

fondasol

AGENCE DE LUXEMBOURG

EST

INGENIERIE DES SOLS ET FONDATIONS

- INTERACTIONS SOLS-STRUCTURES
- MECANIQUE des SOLS
- GEOTECHNIQUE ROUTIERE
- GEOLOGIE-HYDROLOGIE
- ETUDES GEOPHYSIQUES
- ETUDES HYDROGEOLOGIQUES
- ASSISTANCE TECHNIQUE
- MAITRISE D'ŒUVRE en TRAVAUX de FONDATIONS
- SONDAGES MECANIQUES
- ESSAIS IN SITU : PRESSIOMETRES, PENETROMETRES,...
- AUSCULTATION et INSTRUMENTATION
- LABORATOIRES d'ESSAIS et de CONTROLE
- RECHERCHE et DEVELOPPEMENT

VILLE DE DIEUZE

Réhabilitation des Salines Royales de DIEUZE

Architecte : Mr FABBRI à METZ

Bureau d'Etudes Techniques : CETOBA à METZ

Diagnostic géotechnique

RAPPORT D'ETUDE M98.361 du 5/03/1999

CENTRE		ANNEE	N° D'ORDRE		PIECE N° 1	
N° AFFAIRE	M	9 8	3 6 1			
C						
B	15/03/1999	COSTES	ANGLADA	58	DEUXIEME DIFFUSION	BRUDER
A	5/03/1999	COSTES	ANGLADA	58	PREMIERE DIFFUSION	BRUDER
INDICE	DATE	ETABLI PAR	VERIFIE PAR	PAGES	MODIFICATIONS-OBSERVATIONS	CONTROLE PAR

L. 3235 - BETTEMBOURG - LUXEMBOURG
40 A, rue de la Ferme
Tél : 52 27 97 Fax : 52 27 96

SIEGE SOCIAL, DIRECTION, LABORATOIRE :

57070 METZ (France) - 1, rue des Couteliers - Tél. 00(333) 87 74 96 77 - Fax 00(333) 87 76 95 10
S.A. au capital de 625000 Frs SIRET 301 691 176 00012 - 301 691 176 RCS METZ - IDENTIFICATION TVA : FR 05 301691176 - Code APE 742 C

AGENCES EN FRANCE :

AMIENS : Tél. 00(333) 22 44 62 95 Fax 00(333) 22 44 63 90
AVIGNON : Tél. 00(334) 90 31 23 96 Fax 00(334) 90 32 59 83
BORDEAUX : Tél. 00(335) 56 28 38 93 Fax 00(335) 56 28 43 45
BRIVE-LA-GAILLARDE : Tél. 00(335) 55 87 51 80 Fax 00(335) 55 87 51 77
CAEN : Tél. 00(332) 31 74 31 31 Fax 00(332) 31 74 31 22
CARRIERES SUR SEINE : Tél. 00(331) 39 14 77 00 Fax 00(331) 39 14 76 70
CLERMONT-FERRAND : Tél. 00(334) 73 90 10 51 Fax 00(334) 73 92 96 83

DIJON : Tél. 00(333) 80 53 07 91 Fax 00(333) 80 45 48 41
GRENOBLE : Tél. 00(334) 76 87 82 06 Fax 00(334) 76 46 05 19
LE MANS : Tél. 00(332) 43 87 53 64 Fax 00(332) 43 87 53 84
LILLE : Tél. 00(333) 20 56 25 17 Fax 00(333) 20 56 20 94
LYON : Tél. 00(334) 72 37 68 88 Fax 00(334) 72 37 68 52
MARSEILLE : Tél. 00(334) 42 03 42 00 Fax 00(334) 42 03 88 44
MONTBELIARD : Tél. 00(333) 81 91 77 92 Fax 00(333) 81 91 77 93
MONTPELLIER : Tél. 00(334) 67 22 13 33 Fax 00(334) 67 22 14 33

NANCY : Tél. 00(333) 83 98 34 00 Fax 00(333) 83 98 33 77
NANTES : Tél. 00(332) 40 59 32 44 Fax 00(332) 40 59 50 37
NICE : Tél. 00(334) 93 14 12 88 Fax 00(334) 93 14 12 90
NOISY-LE-GRAND : Tél. 00(331) 43 04 00 50 Fax 00(331) 43 05 37 84
REIMS : Tél. 00(333) 26 82 13 00 Fax 00(333) 26 82 40 03
ROUEN : Tél. 00(332) 32 91 01 11 Fax 00(332) 32 91 00 73
STRASBOURG : Tél. 00(333) 88 76 00 36 Fax 00(333) 88 78 78 04
TOULOUSE : Tél. 00(335) 61 20 55 16 Fax 00(335) 61 20 55 57

A la demande de la **VILLE de DIEUZE** et de **Monsieur FABBRI, Architecte**, nous avons effectué un diagnostic géotechnique en vue de la réhabilitation des Salines Royales de DIEUZE.

Nous avons reçu pour mission :

- de reconnaître les niveaux d'assise des fondations des bâtiments, leurs matériaux de constitution, les débords éventuels, la nature et la compacité du sol sous fondations,
- de donner les contraintes de calcul admissibles aux ELS et aux ELU sous chaque fondation et de donner les tassements sous surcharges,
- de prédimensionner les moyens confortatifs éventuels (pieux, micropieux, puits),
- de déterminer les niveaux caractéristiques de la nappe phréatique,
- d'exposer les risques liés aux exploitations souterraines de sel.

Il s'agit d'une mission de type G_0 et G_{12} , suivant la Classification des Missions Géotechniques Types établies par l'USG (voir imprimé inséré en annexe).

NOTA :La présente étude réutilise les sondages S1 et S2 ainsi que les analyses chimiques réalisés en vue de la construction d'une salle polyvalente (étude M96.003).

SOMMAIRE

1 - <u>METHODES D'INVESTIGATION</u>	5
1.1 - <u>Programme d'investigation</u>	5
1.2 - <u>Coupes du terrain</u>	5
1.3 - <u>Essais pressiométriques</u>	7
1.4 - <u>Nivellement des points de sondages</u>	7
2 - <u>DESCRIPTION DU SITE ET DES BATIMENTS EXISTANTS</u>	7
3 - <u>CARACTERISTIQUES DU PROJET</u>	11
4 - <u>CARACTERISTIQUES DU SITE</u>	11
4.1 - <u>Généralités</u>	12
4.2 - <u>Données concernant l'exploitation de sel</u>	12
4.3 - <u>Analyse géologique et géotechnique</u>	12
4.4 - <u>Analyse hydrogéologique</u>	16
4.5 - <u>Agressivité des eaux</u>	18
5 - <u>PRECAUTIONS VIS-A-VIS DES EXPLOITATIONS MINIERES <u>EN SOUS-SOL</u></u>	20
6 - <u>RECONNAISSANCE DES FONDATIONS EXISTANTES</u>	22
6.1 - <u>Bâtiments A, B, C et J</u>	22
6.2 - <u>Puits salé (bâtiment D)</u>	23
6.3 - <u>Délivrance (bâtiment E)</u>	24
6.4 - <u>Caserne (bâtiment F)</u>	25
7 - <u>ETUDE DES CAUSES DES DESORDRES</u>	26
7.1 - <u>Désordres à l'angle Sud-Est du puits salé</u>	27
7.2 - <u>Désordres sur les bâtiments A et E</u>	28
7.3 - <u>Fissures du pignon Est du bâtiment J</u>	28

8 - ESTIMATION DES CHARGES POUVANT ÊTRE REPRISES**PAR LES FONDATIONS EXISTANTES**

29

8.1 - Etude statique du sol d'assise des fondations

29

8.2 - Rappel sur les charges aux ELS et aux ELU

32

8.3 - Cas des bâtiments A, B, C et J

32

8.4 - Cas de la Caserne (bâtiment F)

34

8.5 - Cas de la Délivrance (bâtiment E)

35

9 - ETUDE DES CONFORTEMENTS

36

10 - ETUDE DES FONDATIONS D'EVENTUELLES NOUVELLES CONSTRUCTIONS

37

11 - ETUDE DES FONDATIONS PROFONDES

39

11.1 - Fondations sur pieux

41

11.2 - Fondations sur micropieux

46

12 - CONDITIONS GENERALES D'EXPLOITATION D'UN RAPPORT D'ETUDE DE SOLS

50

13 - CONCLUSIONS

52

ANNEXES

56

• Classification des Missions Géotechniques Types établies par l'USG

57

• Détermination de la contrainte de calcul suivant le DTU 13.12

58

PIECE 2 : Annexes**• Plan de situation au 1/25000****• Plan de situation de l'ancienne mine de sel gemme au 1/5000****• Plan d'implantation des sondages au 1/1000****• Plans d'implantation des sondages (1/250) des bâtiments A, B, C, J, D, E et F****• Coupes des sondages des bâtiments A, B, C et J****• Coupes du sondage du bâtiment D****• Coupe du sondage du bâtiment E****• Coupe du sondage du bâtiment F****• Coupes des sondages S1 et S2 (étude M96.003)**

1 - METHODES D'INVESTIGATION

1.1 - Programme d'investigation

Le programme d'investigation prévu initialement au devis a été sensiblement modifié pendant la campagne de sondages, compte-tenu de l'évolution du projet (notamment démolition des appentis de la délivrance) et des résultats obtenus.

Le programme d'investigation effectivement réalisé est détaillé dans le tableau de la page suivante.

Il a comporté :

- **5 sondages de reconnaissance géologique avec essais pressiométriques** descendus entre 21 m et 28 m de profondeur,
- **20 reconnaissances des fondations de l'existant** par forages
- **7 sondages de reconnaissance des fondations à la pelle mécanique.**

NOTA : Nous n'avons pu réaliser deux des trois sondages de reconnaissance des fondations du platelage des silos, qui étaient prévus initialement. En effet, compte-tenu des vibrations importantes de la foreuse, les conditions de sécurité étaient insuffisantes vis-à-vis des risques de chute des planches situées en hauteur sur les parois des silos.

1.2 - Coupe du terrain

La coupe du terrain a été mise en évidence :

- pour les forages, à partir d'échantillons prélevés à la tarière à main, au carottier vibro-foncé ou au taillant en diamètre 66 mm (avec utilisation de bentonite),
- à partir d'échantillons prélevés dans les sondages à la pelle mécanique.

Investigations réalisées

Groupe de bâtiments	Bâtiment	Sondages	Profondeur sondage (m)			Tubage (m)	Nombre d'essais pressiométriques	Essais réalisés à une pression comprise entre 1.5 et 5 MPa	Pelles
			0 à 10 m	10 à 20 m	20 à 30 m				
A, B, C, J Bâtiments administratifs	J	AS1	10	10	2	5.3			
	C	AS2	10	10	1	6.3	9	6	
	J	AR1	6			3.3	3	1	
	J	AR2	6.5			3.8	4		
	C	AR3	5.5			3.8	3		
	A	AR4	6.5			3.8	3		
	C	AR5	5.5			3.2	3		
	C	AR6	5.5			3.2	3		
	B	AR7	6			3.2	3		
	B	AP1							1
	B	AP2							1
	C	AP3							1
D Puits salé		DS1	10	10	8	9	20	10	
		DR1	10.5			10.4	1		
		DR1 A	7			2			
		DR1 B	10	2		10.4	1		
		DR2	9.4						
		DR3	3						
E Délivrance		ES1	10	10	3	3.8	14	7	
		ES2	10	10	1	6.7	15	5	
		ER1	5.5				3		
		ER5	6			2.8	3		
		ER6	3.4						
		ER7	5			2.3	3		
		EP1							1
F Caserne		FR1	6				3		
		FR2	6			3	3		
		FR3	3.4			1.4	2		
		FR4	4			1.8	2		
		FP1							1
		FP2							1
		FP3							1
TOTAUX			170.7	52	15	89.5	101	29	7

Pour chaque sondage, la première lettre (A, D, E, F) correspond au groupe de bâtiments.

La seconde lettre correspond au type de sondage: S (sondage pressiométrique), P (sondage à la pelle)

R (forage de reconnaissance des fondations pouvant comporter des essais pressiométriques).

1.3 - Essais pressiométriques

Les essais pressiométriques (norme NF P 94-110), ont été réalisés au moyen d'une sonde standard de 60 mm dans les sols cohérents et une sonde de 44 mm de diamètre a été placée à l'intérieur d'un tube lanterné enfoncé par vibrations dans les sols sablo-graveleux.

Rappel des notations :

p_f = pression de fluage en MPa

p_l = pression-limite en MPa

E = module de déformation pressiométrique.

1.4 - Nivellement des points de sondages

Les sondages ont été nivelés sur place en prenant pour référence le plan topographique au 1/250 dressé en juillet 1989, qui nous a été communiqué par le Cabinet Jacques FABBRI.

2 - DESCRIPTION DU SITE ET DES BATIMENTS EXISTANTS

Les Salines Royales correspondent au site historique de l'exploitation du sel à DIEUZE.

Elles sont actuellement occupées :

- côté Nord, par l'Usine ELF ATOCHEM,
- côté Sud, par des bâtiments anciens classés à l'inventaire supplémentaire des Monuments Historiques. Ces locaux récemment acquis par la VILLE de DIEUZE, font l'objet de la présente étude.

On distingue les bâtiments suivants :

*** les anciens locaux administratifs :**

- **bâtiment A** : de type R+2+C, il a une emprise d'environ 15 m x 10 m. On note un ventre sur le pignon Ouest
- **bâtiment B** : de type R+1+C, en forme de « U », il a pour dimensions 42 m x 18 m
- **bâtiment C** : de type R+C et R+1+C, il a une emprise de 32 m x 10 m
- **bâtiment J** (maison du gardien), de 25 m x 15 m. Ce bâtiment est de type R+1+C.

Le bâtiment B possède des caves généralement semi-enterrées sur les $\frac{3}{4}$ de son emprise. En revanche, les bâtiments A et C ne comportent que des petites caves partielles. Le bâtiment J ne possède pas de cave.

Les bâtiments A, B et J sont antérieurs au milieu du XVIII^e siècle. Le bâtiment C date vraisemblablement du XX^e siècle.

*** Le puits salé** (bâtiment D). Ce bâtiment datant du XVIII^e siècle abrite un puits captant une source salée exploitée sans doute depuis le Moyen-Age.

D'après les plans de DELISLE (1752), il s'agit d'un puits d'environ 6 m x 4 m blindé par des madriers. Ce blindage qui descendrait à une profondeur de 10 m environ serait entouré :

- d'argile compactée assurant l'étanchéité,
- puis d'un mur de 1,5 à 2 m de large descendant également vers 10 m de profondeur.

L'enceinte formée par ce mur aurait pour dimensions 15,5 m x 12 m.

Le mur situé côté Nord-Ouest appartenait à un ancien bâtiment dont les trois autres murs ont été démolis. L'angle Est du bâtiment aurait été rajouté par la suite. On note d'ailleurs d'importants désordres à proximité de cet angle. Les fissures et la pente des linteaux des fenêtres indiquent un important tassement de l'angle Est du bâtiment.

* **La Délivrance** (bâtiment E). Ce bâtiment, d'une emprise de 86 m x 14 m. est constitué de trois magasins à sel des XVIII^e et du XIX^e siècles. Chacun des magasins comporte plusieurs silos séparés par des cloisons en bois.

Les murs périphériques en maçonnerie ont une largeur variant de 1,2 à 1,7 m.

On note la présence de deux refends en maçonnerie séparant les 3 magasins.

Le sel était entreposé sur un platelage en bois. Celui-ci a subi d'importantes déformations : le tassement dépasse 10 cm au centre de certains silos.

Côté pignon Nord-Ouest (à proximité de l'Usine ELF ATOCHEM), la maçonnerie présente d'importants désordres. On note des fissures, des déformations et quelques éboulements de la maçonnerie qui est extrêmement altérée à l'angle Nord-Est : les moellons tombent pratiquement en poussière, ce qui a induit de grandes déformations sur la voûte située à proximité (la clef de voûte est descendue de plusieurs centimètres).

* **La Caserne** (bâtiment F). Ce bâtiment de logements date sans doute de la fin du XVIII^e siècle ou du début du XIX^e siècle.

Il a une emprise de 25 m x 10 m. De type R+2, il comporte deux caves :

- une cave voûtée d'environ 6 m x 10 m côté Sud (à la cote 207,2 environ),
- une cave sous plancher d'environ 7,5 m de large sur 20 m de long.

On peut donc remarquer une bande sans sous-sol de largeur 2,5 m et de longueur 20 m côté Nord-Ouest du bâtiment.

Ce bâtiment présente de nombreuses fissures de sens généralement vertical entre les fenêtres des étages. On notera notamment une fissure faisant toute la hauteur du bâtiment, en façade côté Nord-Ouest, au droit de la limite entre les parties avec et sans sous-sol.

3 - CARACTERISTIQUES DU PROJET

Il est prévu la réhabilitation du site des Salines, de façon à permettre l'accès du public et à créer des équipements à vocation culturelle et touristique.

Les caractéristiques précises du projet ne sont pas fixées à l'heure actuelle. Toutefois, les points suivants semblent acquis :

- démolition de la partie du bâtiment J situé près du Canal du Spin et reconstruction sur rez-de-chaussée uniquement,
- reconstitution des installations d'exploitation du Puits Salé. Il est prévu la création d'un ascenseur dans le bâtiment, sans doute côté Est. Aucune charge ne devrait être apportée sur la structure existante,
- démolition de l'appenti situé à l'Est de la Délivrance et reconstruction à l'identique,
- démolition du bâtiment situé au Nord de la Caserne,
- réalisation d'un dallage en béton dans la Délivrance, qui devrait vraisemblablement accueillir une salle polyvalente. Les murs du bâtiment ne devraient pas reprendre de charge supplémentaire.

En règle générale, les bâtiments devraient être conservés. Il est envisagé de réaliser des dalles en béton en remplacement des planchers anciens pour les bâtiments A, B, C, J et F. Toutefois, l'éventualité de nouveaux planchers bois n'est pas exclue.

4 - CARACTERISTIQUES DU SITE

4.1 - Généralités

Le site des Salines de Dieuze se trouve au Nord de l'agglomération de Dieuze, à proximité de la confluence entre le Spin et la Seille.

Il s'agit d'un terrain en très légère pente vers l'Est : son niveau varie entre les cotes 207,3 côté bâtiments A, B, C, J et 210,0, à l'Ouest de la Délivrance et de la Caserne.

4.2 - Données concernant l'exploitation du sel

La présence de sources salées sur ce site de DIEUZE est à l'origine de la création d'infrastructures destinées à l'exploitation du sel.

Ces installations ont été protégées depuis le Moyen-Âge, par différentes enceintes : les murs médiévaux ont été rasés puis remplacés par de nouveaux réseaux de fortifications.

Ainsi, le ruisseau du Spin a été dévié à maintes reprises, de façon à alimenter les fossés des fortifications. Le tracé actuel du Spin suit d'ailleurs vraisemblablement la dernière fortification réalisée.

L'exploitation du sel sur le site se faisait jusqu'en 1825 uniquement par traitement des eaux salées recueillies au fond du puits (du bâtiment D). En 1825, commence l'exploitation du sel gemme dans une mine située à une centaine de mètres de profondeur. Son emprise se situe à l'Ouest du site ; les galeries les plus proches se trouvent à une quarantaine de mètres de l'angle Nord-Ouest de la Délivrance.

En 1864, ces galeries de mine sont ennoyées accidentellement, ce qui entraîne un certain nombre d'effondrements qui se sont produits jusqu'en 1913 d'après le dossier de délaissement de la concession (1996).

L'exploitation du sel s'est alors poursuivie par pompage des eaux salées recueillies dans 9 sondages (numérotés de 1 à 9) et descendus entre 100 et 600 m de profondeur. Les sondages 1 et 8 qui traversent les galeries de mine (voir plan de situation de l'ancienne mine de sel gemme joint en annexe), ont permis de prélever plus d'un million de tonnes de sel chacun, en pompant les eaux d'ennoyage des galeries.

Le sondage n°7 réalisé en 1948 se situait à une quinzaine de mètres à l'Ouest de la Délivrance et à une quarantaine de mètres au Nord de la Caserne. Les socles en béton sur lesquels reposait le chevalet sont d'ailleurs encore visibles.

D'après les indications du dossier de délaissement de la concession, il s'est produit un effondrement en 1951 à proximité du sondage n°7.

Messieurs CHUIMER et SCHLESSER, employés sur le site à l'époque de l'effondrement, nous ont précisé que celui-ci se serait produit à une quinzaine de mètres au Sud-Ouest du sondage n°7. Le dossier de délaissement précise qu'il se serait formée une cuvette d'effondrement d'un volume de l'ordre de 240 m³ qui a été comblée. Aucun autre mouvement du sol n'a été signalé depuis.

Toujours d'après ce dossier de délaissement, cet effondrement ne serait pas dû au sondage n°7 (qui n'avait permis d'exploiter que 7000 tonnes de sel), mais aux sondages S1 et S8 situés au droit des galeries de mine ennoyées. Le pompage de l'eau salée aurait entraîné la dissolution de couches de sel et donc la formation de fontis. Il faut signaler que ces pompages se seraient poursuivis jusqu'en 1973.

4.3 - Analyse géologique et géotechnique

D'après les renseignements fournis par la carte géologique au 1/50000 de METZ et d'après les différentes études réalisées à proximité, la géologie du site est constituée par :

- des remblais sur une épaisseur variable,
- des limons plus ou moins vaseux (le terrain se situe dans une zone d'anciens marais asséchés),
- le substratum marneux du Keuper à partir de 5 à 12 m de profondeur. Il s'agit de marnes bariolées à sel gemme et à gypse.

Le tableau de la page suivante récapitule les différentes couches rencontrées au droit des sondages réalisés.

Récapitulation des couches rencontrées

Groupe de bâtiments	Sondages	Fondation existante		Remblai	Limon ou argile avec éléments organiques		Argile, Argile marneuse		Marne	
		Profondeur (m)	cote		épaisseur (m)	nature	profondeur du toit (m)	cote	profondeur du toit (m)	cote
A, B, C, J Bâtiments administratifs	AS1			3.6	0.6	limon	4.3	203.3	5.5	202.1
	AS2			2.6	5.4	limon avec débris végétaux			8	199.4
	AR1	3.1	204.4				3.1	204.4		
	AR2	2.5	204.7	3.4			3.4	203.8		
	AR3	2.7	204.85	3.6			3.6	203.9		
	AR4	3.4	203.9				3.4	203.9		
	AR5	2.8	204.7		0.8	limon noirâtre	3.6	203.9		
	AR6	2.6	204.8		2.6	limon avec passages de végétaux et de tourbe (sur 20 cm)				
	AR7	2.8	204.8	3.6	0.4	limon gris	4	203.5		
	AP1	3.1	204.4							
	AP2	3	204.5							
	AP3	2.9	204.55							
D Puits salé	DS1			3.5	4.5	limon vaseux avec débris de bois	8	199.8	14	193.8
	DR1	10.5	197.3							
	DR1 B	10.3	197.5				10.3	197.5		
	DR2	9.2	199.35				9.2	199.4		
	DR3	1.6	206.2		inconnue	limon gris-vert				
E Délivrance	ES1			3.3	0.8	limon avec végétaux	4.1	206	6.5	203.6
	ES2			0.9	4.3	tourbe jusqu'à 2.3 m, puis limon tourbeux	5.2	203.1	6.5	201.8
	ER1	2.4	207.8		>3.1	limon avec végétaux				
	ER5	2.8	206.6		0.8	limon gris	3.6	205.8		
	ER6	3.4	206.7		0.7 (en ES1)	limon avec végétaux				
	ER7	1.8	206.35		>3.2	limon avec végétaux, graves avec débris de bois				
	EP1	2.8 (cf ER5)								
F Caserne	FR1	3	205.75		>3	limon vasard				
	FR2	2.8	205.2		>1.7	limon avec végétaux	4.5	203.5		
	FR3	1.4	208.5		>2	limon plastique				
	FR4	1.5	208.6	3	>1	limon noirâtre				
	FP1	1.7	206.3							
	FP2	1.05	208.65							
	FP3	2.45	206.55							
Etude M96003	S1			3.8	8	argile limoneuse à passages vasards			11.8	198.4
	S2			2.5	1.2	argile vasarde	3.7	206.3		

en gras italique: sol d'assise de la fondation

en fond grisé: couche non atteinte

Les sondages ont donc rencontré :

- des **remblais anciens le plus souvent limono-argileux** sur une épaisseur variant généralement entre 2,5 et 3,8 m (seulement 0,9 m en ES2). Les caractéristiques mécaniques restent généralement très médiocres, avec des pressions limites variant entre 0,1 et 0,4 MPa,
- des **limons (ou des argiles limoneuses) comportant généralement des débris végétaux** sur une épaisseur très variable : généralement 0,4 à 4,5 m mais 8 m en S1 (M96.003). On note la présence très fréquente de débris de bois, d'éléments organiques en décomposition (forte odeur de H_2S) et quelques passages de tourbe franche en ES2 et AR6.

Les caractéristiques mécaniques de ces limons sont généralement médiocres, avec des pressions limites de l'ordre de 0,2 à 0,4 MPa. Toutefois, les argiles limoneuses et vasardes mises en évidence en S1 (M96.003) présentent des caractéristiques nettement meilleures : pressions limites de 0,5 à 1,1 MPa,

- des **argiles avec cailloux calcaires devenant progressivement marneuses** à partir d'une profondeur variant généralement de 3 à 5 m ; on remarque toutefois qu'à proximité du puits salé (sondage DS1), les argiles n'apparaissent qu'à 8 m de profondeur (cote 199,8). Cette couche est absente en AS2 et S1-M96.003,
- le **substratum marneux** à partir d'une profondeur variant entre 5,5 et 6,5 m en AS1, ES1 et ES2 (cote 201,8 à 203,6) et entre 8 et 11,8 m en AS2 et S1-M96.003 (cote 198,4 à 199,4).

En revanche, en DS1 situé à proximité du puits salé, les marnes n'apparaissent qu'à 14 m de profondeur (cote 193,8).

Les caractéristiques mécaniques des argiles, argiles marneuses et marnes sont généralement comprises entre 0,3 et 1 MPa jusqu'à 10 m de profondeur. A partir de 10 à 11 m de profondeur, les caractéristiques mécaniques s'améliorent sensiblement avec des pressions limites supérieures à 1 MPa.

Le graphique de la page suivante permet de visualiser cette amélioration des caractéristiques mécaniques avec la profondeur.

4.4 - Analyse hydrogéologique

Lors de notre intervention, en janvier et février 1999, les sondages ont rencontré des venues d'eau entre 1,9 et 3 m de profondeur par rapport au niveau du terrain actuel.

En fin de forage, le niveau s'est stabilisé entre 1,8 et 3 m de profondeur. Cela correspond à une cote de :

- 205 à 205,6 au droit des bâtiments A, B, C et J
- 206 à 207,5 au droit des bâtiments D, E et F

Le tableau de la page suivante met en évidence les différents niveaux relevés dans les sondages.

Il apparaît donc qu'il existe une nappe présente dans les alluvions limoneuses et vaseuses situées au-dessus des argiles du substratum. Son niveau peut bien entendu fluctuer en fonction des saisons.

Niveau des eaux rencontrées

Groupe de bâtiments	Sondages	Cote du sondage	Niveau de rencontre de l'eau		Niveau d'eau en fin de forage		Niveau d'eau en fin de chantier	
			Profondeur (m)	cote	Profondeur (m)	cote	Profondeur (m)	cote
A, B, C, J Bâtiments administratifs	AS1	207.6	2.7	204.9				
	AS2	207.4	2	205.4	1.8	205.6		
	AR1	207.5	3.1	204.4			2.8	204.7
	AR2	207.2	2.5	204.7	2.2	205		
	AR3	207.5	2.7	204.8	2.3	205.2		
	AR4	207.3	2.7	204.6	2.2	205.1		
	AR5	207.5	2.5	205	2.2	205.3		
	AR6	207.4	2.3	205.1	1.9	205.5		
	AR7	207.5	2.3	205.2	1.9	205.6		
	AP1	207.47	1.9	205.57				
	AP2	207.5	1.9	205.6				
	AP3	207.45						
D Puits salé	DS1	207.8	2	205.8				
	DR2	208.35	2.5	205.85	2.2	206.15		
	DR3	207.8						
E Délivrance	ES1	210.1	3.3	206.8				
	ES2	208.3	1.7	206.6				
	ER1	210.2	3.8	206.4	3.7	206.5		
	ER5	209.4	2	207.4	1.8	207.6		
	ER6	210.1	3.1	207	3.1	207		
	ER7	207.1	2	205.1				
	EP1	209.4	1.5	207.9				
F Caserne	FR1	208.7	2.5	206.2	2.2	206.5		
	FR2	208	2.8	205.2				
	FR3	209.9						
	FR4	210.1	3	207.1	2.4	207.7		
	FP1	208	2.5	205.5				
	FP2	209.7						
	FP3	209						
Etude M96003	S1 ⁽¹⁾	210.16	5	205.16				
	S2 ⁽¹⁾	209.95	3.5	206.45	3.4	206.55		

(1): niveaux en janvier 1996

4.5 - Agressivité des eaux

D'après les résultats de l'analyse chimique des eaux du site réalisée lors de l'étude du projet de salle polyvalente (étude FONDASOL M96.003), l'échantillon prélevé le 7 Janvier 1996 dans le sondage S2, a mis en évidence 736 mg/l de sulfates (voir page suivante).

D'après la norme NF-P 18-011 concernant la classification des environnements agressifs vis-à-vis du béton, on se trouve dans le cas d'un degré d'agressivité A2.

5 - PRECAUTIONS VIS-A-VIS DES EXPLOITATIONS MINIERES

EN SOUS-SOL

Rappelons que dans le cas de l'existence d'une contrainte minière, seuls les Services de la DRIRE peuvent indiquer les risques qu'elles représentent pour les bâtiments et les dispositions constructives à prendre.

La zone de l'effondrement cité au paragraphe 4.2 a fait l'objet d'un projet de construction de salle polyvalente en 1996. Le courrier référencé EG96DB03/94 adressé par la DRIRE à la Direction Départementale de l'Equiperment de la Moselle le 29 Mars 1996, examine les risques dus à l'ancienne exploitation de sel gemme et au pompage d'eau salée.

Compte-tenu de l'absence de mouvements depuis l'effondrement de 1951, la DRIRE se prononce sur les dangers encourus sur le site en écrivant :

« Il n'apparaît pas que le terrain d'assise du projet soit exposé à des incidences futures significatives susceptibles d'être générées par d'anciennes exploitations salifères ».

Nous recommandons toutefois au Maître d'Ouvrage ou au Maître d'Oeuvre d'interroger à nouveau les Services Compétents de la DRIRE en ce qui concerne le nouveau projet.

Dans l'hypothèse où la DRIRE confirmerait bien son avis de 1996 pour le nouveau projet, il n'en reste pas moins que la zone même de l'effondrement de 1951 et ses abords immédiats sont très difficilement constructibles.

En effet, la cuvette de l'effondrement a été remblayée de façon sommaire et les zones situées immédiatement à ses abords peuvent voir été considérablement décomprimées, même en profondeur.

On peut d'ailleurs remarquer les désordres qui affectent le bâtiment situé immédiatement au Nord de la Caserne. Il devrait se situer au moins à une dizaine de mètres de l'effondrement. Toutefois, il a manifestement subi de sérieux tassements à son angle Nord-Ouest (c'est-à-dire côté effondrement de 1951), comme peut en témoigner l'importante fissuration dont il est affecté.

Par conséquent, à proximité de l'effondrement, il pourrait être très difficile de fonder un bâtiment, même sur pieux.

Il paraît donc plus judicieux d'éviter de construire dans cette zone. Nous recommandons, en première approche, de s'interdire toute construction située à la fois :

- à plus de 10 m du mur Ouest de la Délivrance,

- à plus de 5 m du mur Nord de la Caserne.

Si l'on désirait construire dans ce secteur (Ouest de la Délivrance et Nord de la Caserne), il conviendrait de prévoir une campagne de sondages profonds complémentaires.

6 - RECONNAISSANCE DES FONDATIONS EXISTANTES

Pour l'ensemble des bâtiments, les fondations ont été reconnues par :

- forages inclinés dans la fondation (AR1 à AR7, DR1 à DR3, ER1, ER5 à ER7, FR1 à FR4),
- forages verticaux ou légèrement inclinés le long du mur de fondation (AR2 bis, AR4 bis, AR3 bis, FR1 bis, FR2 bis, FR3 bis),
- sondages de reconnaissance à la pelle mécanique (AP1 à AP3, EP1, FP1 à FP3).

Il apparaît que les murs des bâtiments descendent généralement entre 1,5 et 3,5 m de profondeur (sauf dans le cas du puits salé). Ils ne possèdent pas de débord notable (le débord reste généralement inférieur ou égal à 10 cm), sauf pour les murs de la Délivrance où on a observé un débord de 26 cm en EP1.

La qualité de la maçonnerie est généralement très médiocre (absence ou forte altération des mortiers). En effet, les forages dans ces maçonneries ont été délicats à réaliser en raison de l'instabilité des moellons.

Dans certains cas (en AR2, AR5, AR7, AP1, DR1 et ER6), nous avons mis en évidence des poutres de bois à la base de la maçonnerie. Il s'agit sans doute d'un platelage servant de support de montage de la maçonnerie lors de la construction et permettant une meilleure répartition des contraintes.

En aucun point du site, nous n'avons mis en évidence de pieux en bois. Toutefois, nous n'avons pas la certitude qu'aucun des bâtiments du site n'est fondé sur pieux.

6.1 - Bâtiments A, B, C et J

Les sondages AR1 à AR7 et AP1 à AP3 ont mis en évidence des murs sans débord descendant à une profondeur variant entre 2,6 et 3,4 m sous le niveau du terrain actuel, que les bâtiments possèdent un sous-sol ou non au droit de la reconnaissance réalisée.

L'assise des fondations se situe donc entre les cotes 203,9 et 204,85.

Elles sont posées :

- soit dans les limons comportant plus ou moins d'éléments végétaux (AR5 et AR6).
- soit dans les argiles (AR1 et AR4 bis),
- soit dans des remblais anciens (limons avec débris de briques en AR3 et AR7, blocs calcaires limoneux en AR2 et AR2 bis).

6.2 - Puits salé (bâtiment D)

Les murs de fondation de ce bâtiment sont fondés en partie sur le mur d'enceinte du puits salé.

Les sondages DR1, DR1A et DR1B ont été réalisés à partir de l'intérieur du bâtiment. Le sondage DR1 a traversé la maçonnerie jusqu'à 10,5 m de profondeur où il a rencontré le refus sur du bois (platelage d'assise ?). En revanche, DR1A réalisé trop à l'intérieur du bâtiment n'a pas atteint le mur. Ce sondage a rencontré uniquement les remblais argileux situés entre le mur et le puits.

Enfin, le sondage DR1B a traversé la maçonnerie jusqu'à 10,3 m de profondeur, puis a rencontré des argiles grises et rouges légèrement sableuses de compacité moyenne (pression limite de 0,75 MPa).

Le sondage DR2 réalisé dans le mur de façade Nord a également mis en évidence une maçonnerie descendant profondément (à 9,2 m de profondeur), fondée sur les argiles en place.

En revanche, le sondage DR3, réalisé dans le mur de façade Sud, à l'angle Est du bâtiment, a révélé une fondation descendant à une profondeur de 1,6 m.

6.3 - Délivrance (bâtiment E)

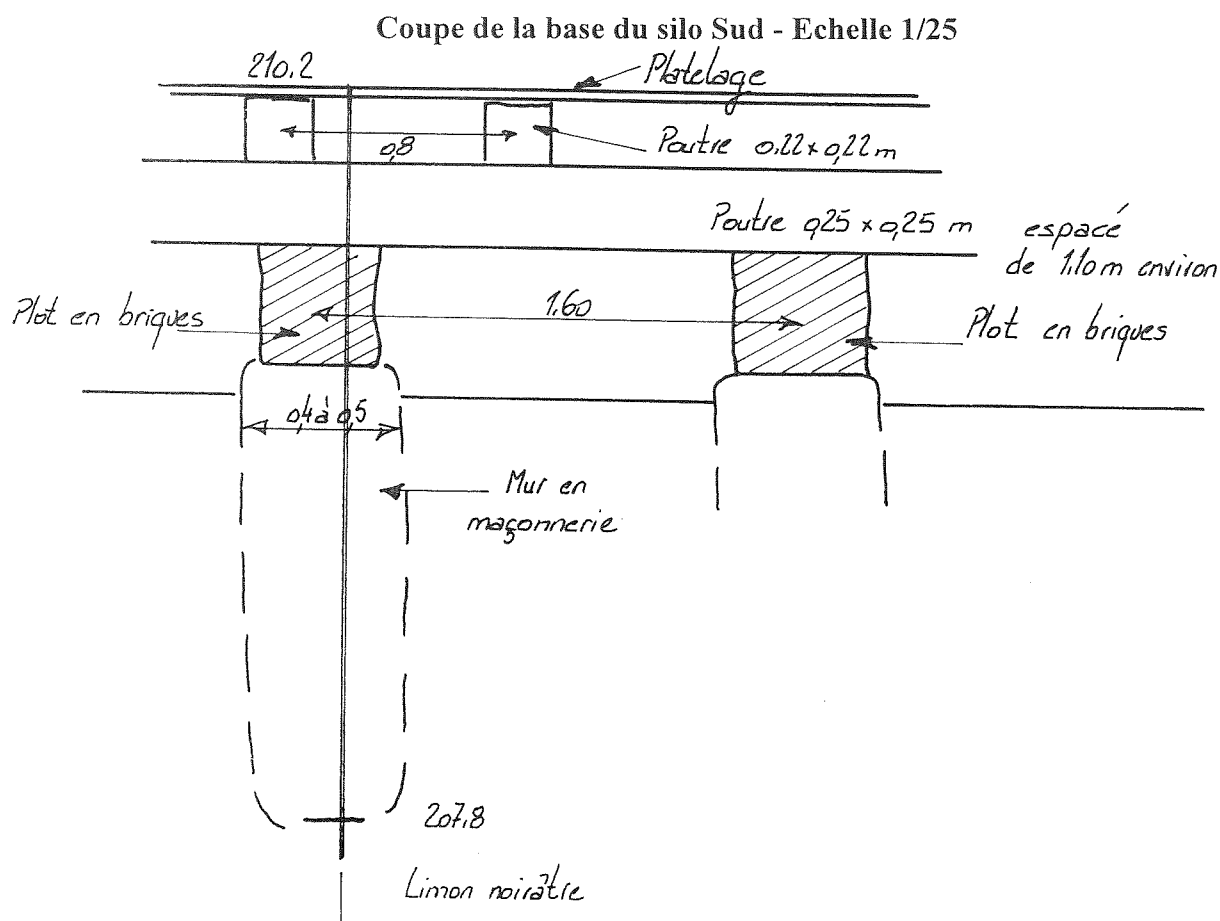
6.3.1 - Murs périphériques et contreforts (ER5 à ER7)

Les sondages ER5 à ER7 ont montré que les murs périphériques de la Délivrance sont fondés entre 1,8 et 3,4 m de profondeur, c'est-à-dire entre les cotes 206,35 et 206,7. Ces murs, dont le débord est de l'ordre de 25 cm, sont donc fondés sur les limons à éléments organiques.

6.3.2 - Fondations du platelage de stockage du sel

Les Services Techniques de la VILLE de DIEUZE ont procédé au démontage du platelage en 3 points de la Délivrance.

Sous le platelage apparaît la configuration suivante :



Les dimensions des poutres et leur espacement peuvent varier sensiblement suivant les emplacements.

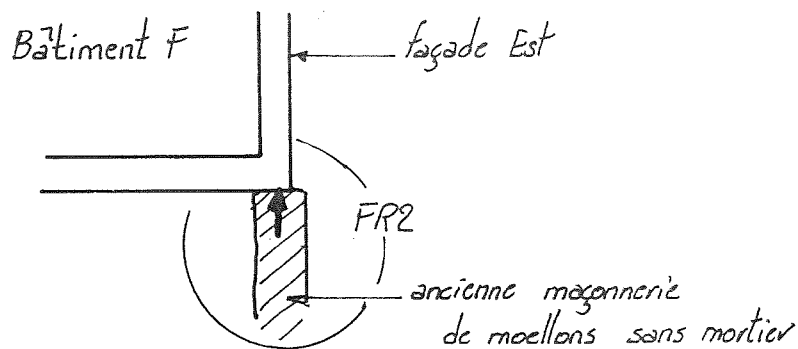
Le sondage ER1 réalisé à partir du platelage du silo Sud a montré que les murs situés sous le platelage sont fondés moins profondément que les murs périphériques (cote 207,8 au lieu de 206,35 à 206,7).

6.4 -Caserne (bâtiment F)

Les reconnaissances FR1, FR2, FP1 à FP3 réalisées au droit de la partie avec cave ont montré que les fondations descendent entre 1,7 et 2,5 m de profondeur, c'est-à-dire vers les cotes 206,3 à 206,6.

Toutefois en FR1 et FR2, il apparaît que le mur est fondé sur une maçonnerie plus ancienne descendant jusque vers les cotes 205,2 à 205,75. Elle a d'ailleurs été reconnue par le sondage à la pelle FP1. Cette maçonnerie ancienne s'apparente à un amas de blocs sans mortier.

Elle suit l'axe de la façade Est du bâtiment et se prolonge en direction du Sud (voir schéma ci-dessous).



Il pourrait s'agir de la fondation de fortifications médiévales dont les anciens plans font mention.

En revanche, les reconnaissances FR3, FR4 et FP2 réalisées le long de la partie sans sous-sol ont montré que le bâtiment n'est fondé dans cette zone qu'à une profondeur variant entre 1,05 et 1,5 m (cote 208,5 à 208,65).

7 - RECHERCHE DES CAUSES DES DESORDRES

7.1 - Désordres à l'angle Est du puits salé (bâtiment D)

Nous avons vu que l'angle Est du bâtiment n'était fondé qu'à 1,6 m de profondeur alors que les autres murs sont fondés entre 9 et 10,5 m de profondeur (voir paragraphe 6.2).

Au droit du sondage DR3, le mur a une hauteur de 1,6 m dans le sol et de 7,5 m hors sol, pour une largeur de 0,6 à 0,7 m.

En première approximation, la contrainte à la base du mur devrait être de l'ordre de 0,18 à 0,2 MPa, ce qui est supérieur à la pression de fluage mesurée en DS1 entre 2 et 5 m de profondeur. Il s'est donc produit un tassement important à l'angle Est du bâtiment qui s'explique par la plastification du sol sous la fondation.

Dans le même temps, les fondations descendues entre 9 et 10,5 m de profondeur n'ont subi aucun tassement.

Le mur en « L » situé à l'angle Sud-Est devra donc être repris en sous-oeuvre pour en assurer la stabilisation.

Les caractéristiques mécaniques des sols restent très faibles jusqu'à une profondeur de 8 m. On devra donc adopter des micropieux descendus dans le substratum marneux (voir paragraphe 11).

7.2 -Désordres sur les bâtiments A et E

Pour ces bâtiments, la géométrie des fondations et les caractéristiques mécaniques relevées sous l'assise ne présentent pas de particularité (voir paragraphe 8). Les désordres observés :

- sur le pignon Ouest du bâtiment A.
- sur le pignon Nord du bâtiment E.

ne peuvent donc être imputables aux seules caractéristiques du sol. Ils s'expliquent vraisemblablement par des désordres d'ordre structurel :

- le ventre du pignon Ouest du bâtiment A est vraisemblablement ancien. Il peut simplement dater de la construction du bâtiment,
- les fissures et éboulements de maçonnerie observés sur le pignon Nord du bâtiment E s'expliquent par le très mauvais état des maçonneries qui ont été exposées pendant plusieurs siècles à l'agressivité des sels entreposés.

7.3 -Fissures du pignon Est du bâtiment J

L'étude statistique des pressions limites mesurées sous fondation (voir paragraphe 8.1) montre que les pressions limites sous celles-ci se situent généralement entre 0,25 et 0,5 MPa.

Le sondage AR1 situé au droit de la fissure du pignon a mis en évidence des argiles de compacité nettement plus élevée (pressions limites de 0,47 à 1,6 MPa).

Le mur du bâtiment a une hauteur de 7,5 m hors sol et de 3,1 m dans le sol (en AR1) pour une largeur de l'ordre de 0,5 à 0,6 m.

En l'absence de données plus précises, si l'on prend pour hypothèse une descente de charge correspondant à une contrainte de l'ordre de 0,2 MPa à la base du mur de fondation, d'après la méthode pressiométrique, les tassements subis par l'ouvrage pendant sa durée de vie devraient être de l'ordre de :

- 0,7 à 0,8 cm en AR1,
- 1,0 à 1,2 cm en AR2.

Ces valeurs sont toutefois légèrement sous-estimées puisqu'elles ont été mesurées sous la fondation : les modules pressiométriques qui permettent le calcul des tassements sont donc plus élevés qu'avant construction du bâtiment en raison de la consolidation du sol.

Nota : Ce calcul est très approximatif et a uniquement pour but d'estimer l'ampleur des tassements différentiels qu'a dû subir le bâtiment.

Il semble donc que les désordres mis en évidence dans cette zone correspondent à la conjonction de deux phénomènes :

- la présence du tirant de confortement de la Porte des Salines, accroché au pignon du bâtiment J, a vraisemblablement modifié la distribution des contraintes dans la maçonnerie
- l'existence d'un sol d'assise (en AR2) légèrement plus compact que sur le reste du site.

La maçonnerie dont la relative souplesse lui permet de s'adapter aux variations de compressibilité du sol s'est vraisemblablement fissurée en raison du cisaillement parasite induit par le tirant de confortement de la Porte des Salines.

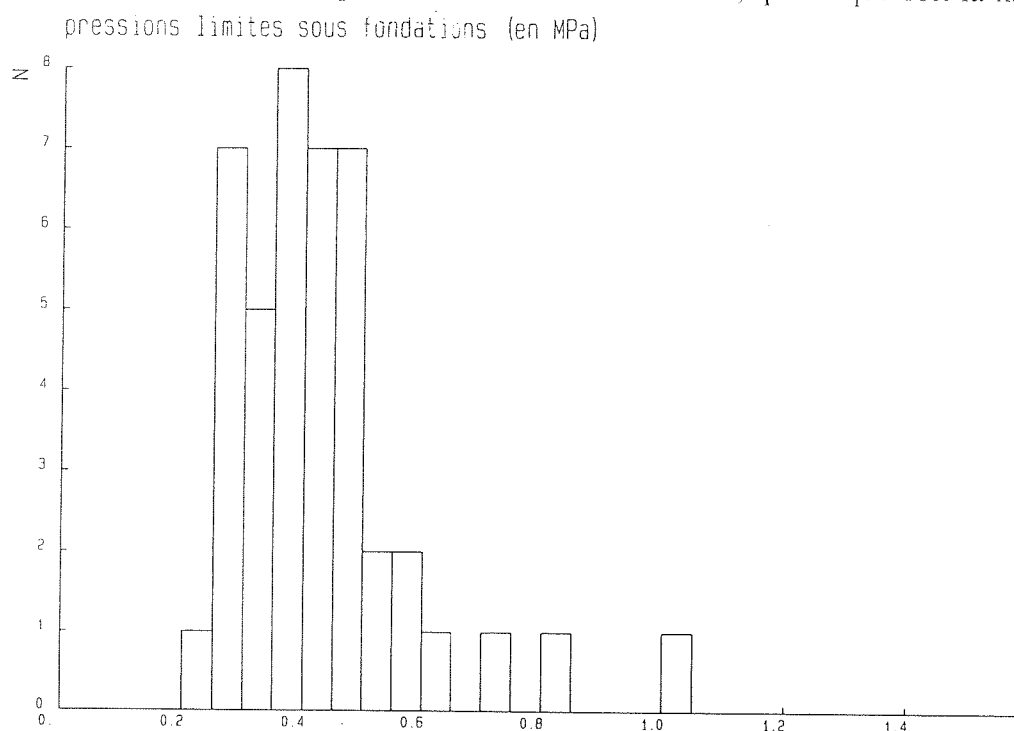
La meilleure solution est donc de supprimer ce tirant de confortement de façon à éliminer ces cisaillements parasites.

8 - ESTIMATION DES CHARGES POUVANT ETRE REPRISES PAR LES FONDATIONS EXISTANTES

8.1 - Etude statistique des sols d'assise des fondations

Nous avons vu au paragraphe 6 que les fondations des bâtiments existants sont posées dans les limons, les argiles ou des remblais anciens.

Le diagramme ci-après met en évidence les pressions limites mesurées entre 0,5 et 3,5 m sous le niveau d'assise des fondations pour l'ensemble des bâtiments, quelle que soit la nature du sol.



On observe que la pression limite varie généralement entre 0,25 et 0,6 MPa. La moyenne des mesures est 0,46 MPa ; l'écart type est 0,23 MPa.

Le diagramme de la page suivante permet de repérer ces pressions limites en fonction de leur profondeur sous fondation et des différents bâtiments. On observe donc une réelle homogénéité dans ces mesures.

Si l'on élimine les valeurs supérieures à 1 MPa (c'est à dire le sondage AR1, que l'on peut considérer comme particulier, on obtient les moyennes et écart-types suivants :

	Moyenne	Ecart-type
Ensemble des bâtiments	0,42 MPa	0,12 MPa
Bâtiments A, B, C, J	0,43 MPa	0,08 MPa
Bâtiment E	0,43 MPa	0,33 MPa
Bâtiment F	0,37 MPa	0,08 MPa

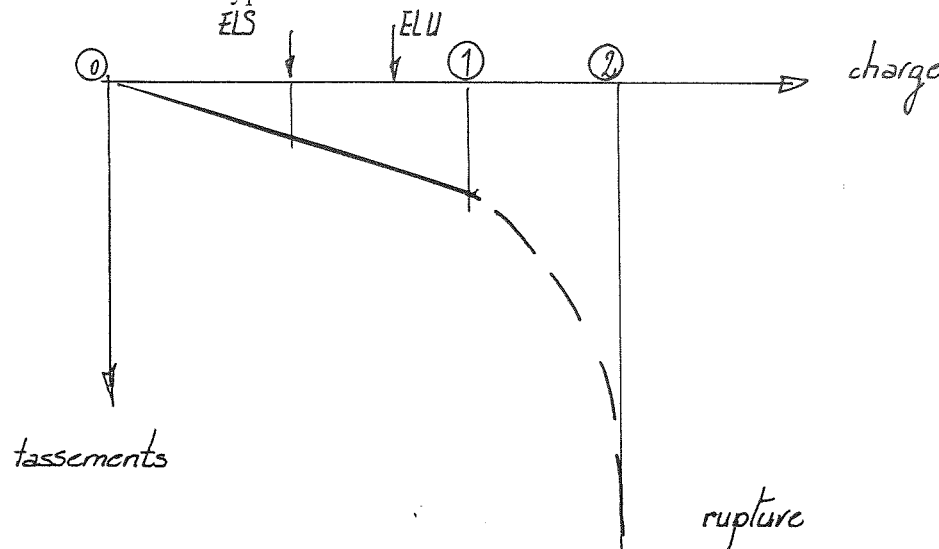
Les variations de compacité restent donc faibles entre les différents bâtiments.

8.2 -Rappel sur les charges aux ELS et aux ELU

Les charges aux ELS sont la somme du poids propre G bien connu et d'une surcharge Q raisonnable. Dans le cas des bâtiments du site (sauf la Délivrance qui servait au stockage de sel), G est très supérieur à Q puisque les murs en maçonnerie ont un poids propre élevé.

Les charges aux ELU, ou pondérées, résultent d'un calcul prenant en compte avec des coefficients majorateurs les surcharges maximales pouvant être transmises aux fondations. La valeur calculée est une valeur maximale. En fait durant leur vie, les fondations ont subi une charge de l'ordre des ELS sans que l'on sache dans quelle proportion les ELS ont été dépassées.

Si l'on charge progressivement une fondation et que l'on mesure son tassement, on observe une courbe de ce type :



- de 0 à 1, il s'agit du domaine élastique, il y a proportionnalité entre la charge et le tassement (en 1, on se situe grossièrement au niveau de la pression de fluage mesurée par l'essai pressiométrique)
- de 1 à 2, c'est le domaine des grandes déformations
- en 2, c'est la rupture du sol par cisaillement.

Le taux de travail maximal des fondations, c'est :

aux ELS la contrainte de rupture divisée par 3, en fait cela revient à se limiter à environ la moitié du domaine élastique

aux ELU la contrainte de rupture divisée par 2, en fait cela revient à se limiter à environ 80 à 90 % du domaine élastique.

On constate qu'aux ELS, une charge sur fondation peut dépasser de près de 70 à 80 % sa contrainte de calcul sans pour autant qu'il y ait amorcée de rupture (il y aura bien entendu tassement), mais il faut bien évidemment que les charges réelles aux ELU soient à peines supérieures à celles aux ELS. Par rapport à la rupture proprement dite, il y a encore une grande marge (environ 100 % de l'ELU), mais au-dessus des charges admissibles aux ELU, on rentre dans le domaine des grands tassements. C'est notamment le cas lorsque la pression sous fondation dépasse la pression de fluage p_f .

8.3 - Cas des bâtiments A, B, C et J

8.3.1 - Contraintes de calcul

On prendra ici une pression limite équivalente p_{le}^* égale à la moyenne des pressions limites diminuée de la moitié de l'écart type.

On a donc :

$$p_{le}^* = 0,43 - 0,08/2 = 0,39 \text{ MPa}$$

$$\gamma_D = 2,5 \times 0,02 = 0,05 \text{ MPa}$$

$$K = 1 \text{ (compte-tenu de la profondeur d'assise)}$$

d'où :

$$q_a = 0,18 \text{ MPa aux ELS}$$

$$q = 0,22 \text{ MPa aux ELU}$$

On considérera que les semelles se situent dans le domaine élastique si la pression sous fondation reste inférieure à la pression de fluage (ce qui correspond à peu près à $p_{le}^*/1,7$).

La fin du domaine élastique correspond donc à environ 0,23 MPa.

8.3.2 - Estimation des tassements

Les calculs ci-dessous sont valables pour une fondation travaillant dans le domaine élastique, c'est-à-dire pour une contrainte inférieure à 0,23 MPa.

La méthode pressiométrique donne les tassements suivants en centimètre pour un accroissement de contrainte de 20 kPa :

Tassements en cm								
largeur de fondation	charge supplémentaire (KN/ml)	AR1	AR2 bis	AR3	AR4 bis	AR5	AR6	AR7
0,6 m	12	0,09	0,13	0,08	0,1	0,18	0,12	0,23
0,8 m	16	0,1	0,16	0,1	0,13	0,22	0,14	0,26
1 m	20	0,11	0,19	0,13	0,15	0,25	0,17	0,29

Rappelons que pour une fondation donnée, le tassement sous la semelle est proportionnel à la charge appliquée.

A titre d'exemple, pour un mur de fondation de 0,8 m de large, l'apport d'une charge supplémentaire de 4 t/ml (= 40 KN/ml = 50 kPPa) correspondrait à un tassement global de 0,2 à 0,7 cm au droit des sondages.

Le B.E.T. devra donc s'assurer que ces tassements sont compatibles avec la structure.

8.3.3 - Cas particulier du bâtiment J

Nous attirons l'attention sur le désordre observé sur le pignon Est du bâtiment J (voir paragraphe 7.3). La structure ayant été fragilisée à cet emplacement, il est préférable d'éviter l'apport de toute nouvelle charge sur ce bâtiment, même si l'on peut supprimer le tirant de confortement. Nous déconseillons notamment la réalisation de nouvelles dalles en béton qui présentent de plus le désavantage de modifier le comportement de la maçonnerie vis-à-vis des déformations.

8.4 - Cas de la Caserne (bâtiment F)

Ce bâtiment présente la particularité de posséder un sous-sol partiel (voir paragraphes 2 et 6.4) :

- côté Nord-Ouest dans la partie ne comportant pas de cave, le niveau d'assise des fondations se situe vers les cotes 208,5 à 208,65,
- sur le reste de l'emprise (partie avec sous-sol situé vers la cote 207,2), les fondations descendent vers les cotes 205,2 à 206,6. La façade est par ailleurs fondée sur un ancien mur (peut-être de fortification).

Par conséquent, un chargement supplémentaire risque d'accentuer les fissures situées à la limite entre les parties avec et sans sous-sol.

Nous recommandons donc d'éviter tout apport de charges supplémentaires sur ce bâtiment.

8.5 - Cas de la Délivrance (bâtiment E)

Les murs périphériques et les refends en maçonnerie ne devraient pas recevoir de nouvelles charges. Nous n'examinerons donc pas les capacités portantes sous celles-ci.

En revanche, il est prévu de réaliser une dalle posée sur les murets en maçonnerie situés sous le platelage (voir paragraphe 6.3).

Nous avons vu que dans le silo le plus au Sud, ces murs ont une largeur de 0,4 à 0,5 m pour un entre-axe de 1,6 m avec un niveau d'assise situé 2,4 m sous le platelage (en ER1) soit vers la cote 207,8.

Les murs semblent donc descendre moins profondément que les murs périphériques (descendus entre les cotes 206,35 et 206,6).

8.5.1 - Contrainte de calcul

On utilise la relation pressiométrique définie dans le DTU 13-12, avec :

$$p_{le}^* = 0,24 \text{ MPa (en ER1)}$$

$$\gamma_D = 0,03 \text{ MPa}$$

$$K = 1$$

d'où :

$$q_a = 0,1 \text{ MPa aux ELS}$$

$$q = 0,13 \text{ MPa aux ELU}$$

à la base des murets

La contrainte correspondant à la fin du domaine élastique est de l'ordre de 0,14 MPa.

8.5.2 - Estimation des tassements des murets

Dans le cas du silo le plus au Sud (sondage ER1), si l'on ramène cette contrainte à la surface totale, on peut apporter sur dallage une surcharge telle que :

$$q = (0,1 - 0,03) \times 0,5/1,6 = 0,022 \text{ MPa}$$

soit 2,2 t/m² aux ELS (moins le poids propre de la dalle).

On resterait dans le domaine élastique jusqu'à une charge de 3,7 t/m² (moins le poids propre de la dalle).

Ces silos chargés à 3 ou 4 m de sel ont vraisemblablement subi une charge d'au moins 4 t/m², ce qui a créé un phénomène de consolidation qui explique les importants tassements observés au centre des silos.

Dans le cas d'une charge répartie de 2,2 t/m² aux ELS correspondant au poids du dallage et aux surcharges, on aurait d'après la méthode pressiométrique, un tassement global de l'ordre du demi-centimètre.

La réalisation d'une dalle posée sur les maçonneries est donc envisageable, à condition de prévoir un dimensionnement compatible avec ces tassements.

9 - ETUDE DES CONFORTEMENTS

Dans le cas où le projet nécessiterait l'apport de charges importantes incompatibles avec la résistance des sols sous les fondations existantes, il faudrait prévoir une reprise en sous-oeuvre des bâtiments concernés.

Nous avons vu que les caractéristiques des sols ne présentaient une réelle amélioration qu'en profondeur. Par conséquent, la meilleure solution sera de prévoir une reprise en sous-oeuvre par micropieux. Ceux-ci sont étudiés au paragraphe 11.1.

10 - ETUDES DES FONDATIONS D'EVENTUELLES NOUVELLES CONSTRUCTIONS

Nous avons vu que l'ensemble du terrain avait été remblayé sur une épaisseur atteignant généralement 2,5 à 3,5 m.

En règle générale, les caractéristiques mécaniques des sols en place sous-jacents restent faibles jusqu'à une profondeur importante (10 à 11 m).

On observe notamment de grandes variations de nature et de compacité des sols superficiels entre les zones argileuses et les limons à forte teneur en éléments organiques. Ces hétérogénéités sont dues à l'historique du site :

- terrains marécageux asséchés avec anciens bras morts pouvant être très localisés,
- site occupé par l'homme depuis le Moyen-Age (présence d'anciennes fondations et de remblais).

Par conséquent, la meilleure solution est de prévoir des fondations profondes descendues dans le substratum marneux pour les nouvelles constructions.

On peut envisager :

- soit des pieux (voir paragraphe 11.1)
- soit des micropieux (voir paragraphe 11.2).

Toutefois, pour des bâtiments légers, il peut être envisageable de réaliser des puits encastres d'au moins 50 cm dans les terrains en place avec une contrainte de calcul de l'ordre de 0,15 MPa en tête de puits (ce qui reste faible). Cela pourrait être le cas en AS1, ES1 et S1-M96.003), mais ce n'est pas envisageable en DS1, AS2/AR6 et ES2,

Compte tenu des variations des caractéristiques des sols superficiels, il sera nécessaire de réaliser des investigations complémentaires au droit d'éventuelles nouvelles constructions si l'on veut ériger celles-ci sur puits.

* Cas particulier de la reconstruction d'une partie du bâtiment J

Rappelons qu'il est envisagé de démolir la partie du bâtiment J située entre le Spin et la Porte des Salines. On peut donc :

- soit reconstruire uniquement en rez-de-chaussée (au lieu de R+1) avec des charges inférieures ou égales aux charges actuelles en se posant sur les fondations existantes,
- soit fonder le bâtiment sur fondations profondes (vraisemblablement sur micropieux compte-tenu de la configuration du site).

On devra bien entendu prendre toutes précautions pour éviter la déstabilisation de la Porte des Salines qui est, rappelons le, classée à l'inventaire des Monuments Historiques.

* Construction d'ascenseurs

Pour les ascenseurs à créer dans les bâtiments anciens, on devra prévoir des micropieux descendus dans le substratum marneux. En effet, des fondations sur puits ou sur semelles induiraient des tassements différentiels importants entre l'ascenseur et le bâtiment existant.