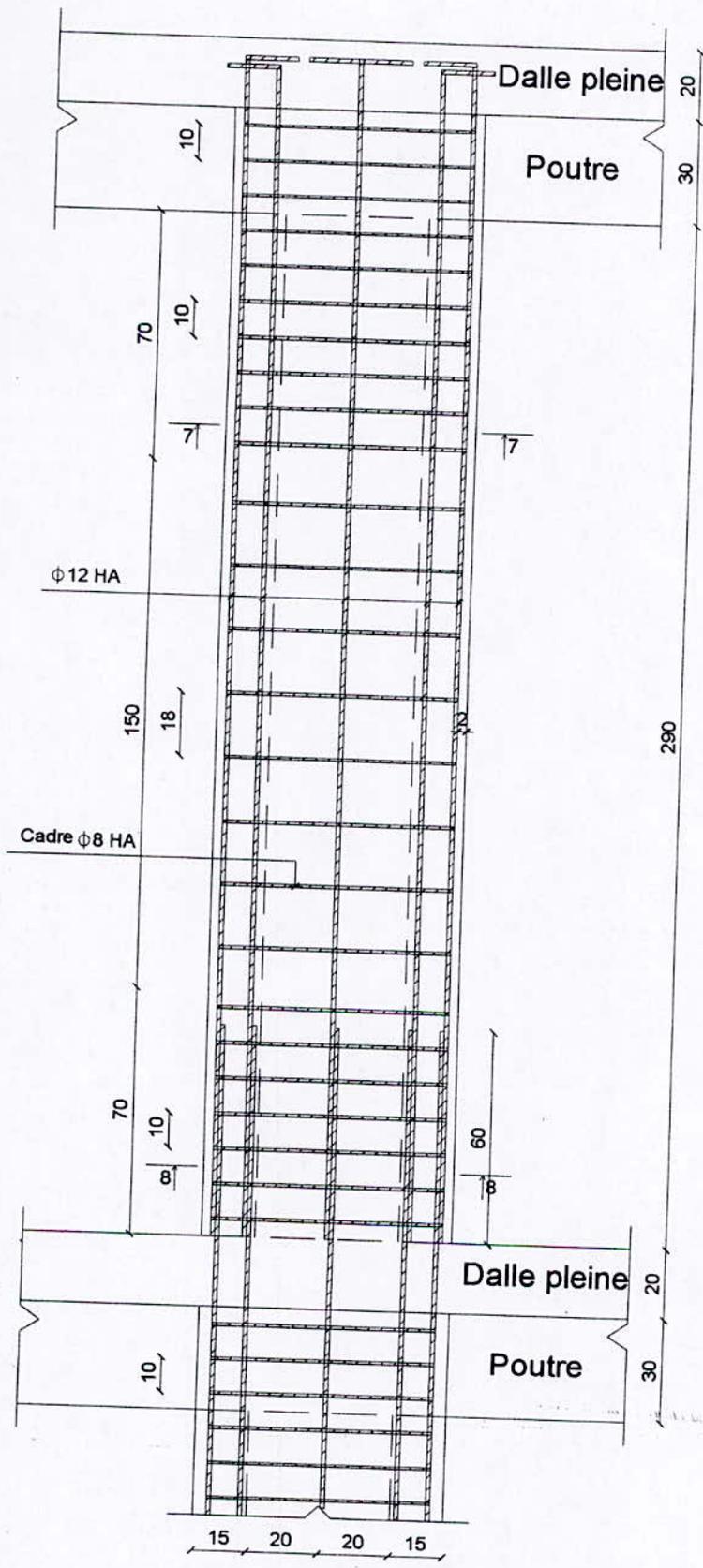


⑦ Cadre φ8 HA

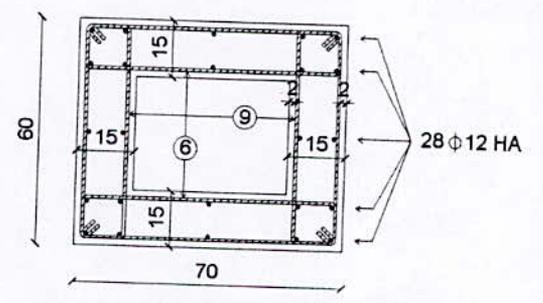
Sch V-14
 Ferrailage du poteau P5
 (niveau 4)



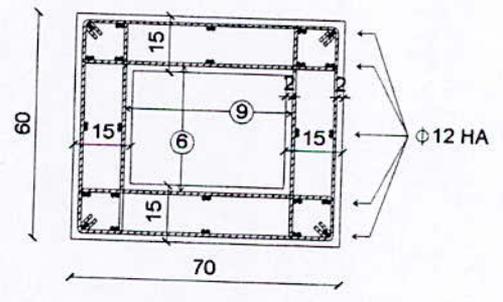
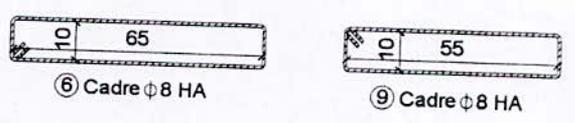
Coupe en élévation



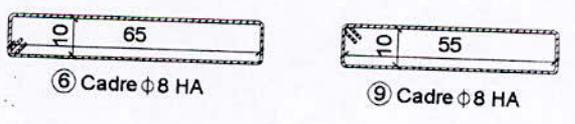
Coupe en élévation



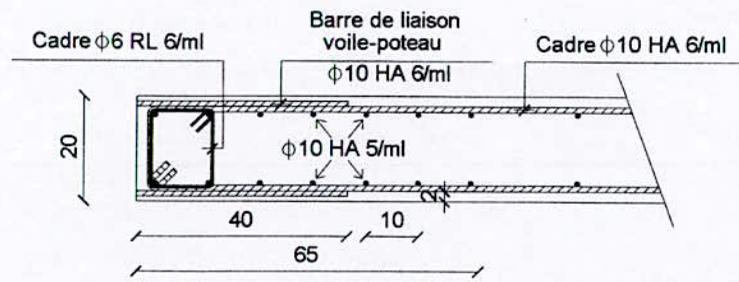
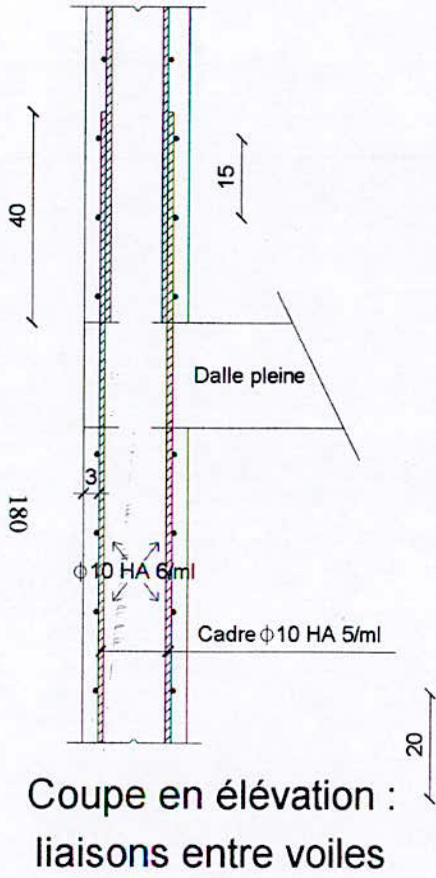
Coupe 7-7



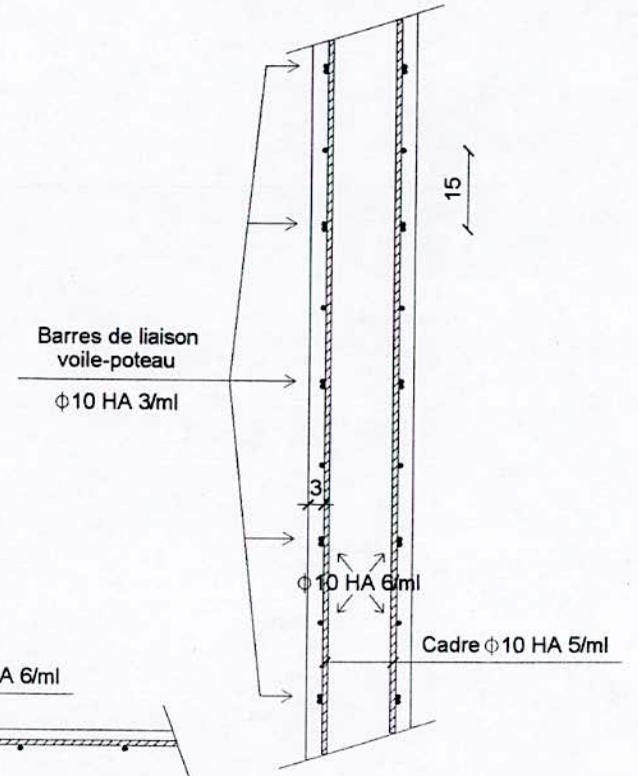
Coupe 8-8



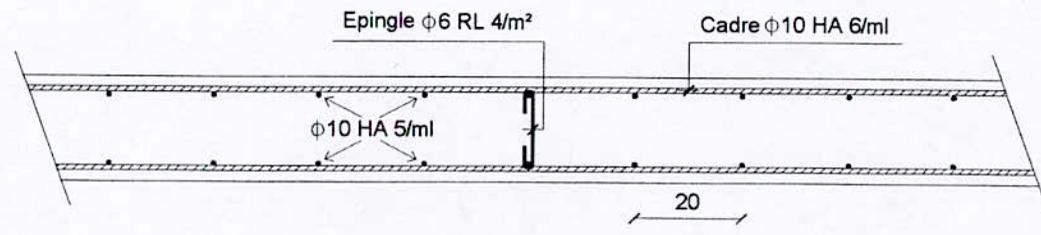
Sch V-15 Ferrailage du poteau P5 (niveau 5)



Vue en plan : liaison voile/poteau

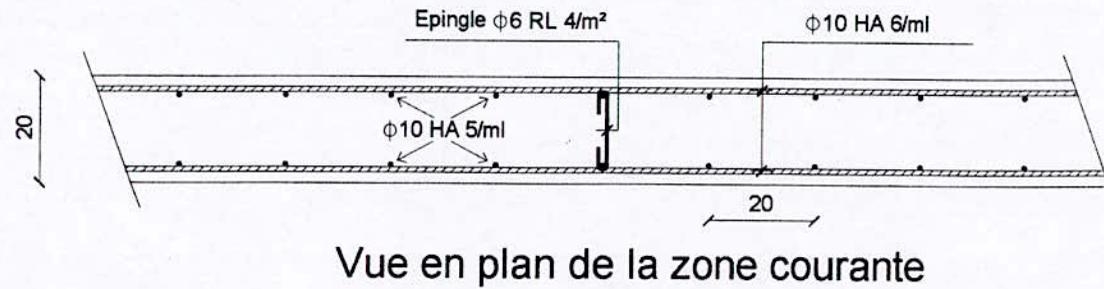
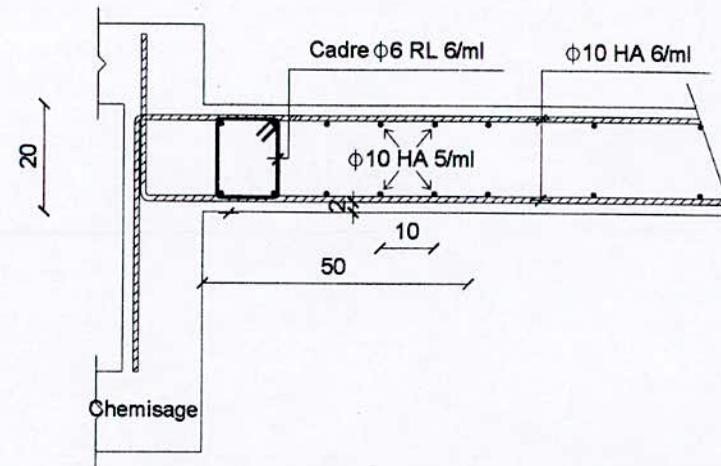
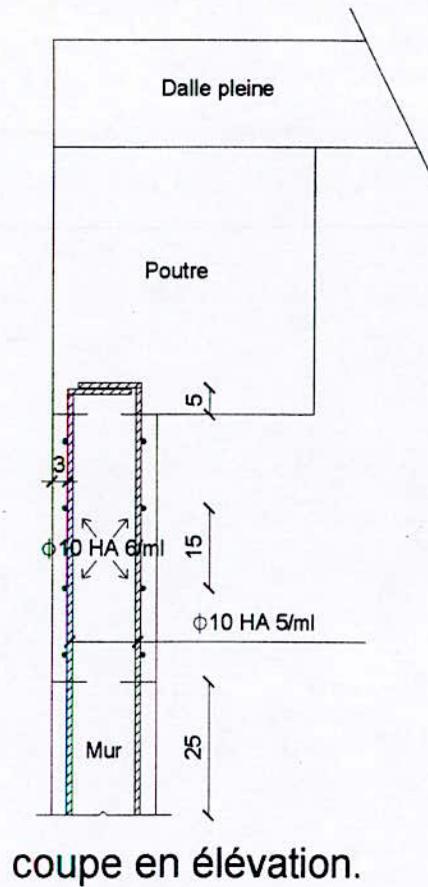


Coupe en élévation
de la zone courante

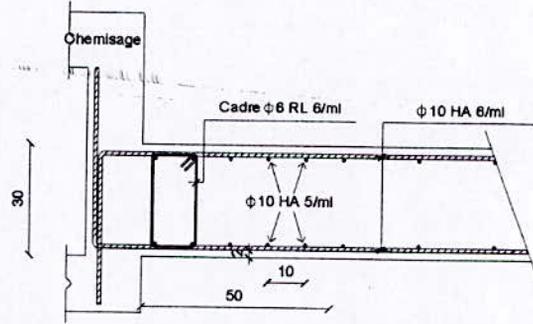
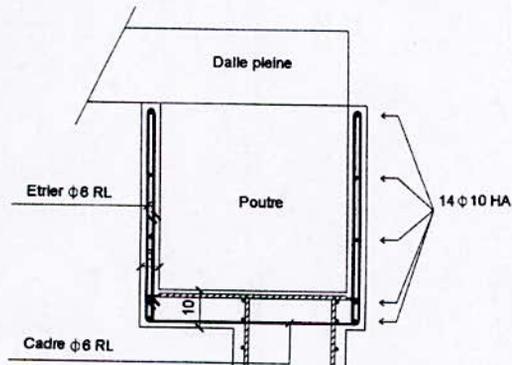


Vue en plan de la zone courante

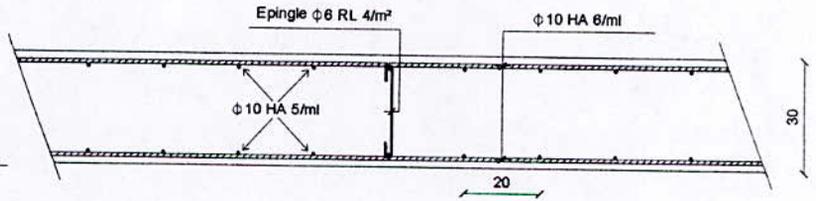
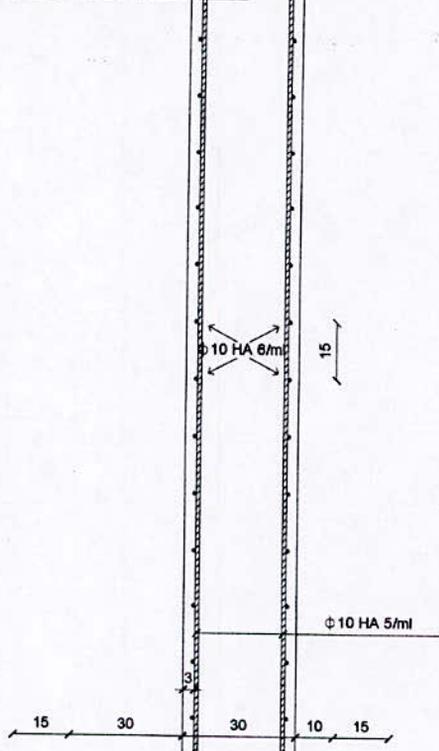
Sch V-16 Ferrailage des voiles transversaux.



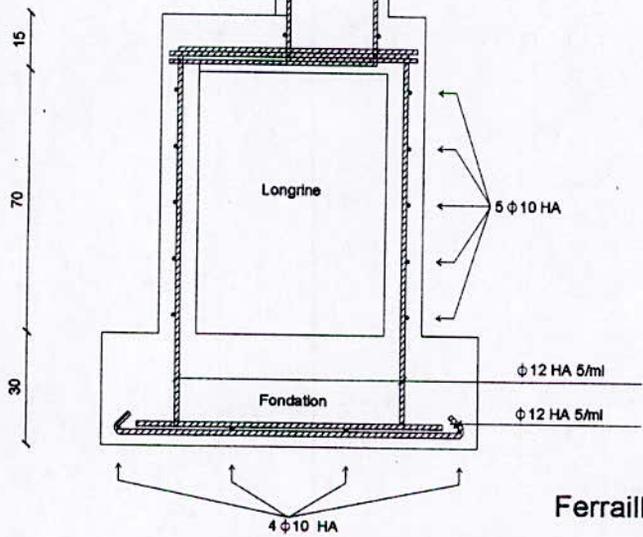
Sch V-17 Ferrailage des voiles surélevant le mur de soutènement



Vue en plan : ancrage du voile dans le chemisage.



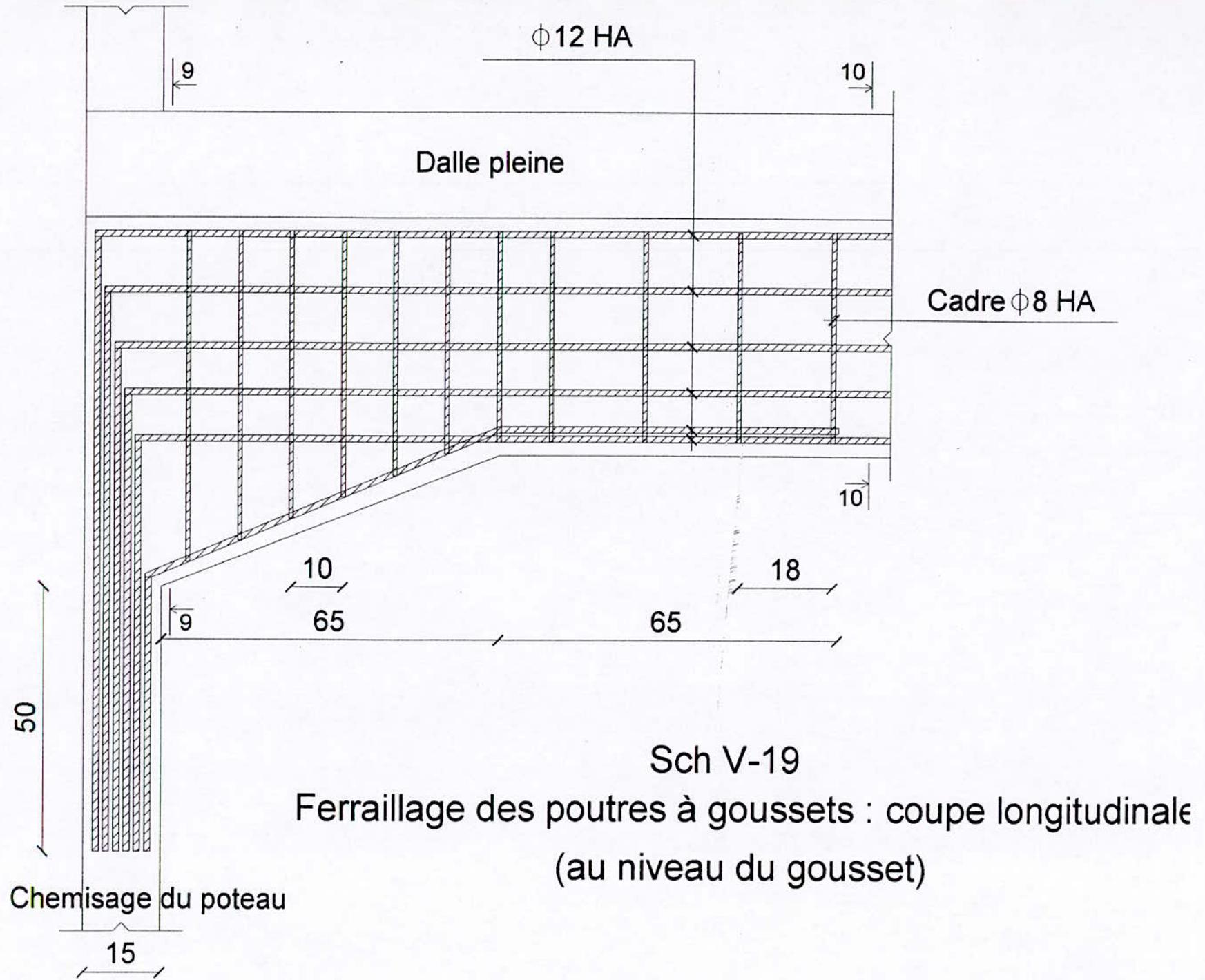
Vue en plan de la zone courante

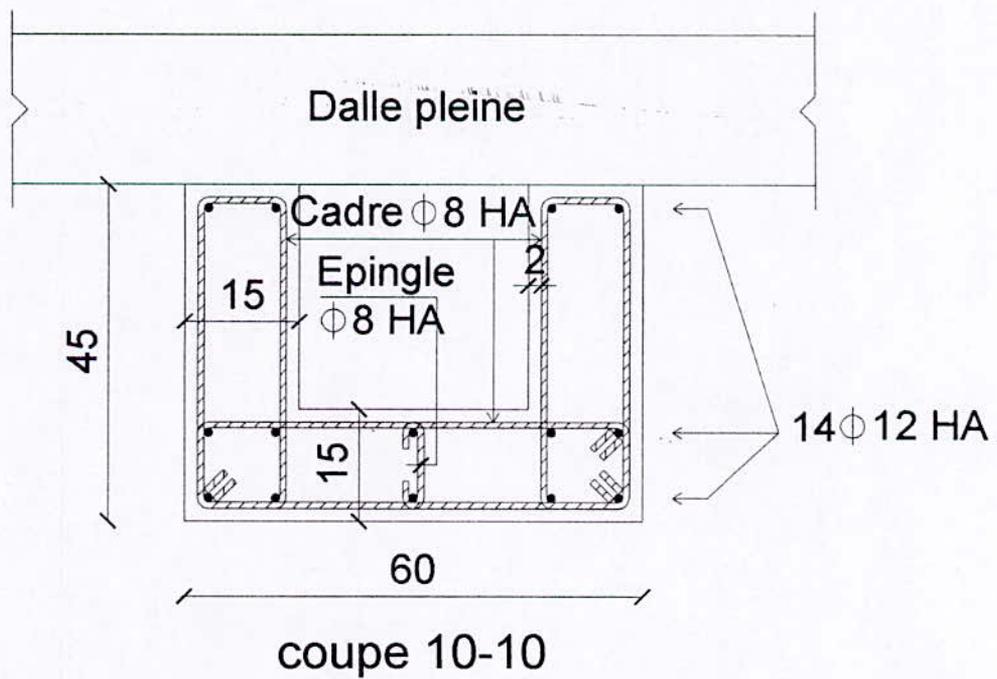
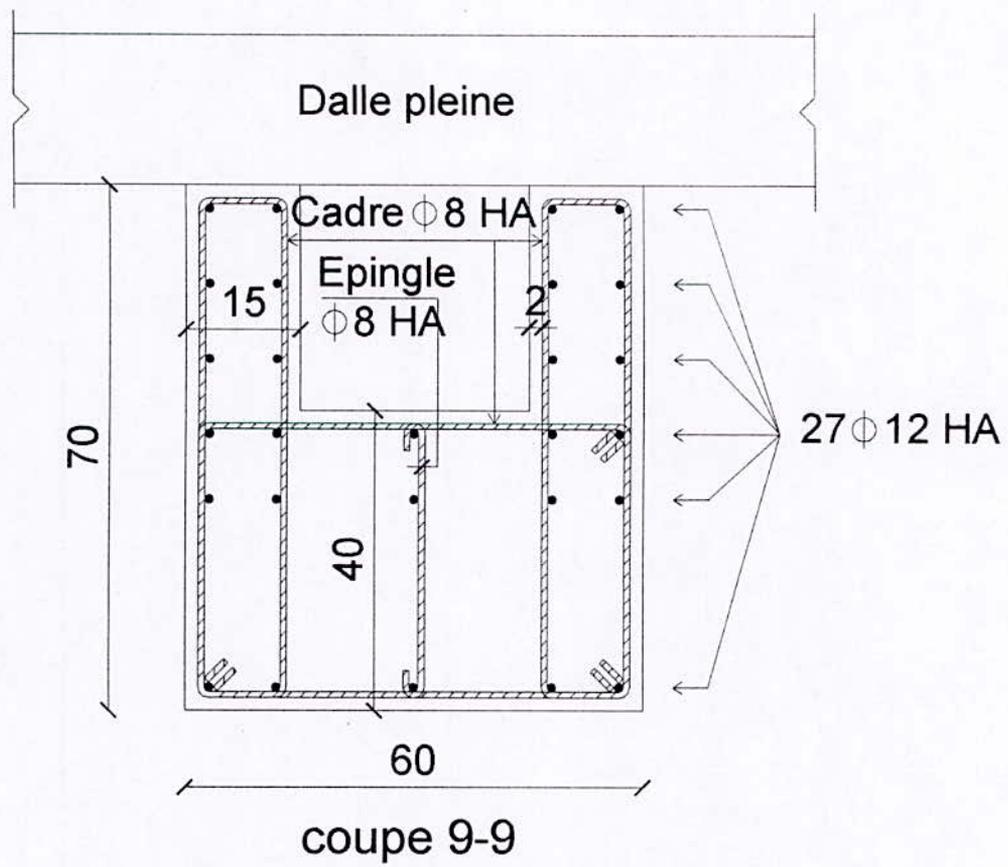


coupe en élévation

Sch V-18

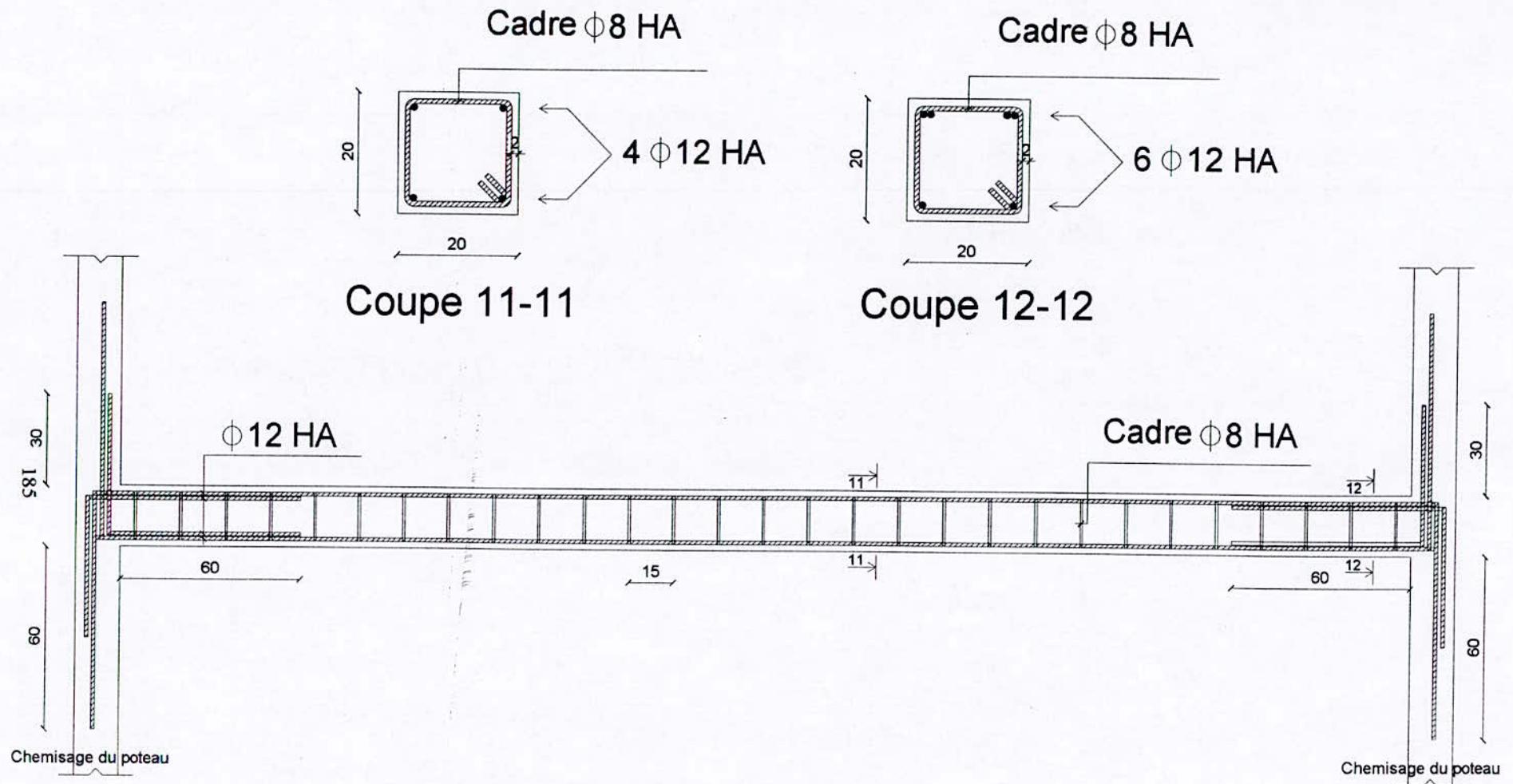
Ferrailage des voiles longitudinaux VL1; VL2 ; VL3



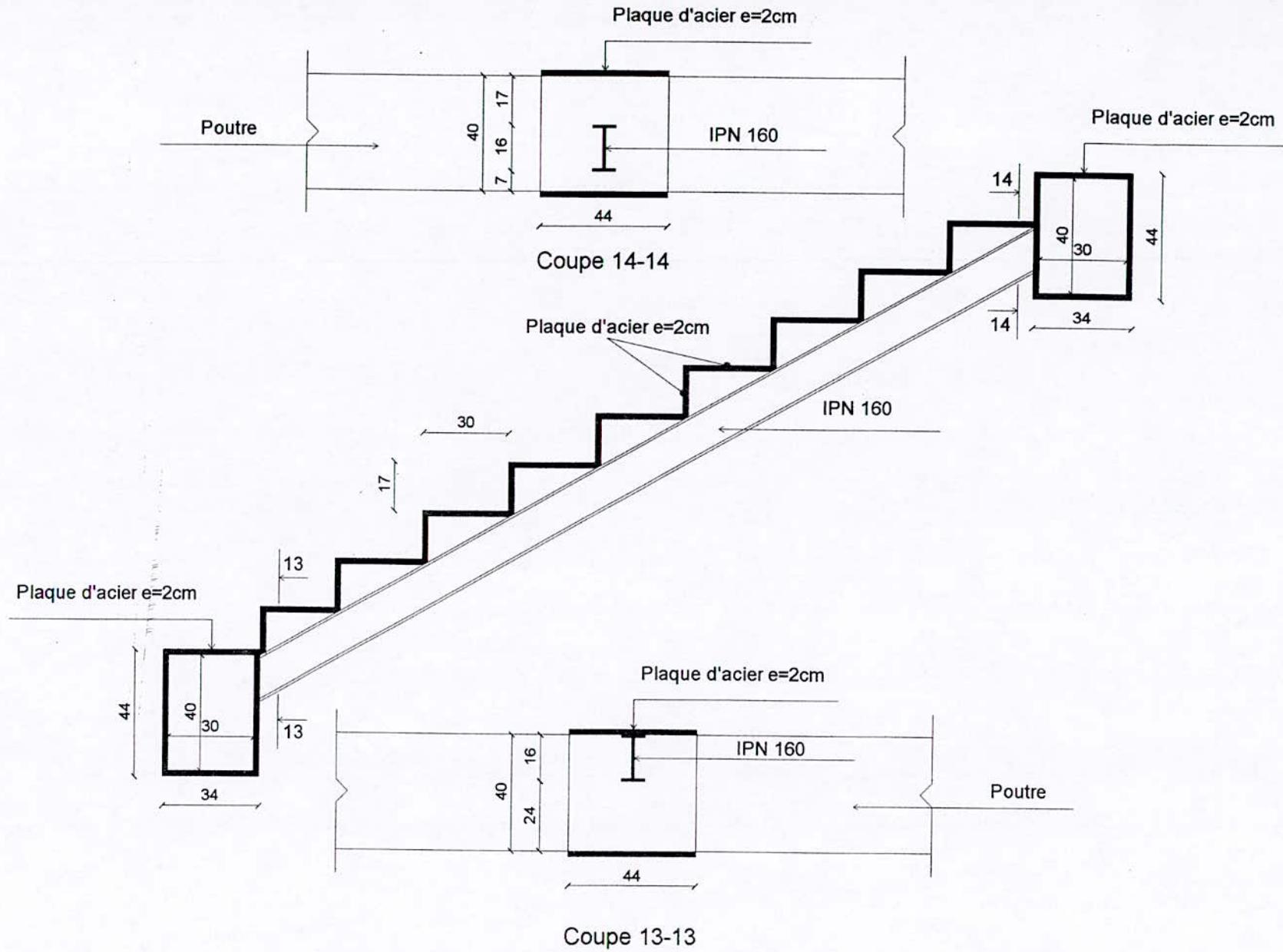


Sch V-20

Ferrailage des poutres à goussets : coupes transversales



Sch V-21 Ferrailage des chainages horizontaux



Sch V-22 Réparation des escaliers

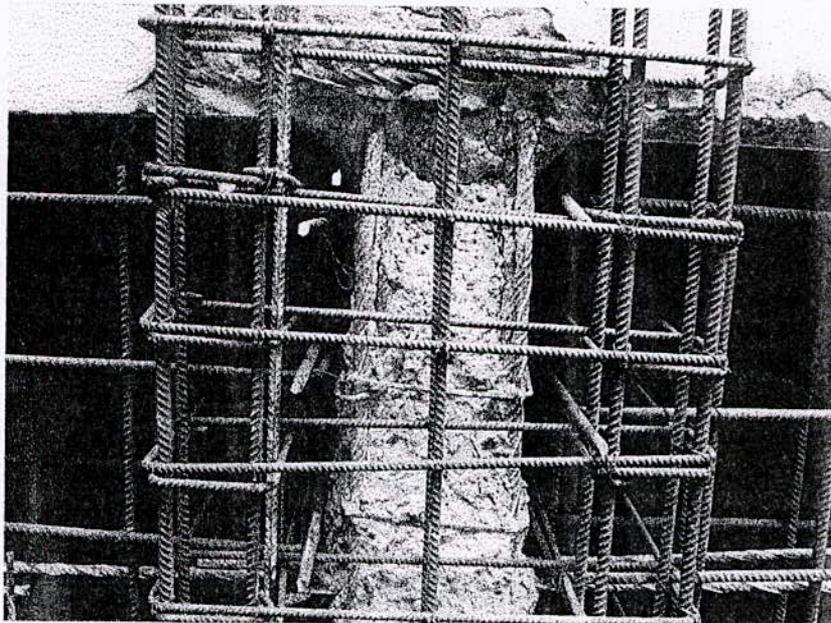
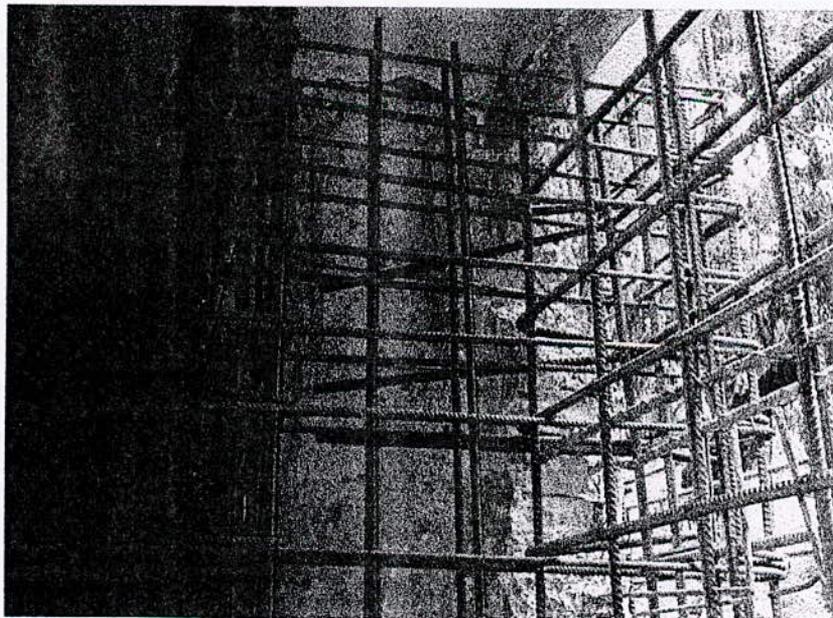


Fig : V-1 Chemisage du poteau



*Fig : V-2 Ancrage des armatures horizontales dans le chemisage
(voile longitudinale du portique A)*

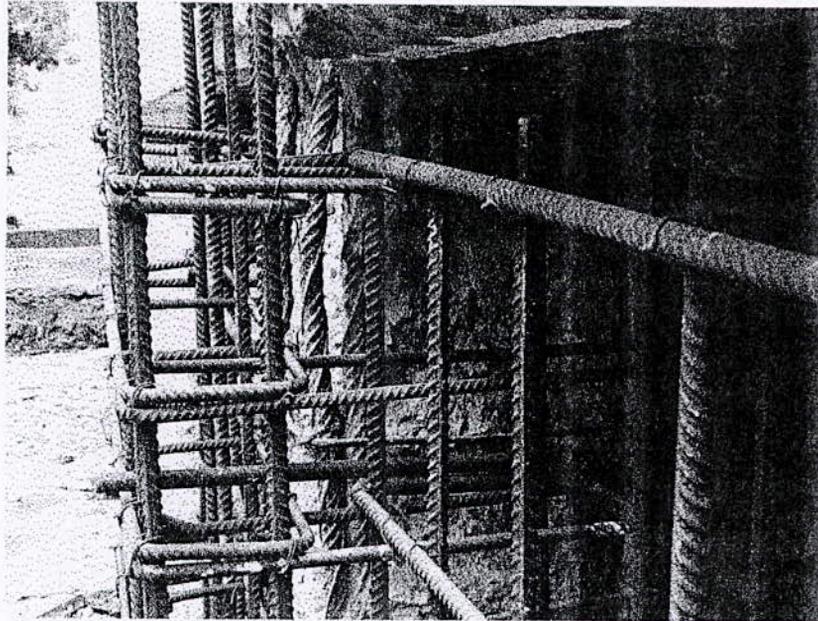


Fig : V-3 Ferrailage du voile surélevant le mur de soutènement

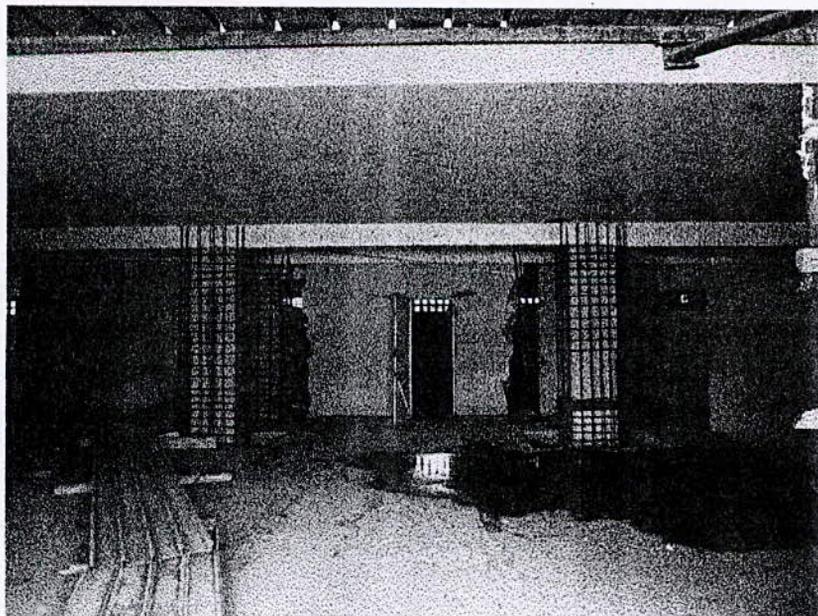


Fig : V-4 Chemisage des poteaux du sous-sol

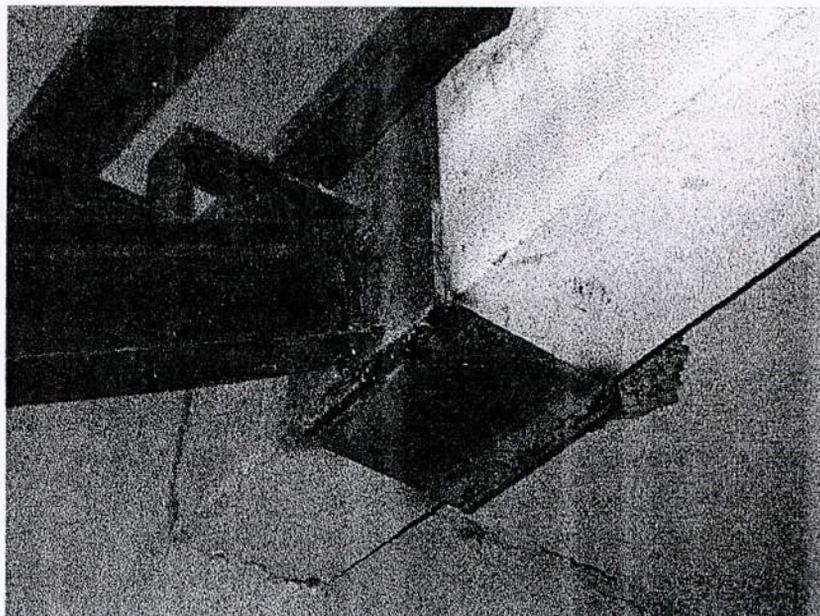


Fig : V-5 Scellement des escaliers

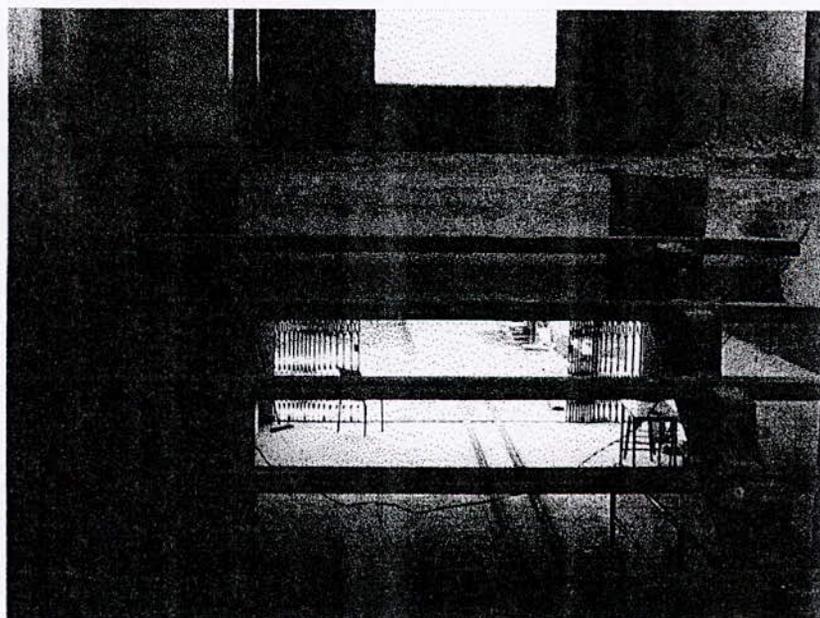


Fig : V-6 Implantation d'une nouvelle volée d'escaliers

CONCLUSION GENERALE

*Qui provient le moment l'empêche d'arriver.
Antoine Barnave.*

CONCLUSION GENERALE

L'expertise des ouvrages en béton armé endommagés par les séismes nous permet de recenser les dégâts apparus dans la structure. Ce recensement s'avère d'une grande importance du fait que la solution proposée dépend de l'interprétation des origines des désordres. En plus, les résultats des expertises peuvent servir de base pour la conception de nouveaux ouvrages par l'élimination des origines des erreurs responsables des dégâts.

L'opération de réparation ou de renforcement n'est efficace que si l'adhérence entre les nouveaux et les anciens éléments est convenablement réalisée. Les critères de sélection de la technique à adopter sont fonction de la nature des dégâts, des technologies de réalisation ainsi que des contraintes imposées (temps, coût, ...).

Notre étude a mis en évidence les points suivants :

- L'interprétation des désordres relevés sur la structure a mis l'accent sur les problèmes engendrés par une mauvaise conception.
- La solution proposée consiste d'une part, à réparer les éléments dégradés et d'autre part, à renforcer l'ouvrage par l'introduction de nouveaux éléments.
- Un calcul au séisme de la structure ainsi renforcée a permis de déterminer le ferrailage nécessaire.

L'absence de plans de ferrailage a rendu notre tâche difficile. Seul les fondations ont fait objet d'une vérification compte tenu du ferrailage évalué après un sondage effectué sur site.

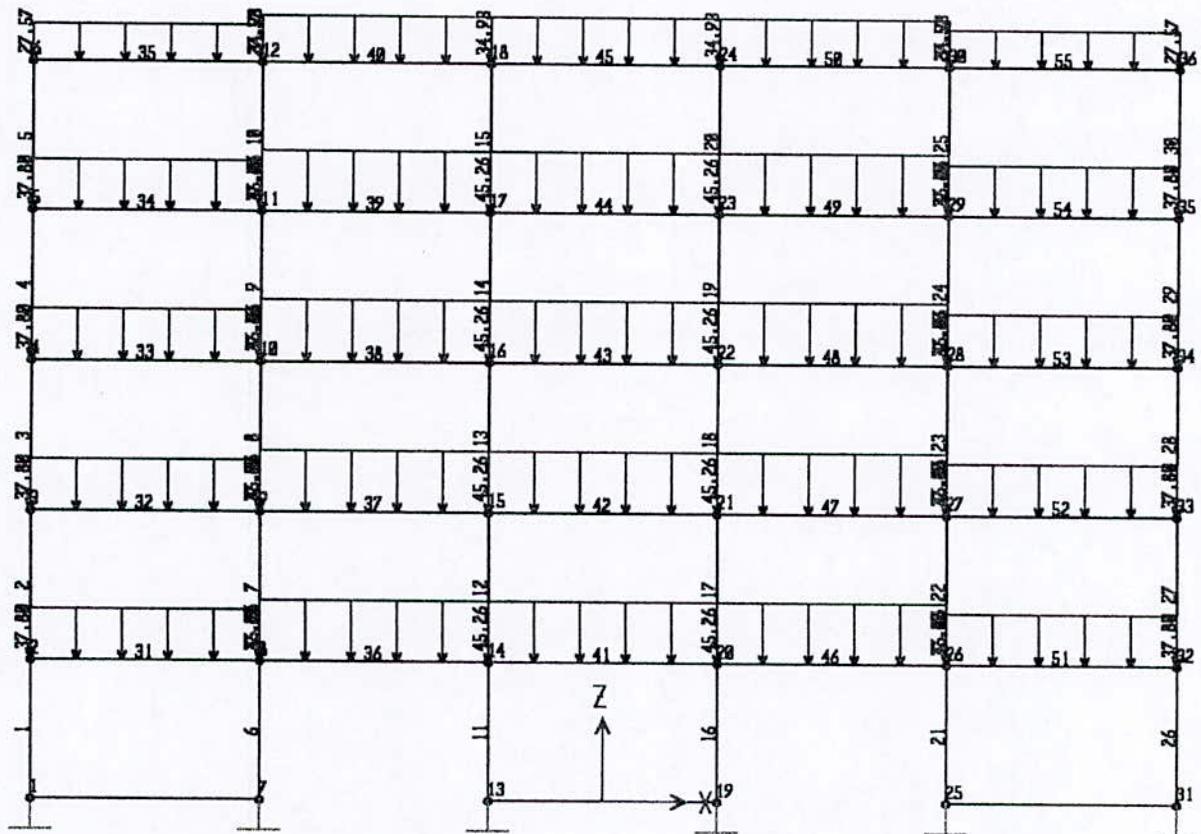
Le même ouvrage a été étudié par un bureau d'étude. Les solutions proposées sont assez similaires à l'exception du prolongement des voiles transversaux aux niveaux supérieurs.

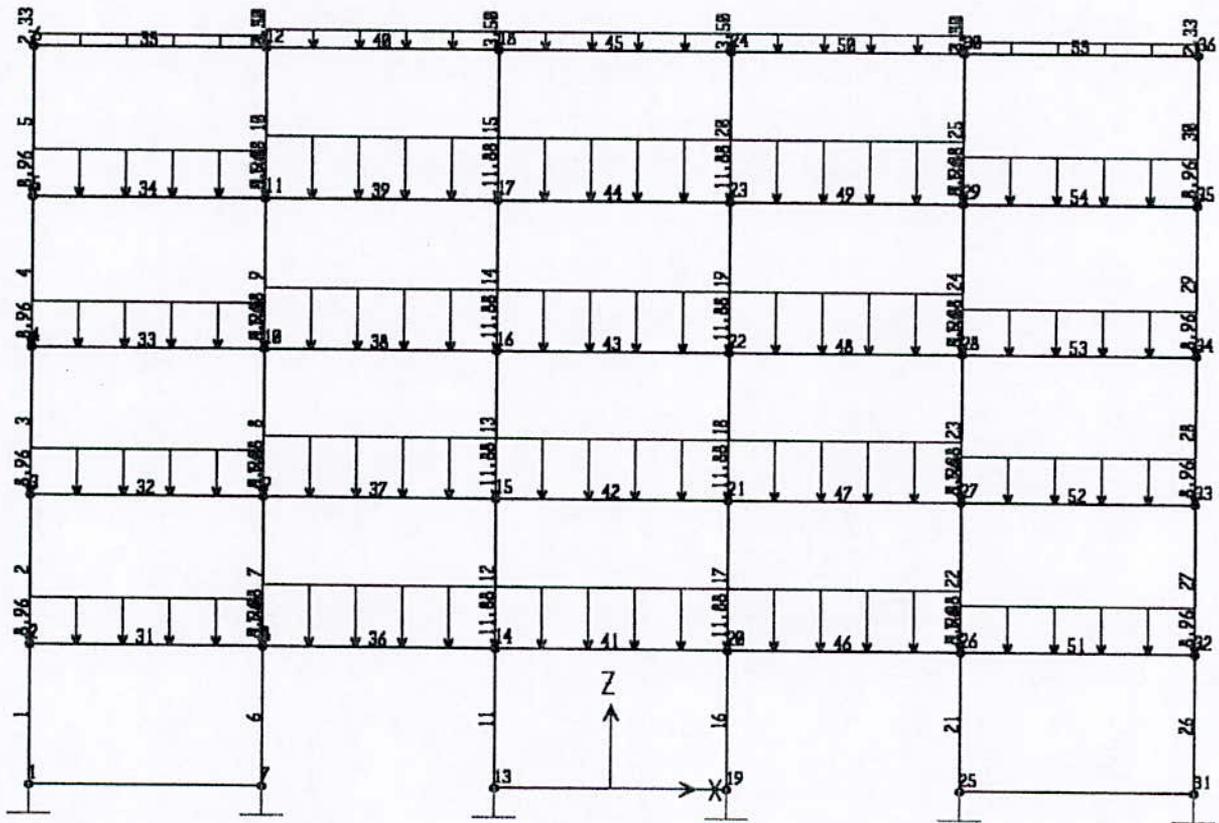
Nous pouvons conclure que cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine des expertises et des renforcements ainsi que de les mettre en application par l'étude d'un exemple concret.

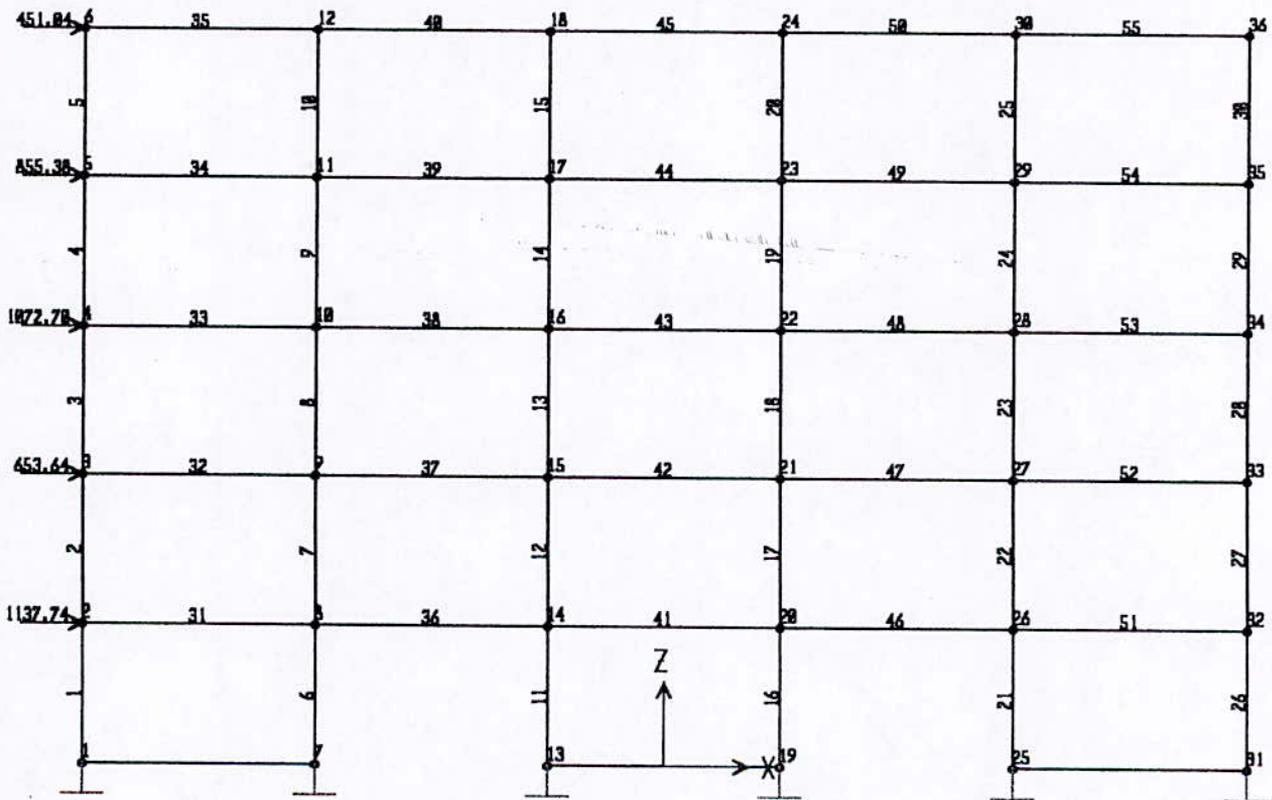
ANNEXES

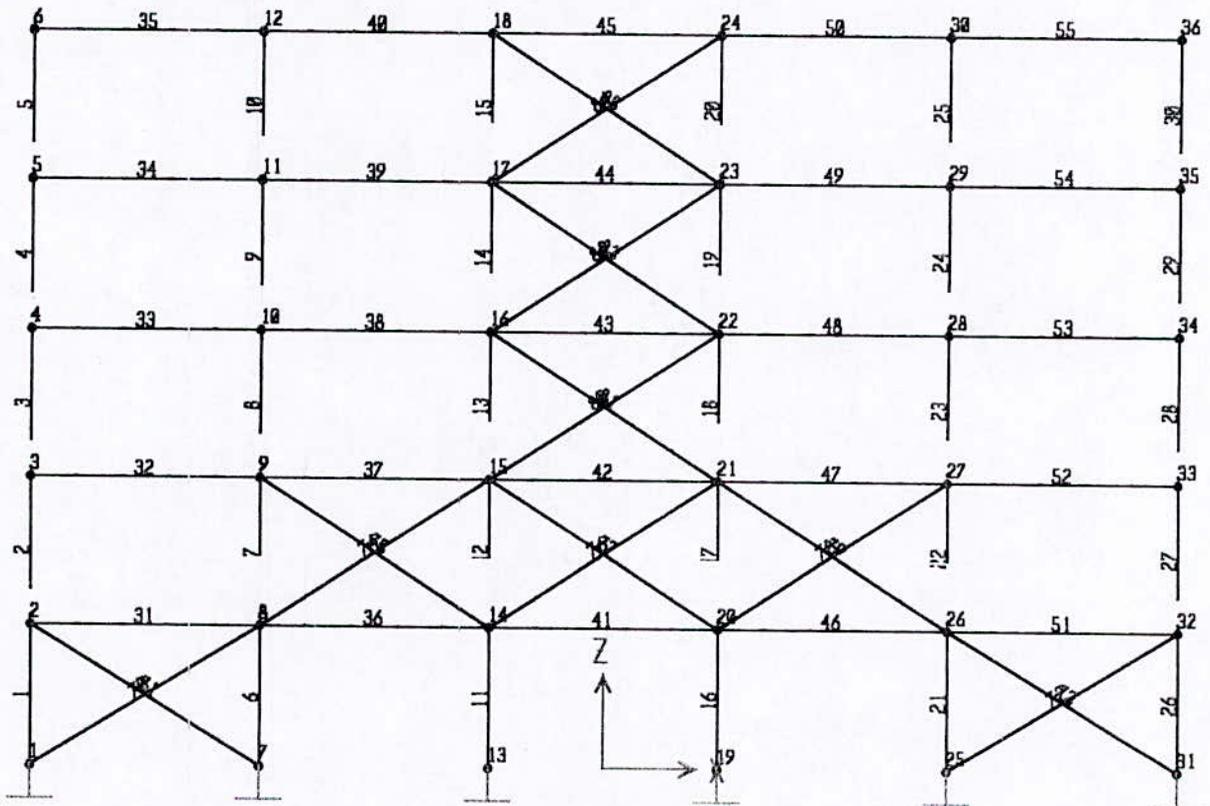
ANNEXE I

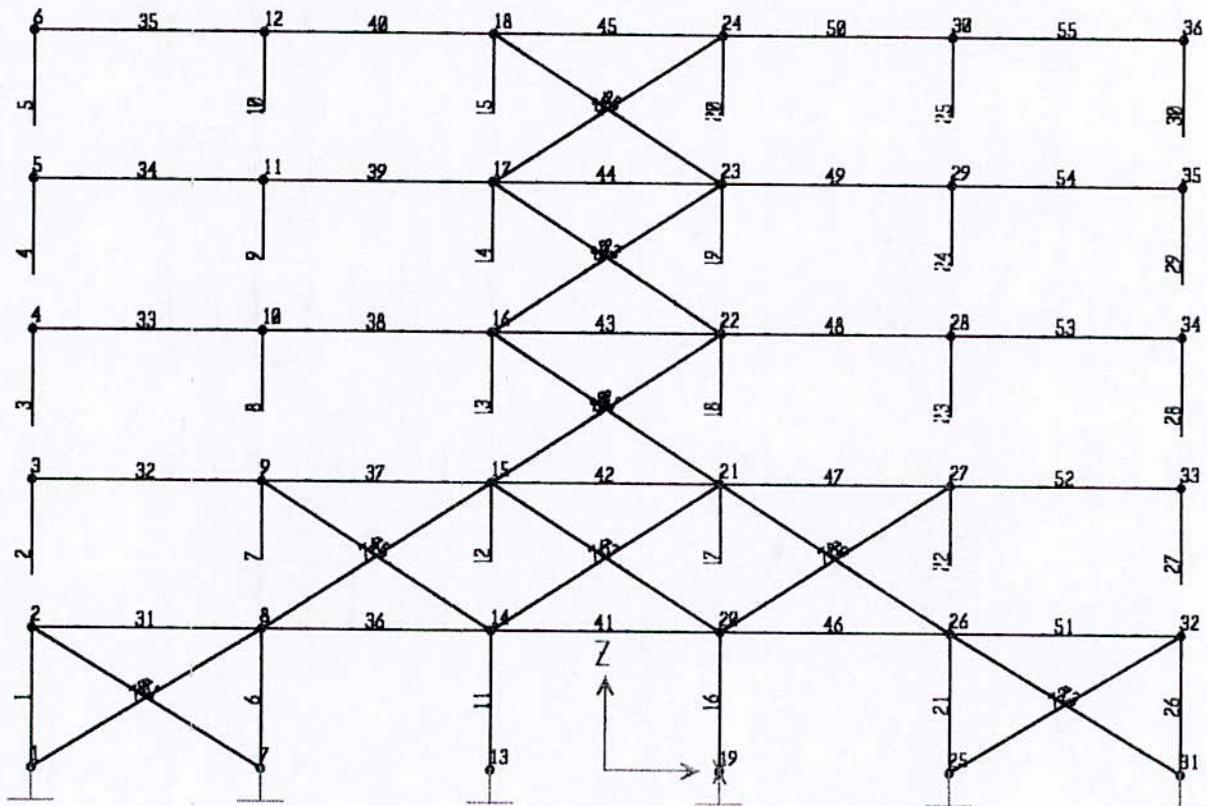
MODELISATION SAP2000

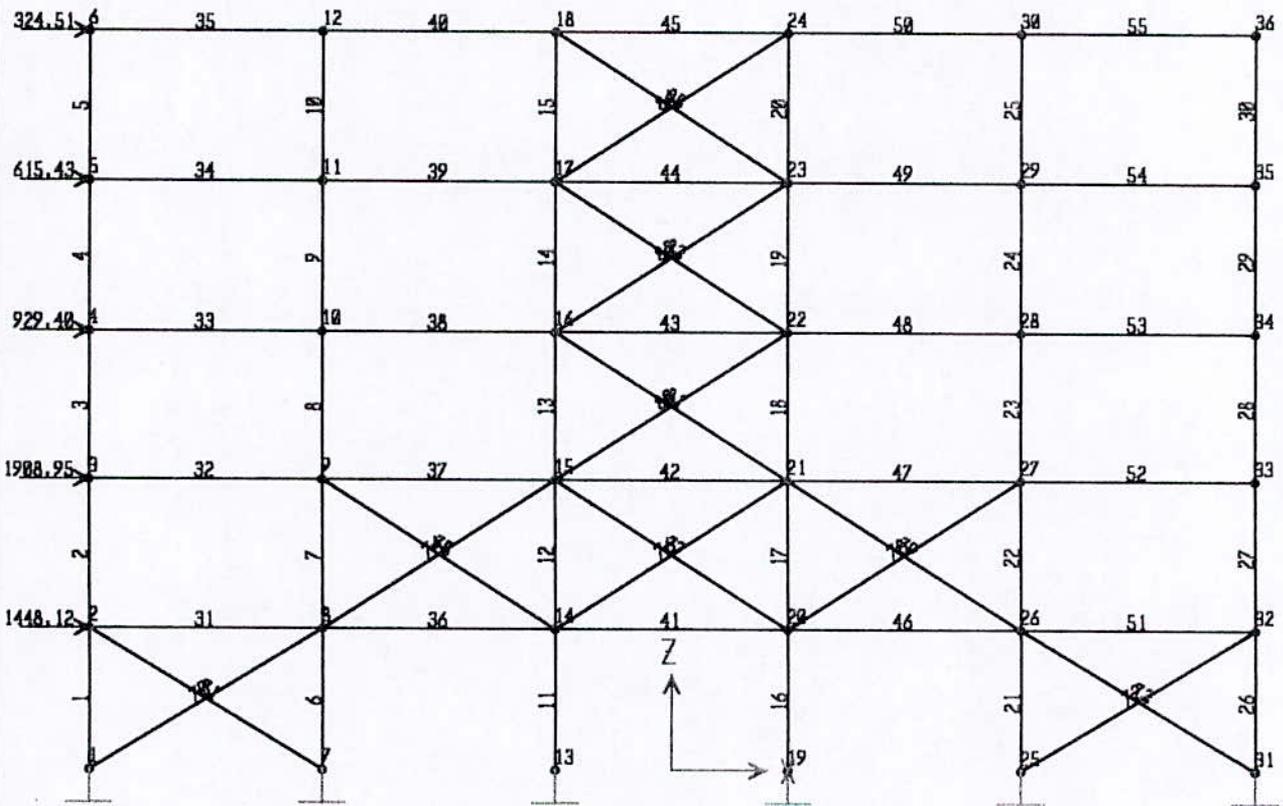












ANNEXE II
CALCUL DES SECTIONS D'ACIER
EN FLEXION COMPOSEE

Calcul des sections en flexion composée : (à l'ELU et sous combinaisons sismiques)

1-Calcul sous M, N_T :

$$e_0 = M / N_T$$

1-1-Si : $M > 0$ et $e_0 \leq V$ ou $M < 0$ et $e_0 \leq V' \rightarrow$ Section entièrement tendue.

$$A_{sc} = \frac{N_T * e_A}{f_{su} * (d - d')}$$

$$A_s = \frac{N_T}{f_{su}} - A_{sc}$$

1-2-Si : $M > 0$ et $e_0 > V$ ou $M < 0$ et $e_0 > V' \rightarrow$ Section partiellement tendue.

Calcul en flexion simple sous $M = N_T * e_A$

Détermination des sections fictives : A', A

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{sc} = A' \\ A_s = A + N_T / f_{su} \end{array} \right\}$$

2-Calcul sous M, N_c :

$$a = (0.337 * h - 0.81 * d') * b * h * f_{bu}$$

$$b = N * (d - d') - N * e_A$$

$$c = (0.5 * h - d') * b * h * f_{bu}$$

2-1-Si : $a > b \rightarrow$ Section partiellement comprimée.

Calcul en flexion simple sous $M = N_c * e_A$

Détermination des sections fictives : A', A

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{sc} = A' \\ A_s = A - N_c / f_{su} \end{array} \right\}$$

2-2-Si : $a \leq b \rightarrow$ Section totalement comprimée.

2-2-1-Si : $b > c$

$$\psi = 1 \rightarrow$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{sc} = \frac{N_c * e_A - (d - 0.5 * h) * b * h * f_{bu}}{f_{su} * (d - d')} \\ A = \frac{N_c - b * h * f_{bu} - A_{sc} * f_{su}}{f_{su}} \end{array} \right\}$$

2-2-2-Si : $b \leq c$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_c * (d - d') - N_c * e_A}{b * h^2 * f_{bu}}}{0.857 - d' / h}$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{sc} = \frac{N_c - \psi * b * h * f_{bu}}{f_{su}} \\ A_s = 0 \end{array} \right\}$$

Calcul des sections en flexion composée : (à l'ELS)

1-Calcul sous M, N_T :

$$e_0 = M / N_T$$

1-1-Si : $M > 0$ et $e_0 \leq V$ ou $M < 0$ et $e_0 \leq V' \rightarrow$ Section entièrement tendue.

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{sc} = \frac{N_T * (V - e_A)}{A_{sc} * (d - d')} \leq \overline{\sigma_{sc}}$$

$$\sigma_s = \frac{N_T - A_{sc} * \sigma_{sc}}{A_s} \leq \overline{\sigma_s}$$

Redimensionnement à l'ELS :

$$A_{sc} = \frac{N_T * e_A}{\sigma_s * (d - d')}$$

$$A_s = \frac{N_T}{\sigma_s} - A_{sc}$$

1-2-Si : $M > 0$ et $e_0 > V$ ou $M < 0$ et $e_0 > V' \rightarrow$ Section partiellement tendue.

Calcul en flexion simple sous $M = N_T * e_A$

Détermination des sections fictives : A', A

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{sc} = A' \\ A_s = A + \frac{N_T}{\sigma_s} \end{array} \right\}$$

2-Calcul sous M, N_c :

$$e_0 = M / N_c$$

2-1-Si : $|e_0| > h/6 \rightarrow$ Section partiellement comprimée.

Calcul en flexion simple sous $M = N_c * e_A$

Détermination des sections fictives : A', A

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{sc} = A' \\ A_s = A - \frac{N_c}{f_{su}} \end{array} \right\}$$

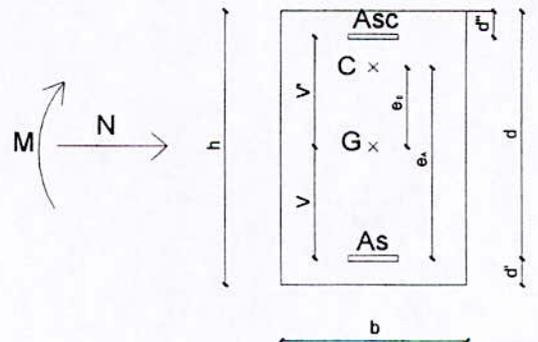
2-2-Si : $|e_0| < h/6 \rightarrow$ Section totalement comprimée.

$$B_h = b * h + 15 * (A_{sc} + A_s)$$

$$I_h = b * h^3 / 12 + 15 * (A_{sc} * V'^2 + A_s * V^2)$$

$$\sigma_{b \text{ sup}} = \frac{N_c}{B_h} + \frac{M * V'}{I_h} \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\sigma_{b \text{ inf}} = \frac{N_c}{B_h} - \frac{M * V}{I_h} \leq \overline{\sigma_b}$$



ANNEXE III

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1-Béton :

1-1-Résistance mécanique du béton :

1-1-1-Résistance mécanique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours notée « f_{c28} ». Cette résistance est déterminée par l'écrasement d'une éprouvette cylindrique standardisée de béton (16cm de diamètre, 32cm de hauteur).

La résistance au jour « j » est donnée par la relation suivante :

- Si : $j < 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0.685 * f_{c28} * \log(j+1)$
- Si : $j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 * f_{c28}$

$$f_{c28} = 25MPa$$

1-1-2-Résistance mécanique à la traction :

La résistance à la traction du béton notée « f_{tj} » est donnée par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj}$$

$$f_{t28} = 2.1MPa$$

1-2-Contrainte admissible :

1-2-1-Contrainte à l'état limite ultime : « f_{bu} »

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité pris égale à :

- $\gamma_b=1.5$ combinaisons courantes.

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

- $\gamma_b=1.15$ combinaisons accidentelles.

$$f_{bu} = 18.5MPa$$

1-2-2-Contrainte à l'état limite de service : « $\overline{\sigma}_b$ »

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_b = 15MPa$$

1-3-Module de déformation longitudinale :

1-3-1-Module de déformation instantanée « E_{ij} »:

Sous des contraintes normales à courte durée d'application : $E_{ij} = 11000 * f_{cj}^{1/3}$

$$E_{ij} = 32164.2MPa$$

1-3-2-Module de déformation différée « E_{vj} »:

Sous des contraintes différées (retrait, fluage) à longue durée d'application : $E_{vj} = 3700 * f_{cj}^{1/3}$

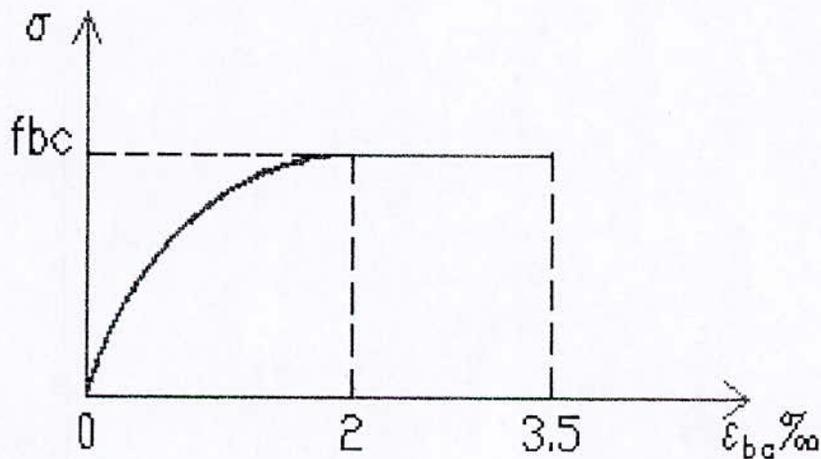
$$E_{vj} = 10818.9MPa$$

1-4-Coéfficient de poisson « ν »:

D'après le CBA93, on prend :

- ELU $\rightarrow \nu = 0$
- ELU $\rightarrow \nu = 0.2$

1-5-Diagramme contrainte-déformation :



2-Acier :

2-1-Nuances :

Les nuances des aciers sont :

- Aciers à haute adhérence « HA » : $f_e = 400MPa$
- Aciers doux ou ronds lisses « RL » : $f_e = 240MPa$

2-2-Contrainte d'aciers :

2-2-1-Contrainte à l'état limite ultime : « f_{su} »

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : γ_s : coefficient de sécurité pris égale à :

- $\gamma_s=1.15$ combinaisons courantes.

$$f_{su} = 347.8MPa$$

- $\gamma_s=1$ combinaisons accidentelles.

$$f_{su} = 400MPa$$

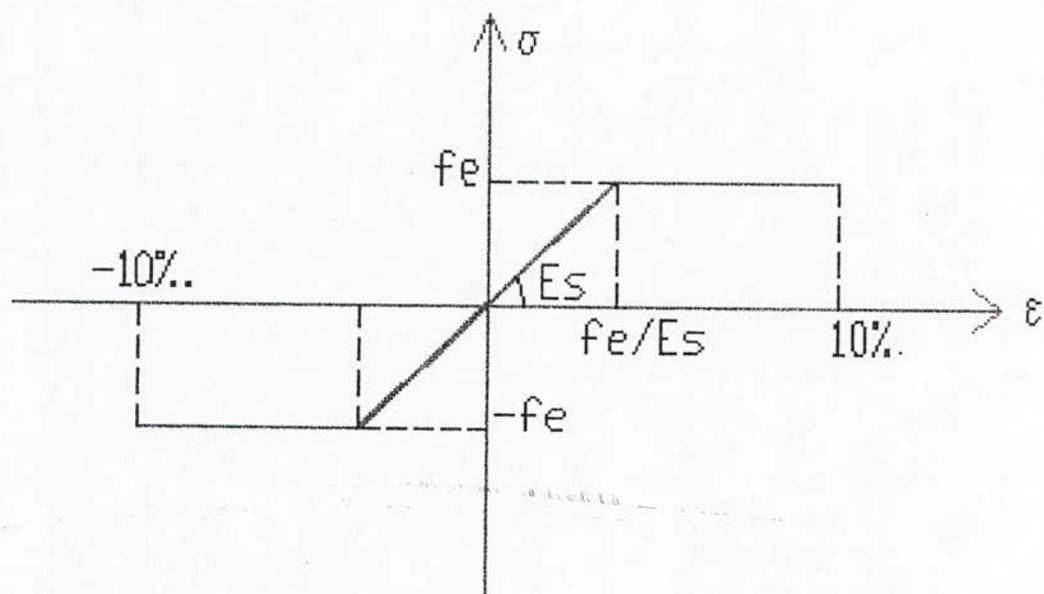
2-2-2-Contrainte à l'état limite de service : « $\overline{\sigma_s}$ »

- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \min(2/3 * f_e, 110\sqrt{\eta * f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \min(1/2 * f_e, 90\sqrt{\eta * f_{ij}})$

Avec : η coefficient de fissuration pris égale à :

- RL $\rightarrow \eta = 1$
- HA $\rightarrow \eta = 1.6$

2-3-Diagramme contrainte-déformation :



BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE :

- Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages. C-G-S.
- Génie parasismique. Victor DAVIDOVICI.
- Rapports d'expertises. L-C-T-E.
- Rapport d'expertise du lycée « Bachir EL IBRAHIMI ». C-T-C Ouest.
- Règles parasismiques algériennes RPA99. C-G-S.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93. C-G-S.
- Les techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en béton armé. AFPC, FNTP, SNBATI, STRRES.
- Logiciel d'analyse des structures « SAP2000 ».