

**DEPARTEMENT FEDERAL DES TRANSPORTS, DES COMMUNICATIONS
ET DE L'ENERGIE
OFFICE FEDERAL DES ROUTES**

**SUPERSTRUCTURES STABILISEES AU CIMENT
LORS DE GEL ET DEGEL**

(Rapport final - 2e partie)

**ZEMENT-STABILISierter OBERBAU
UNTER FROST- UND TAUEINWIRKUNG**

(Schlussbericht - 2. Teil)

**Laboratoire de mécanique des sols
de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne**

J.-M. Despond, T. Martinenghi

Travail de recherche No 28/82

Décembre 1988

TABLE DES MATIERES

Page

RESUME	
ZUSAMMENFASSUNG	
RIASSUNTO	
1. MANDAT, OBJECTIFS ET MOYENS DE LA RECHERCHE	1
1.1. MANDAT ET OBJECTIFS	1
1.2. MOYENS DE LA RECHERCHE	2
1.3. PROGRAMME DE LA RECHERCHE	2
1.4. CONTENU DES RAPPORTS	2
2. RESUME DU PREMIER RAPPORT	4
2.1. DISPOSITIF D'ESSAI	4
2.2. CARACTERISTIQUES DU MODELE	6
2.2.1. Infrastructure	6
2.2.2. Drainage	8
2.2.3. Fondation	8
2.3. PROGRAMMES	9
2.3.1. Essais de charge sans cycle thermique	9
2.3.2. Cycles thermiques	9
3. ESSAIS DE CHARGE SANS CYCLE THERMIQUE	11
3.1. TYPES D'ESSAIS EFFECTUES	11
3.2. ESSAIS AVEC UNE SEULE PLAQUE	11
3.2.1. Mesures effectuées à l'interface limon-stabilisation	19
3.3. ESSAIS AVEC DEUX PLAQUES	20
4. PERTE DE PORTANCE	22
4.1. CARACTERISTIQUES DES DEUX ESSAIS	22
4.2. COMPARAISON AVEC LES ESSAIS PRECEDENTS	24
4.3. EPAISSEUR DE LA FONDATION	30
5. CONCLUSIONS	33
5.1. GENERALITES	33
5.2. DRAINAGE DE LA FORME DE LA FONDATION	33
5.3. DIMENSIONNEMENT AU GEL DE LA SUPERSTRUCTURE	34
5.4. GONFLEMENTS ET EPAISSEUR DU REVETEMENT	35

RESUME

Le mandat de recherche qui fait l'objet de ce rapport final a été exécuté dans le cadre de la révision des normes suisses de dimensionnement des superstructures routières. Son objet principal était l'étude en vraie grandeur de la perte de portance au dégel. Les essais entrepris dans son cadre sont un complément à ceux exécutés sur le manège de Dübendorf.

Les essais ont été réalisés dans l'installation d'essais routiers en vraie grandeur de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, dispositif dénommé "halle fosses d'Ecublens". Ils font suite à ceux exécutés sur des superstructures constituées d'un revêtement et d'une couche en grave non stabilisée, dont les conclusions sont données dans le rapport de synthèse d'avril 1984 (No OFR 79).

Les résultats de cette deuxième série sont consignés dans deux rapports finals : le premier, daté de juillet 1985 (No OFR 101) donne les résultats des essais préliminaires et des deux essais de perte de portance au dégel, avec tous les résultats des mesures. Le présent rapport donne la synthèse des principaux résultats de ces essais et des commentaires sur les comparaisons faites avec les résultats de la première série d'essais.

Malgré des conditions de gel très sévères, la perte de portance n'a pas pu être observée sur ce type de superstructure. Cependant, compte tenu aussi de propositions faites dans le rapport d'avril 1984, on peut faire les remarques suivantes :

- a) Concernant le dimensionnement au gel, on constate que la profondeur de pénétration du gel d'une superstructure stabilisée au ciment est du même ordre de grandeur que celle d'une superstructure en grave, ceci pour des indices de gel deux à trois fois plus élevés. Cette constatation doit conduire à prendre pour le facteur de réduction de la profondeur de pénétration du gel f des valeurs nettement inférieures pour les superstructures avec stabilisation par rapport à celles admises pour les superstructures en grave.

- b) Pour des épaisseurs de gonflement pratiquement égales, on constate qu'en doublant la charge, la déformation permanente augmente beaucoup. Les inconvénients dus aux gonflements peuvent être supportables pour la chaussée pour autant qu'ils soient uniformes, ce qui implique une bonne homogénéité des diverses couches de l'infrastructure et de la superstructure ainsi qu'une épaisseur suffisante des couches de revêtements bitumineux.
- c) L'influence du drainage de la forme de l'infrastructure n'a pas pu être étudiée dans cet essai; par contre, le troisième essai actuellement achevé a permis de faire des constatations intéressantes sur ce sujet.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Forschungsauftrag, der Gegenstand dieses Schlussberichtes bildet, wurde im Rahmen der Revision der Schweizer Normen für die Bemessung der Strassenoberbauten ausgeführt. Sein Hauptziel bestand in der Untersuchung in wahrer Grösse des Tragfähigkeitsverlustes beim Tau. Die ausgeführten Versuche ergänzen diejenigen der Rundanlage in Dübendorf.

Die Versuche wurden in der Anlage für Versuche in wahrer Grösse der Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, genannt "halle fosses d'Ecublens" durchgeführt. Sie folgen diejenigen, die mit einem aus einem Belag und einer nicht stabilisierten Kiesschicht bestehenden Oberbau ausgeführt wurden, und deren Schlussfolgerungen im Bericht von April 1984 (No OFR 79) dargelegt sind.

Die Ergebnisse dieser zweiten Reihe sind in zwei Schlussberichten niedergelegt : der Erste von Juli 1985 (No OFR 101) enthält die Ergebnisse der Vorversuche und der zwei Versuche über den Tragfähigkeitsverlust beim Tau mit allen ausgeführten Messungen. Der vorliegende Bericht erteilt einen Gesamtüberblick über die wichtigsten Ergebnisse dieser Versuche und einen Kommentar über die Vergleiche mit den Ergebnissen der ersten Reihe von Versuchen.

Trotz den sehr strengen Frostverhältnissen hat der Tragfähigkeitsverlust bei dieser Art Oberbau nicht beobachtet werden können. Jedoch, unter Berücksichtigung von den Vorschlägen des Berichtes von April 1984, können folgende Bemerkungen gemacht werden :

- a) In Bezug auf die Frostbemessung bemerkt man, dass die Eindringungstiefe des Frostes bei einem mit Zement stabilisierten Oberbau von selber Grössenordnung ist als bei einem Kiesoberbau, aber mit zwei- bis dreimal grösserem Frostindex. Diese Bemerkung muss dazu führen viel niedrigere Werte des Reduktionsfactor f der Frostein-
dringungstiefe für Oberbauten mit Stabilisierung zu wählen, als für Kiesoberbauten angenommene.

- b) Für fast gleiche Schwellungsdicken bemerkt man, dass bei doppelter Last die Dauerverformung viel grösser wird. Die Nachteile der Schwellungen können für die Strasse erträglich sein, sofern sie gleichmässig verteilt sind; dies bedeutet eine gute Einheitlichkeit der verschiedenen Unterbau- und Oberbauschichten, sowie eine genügende Dicke der bituminösen Belagsschichten.
- c) Der Einfluss der Entwässerung der Unterbauplanie wurde in diesen Versuchen nicht erfasst; der dritte bereits abgeschlossene Versuch hat es jedoch erlaubt interessante Bemerkungen in diesem Bezug zu machen.

RIASSUNTO

Il mandato di ricerca oggetto di questo rapporto finale è stato eseguito nell'ambito della revisione delle norme svizzere sul dimensionamento delle superstrutture stradali. L'obiettivo principale era lo studio della perdita di portanza al disgelo su un modello in grandezza naturale.

Le prove intraprese sono un complemento di quelle effettuate sul maneggio di Dübendorf; sono state eseguite sull'istallazione per prove stradali in grandezza naturale del Politecnico Federale di Losanna (dispositivo "halle fosses d'Ecublens"). Sono il seguito di quelle eseguite su una superstruttura tradizionale costituita da un rivestimento bituminoso e da uno strato di ghiaia non stabilizzato; le conclusioni della prima serie di prove sono riunite nel rapporto di sintesi dell'aprile 1984 (OFR 79).

I risultati di questa seconda serie sono contenuti in due rapporti finali : il primo, datato luglio 1985 (OFR 101) riunisce i risultati delle prove preliminari e tutte le misure eseguite durante le due prove di perdita di portanza al disgelo.

L'attuale, sintetizza i risultati principali di queste prove, li commenta e li paragona ai risultati della prima serie.

Malgrado delle condizioni di gelo molto rigide, non è stata osservata nessuna perdita di portanza su questo tipo di superstruttura.

Tenuto conto delle proposte fatte nel rapporto d'aprile 1984, possiamo fare le seguenti constatazioni :

- a) Sul dimensionamento al gelo : per ottenere una penetrazione del gelo dello stesso ordine di grandezza, l'indice di gelo deve essere circa due o tre volte superiore per una fondazione stabilizzata con cemento che per una in ghiaia. Questa osservazione dovrebbe indurre a considerare, per la fondazione stabilizzata, come fattore di riduzione della profondità di penetrazione del gelo (f) dei valori nettamente più piccoli di quelli ammessi per una fondazione tradizionale in ghiaia.

- b) Sul sollevamento dovuto al gelo : per dei valori di rigonfiamento praticamente uguali, ma dei carichi doppi, la deformazione rimanente aumenta molto più del doppio. L'inconveniente di questo rigonfiamento può essere sopportato dalla strada solo nel caso questo sia uniforme. Ciò implica una buona omogeneità dei diversi strati dell'infrastruttura e della superstruttura, e uno spessore sufficiente di rivestimento bituminoso.
- c) Sull'influenza del drenaggio del planum : durante le due prove di questa serie non è stato possibile studiare quest'influenza. Nella terza serie, appena terminata, è stato possibile fare delle osservazioni interessanti a questo proposito.

1. MANDAT, OBJECTIFS ET MOYENS DE LA RECHERCHE

1.1. MANDAT ET OBJECTIFS

Par sa lettre du 28 mars 1979, le Département Fédéral de l'Intérieur mandatait le Laboratoire de Mécanique des Sols de l'EPFL (LMS) pour réaliser un deuxième essai sur modèle en vraie grandeur. Le thème principal de ce mandat est l'étude de l'influence du milieu ambiant (gel et dégel) sur la force portante des sols au niveau de la forme de la chaussée, de manière à améliorer les critères de choix des coefficients de portance nécessaires au dimensionnement de la superstructure.

Le premier mandat (9/79) a été complété par un crédit de poursuite des travaux (28/82).

La construction et l'instrumentation du modèle de chaussée impliquent des moyens très importants qui ont été utilisés pour mener à bien des recherches complémentaires, en particulier la résistance à l'orniérage et à la fatigue des revêtements bitumineux. Cette recherche, qui a été réalisée par le Laboratoire des Voies de Circulation de l'EPFL (LAVOC) fait partie du même mandat de recherche, mais les résultats seront donnés dans un rapport séparé.

Le premier essai a été entrepris sur une chaussée de type conventionnel, constituée d'un revêtement bitumineux sur une couche de grave de fondation non gélive d'épaisseur variable. Les résultats de ce premier essai sont donnés dans les trois parties du rapport final établies par le LMS aux mois de novembre 1979, juin 1981 (No OFR 33) et d'avril 1984 (No OFR 79).

Le deuxième essai est exécuté sur une chaussée constituée d'un revêtement bitumineux, dont l'épaisseur est du même ordre de grandeur que pour le premier essai, sur une couche de grave stabilisée d'épaisseur variable.

1.2. MOYENS DE LE RECHERCHE

Le tronçon de route utilisé pour les mesures a été construit dans la "halle fosses" de l'EPFL à Ecublens. Cette construction, ainsi que ses installations, sont décrites dans la première partie du rapport final de novembre 1979 et dans un article paru dans la revue "Route et Trafic" No 8, 1978.

1.3. PROGRAMME DE LA RECHERCHE

Les recherches ont été divisées en plusieurs phases principales dont les différentes étapes sont décrites ci-après, en respectant l'ordre chronologique de leur accomplissement.

- a) Etudes préliminaires : Recherche et choix des matériaux devant constituer la superstructure de la chaussée, détermination des caractéristiques nécessaires pour la stabilisation;
- b) Construction du modèle;
- c) Essai d'orniérage par le LAVOC;
- d) Reconstruction partielle de la superstructure du modèle;
- e) Essais de charge sans cycle thermique dans le but d'étudier le comportement mécanique du milieu stratifié constitué par les couches successives de la chaussée;
- f) Exécution des cycles thermiques avec application de charges sur le modèle, dans le but d'observer l'évolution de la force portante de la chaussée en période de gel et de dégel.

1.4. CONTENU DES RAPPORTS

La première partie du rapport final, daté de juillet 1985 (No OFR 101) contient les résultats bruts des études préliminaires, des mesures faites lors de la construction du modèle et de sa reconstruction partielle. Il comprend aussi les résultats bruts des essais de charge sans cycle thermique et ceux des essais de perte de portance, correspondant aux étapes a), b), et d) à f) décrites au paragraphe précédent.

La deuxième et présente partie du rapport final est consacrée à la synthèse des résultats obtenus par ces essais de longue durée. Une somme considérable de résultats a été acquise, aussi bien dans le domaine du comportement des superstructures routières hors gel que sur le phénomène de la perte de portance lors du dégel. Des moyens financiers réduits ne nous permettent cependant pas d'exploiter la totalité des résultats consignés dans la première partie du rapport final. Les synthèses de cette dernière partie n'impliquent donc que les résultats les plus importants, servant à améliorer les critères de choix des coefficients de portance nécessaires au dimensionnement de la superstructure.

Les essais d'orniérage exécutés par le LAVOC font l'objet d'un rapport séparé.

2. RESUME DU PREMIER RAPPORT

La première partie du rapport final, parue en juillet 1985, contenait les résultats des essais en laboratoire et les données brutes des mesures effectuées sur le modèle.

Pour mémoire, on rappelle ici les caractéristiques principales de l'installation, des matériaux et des essais.

2.1. DISPOSITIF D'ESSAI

Le modèle de route en vraie grandeur utilisé est situé à la "halle fosses" de l'EPFL à Ecublens. Il a déjà servi pour une première série d'essais sur une fondation traditionnelle en grave ronde. Ses caractéristiques géométriques ont permis la subdivision en trois champs d'essais différents. Le sol naturel, de même que toute une série d'appareils ont déjà été mis en place lors des premiers essais.

Le modèle a été modifié par la suite dans sa partie supérieure pour la pose de la stabilisation au ciment jusqu'au niveau du sol de la halle, et celle du revêtement à partir de ce niveau avec une niveleuse-finisserieuse.

Le modèle, représenté en coupe dans la figure 2.2, est composé par les couches données dans le tableau 2.1, en partant depuis le haut.

Couche	Champ No 1 [mm]	Champ No 2 [mm]	Champ No 3 [mm]
Tapis AB16	50	50	50
Enrobé HMT25	70	70	70
Stabilisation au ciment	350	250	250
Filtre en sable 0 - 3	-	-	50
Limon de Biolley-Orjulaz	1570	1670	1620
Natte anticontaminante	Bidim	Bidim	Bidim
Gravier 8 - 30	80	80	80

Tableau 2.1 : Epaisseurs des couches du modèle

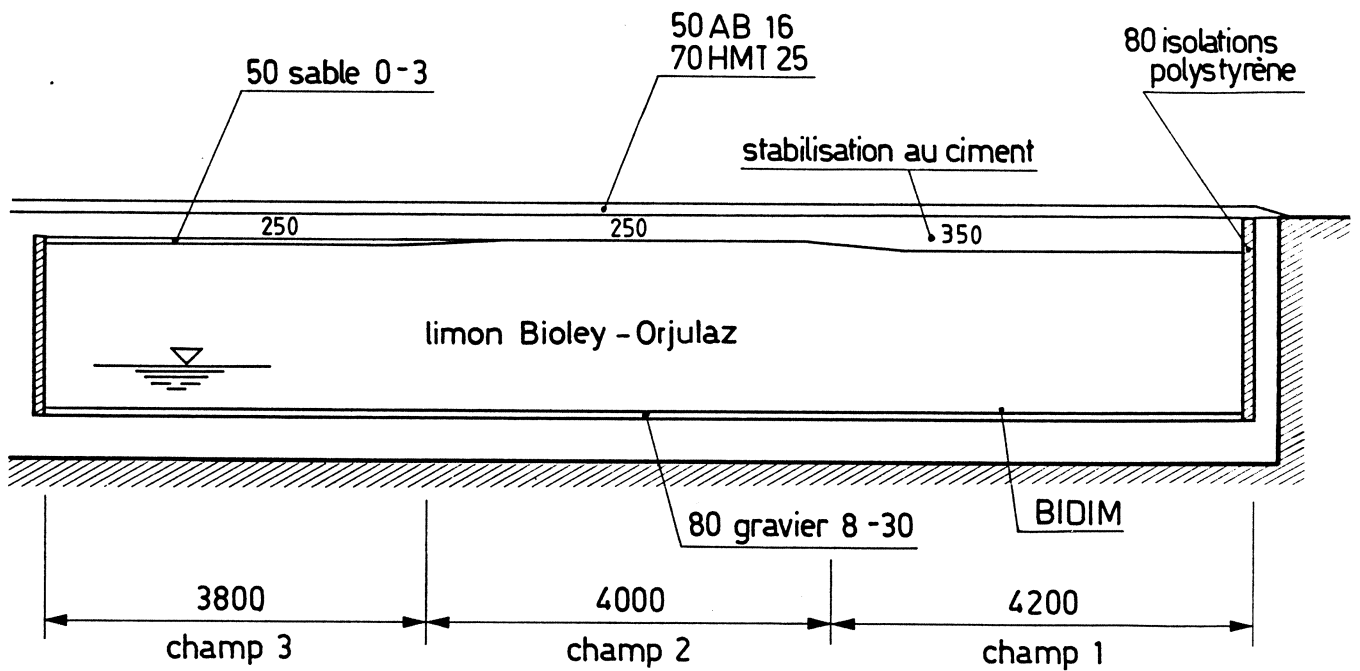


Fig. 2.2 : Coupe longitudinale du modèle

L'appareillage qui était déjà en place lors du premier essai a été contrôlé et remplacé en cas de doute sur son fonctionnement.

Dans la partie construite pour cet essai, d'autres appareils ont été mis en place.

Le tableau 2.3 donne un aperçu de la distribution de ces appareils dans les trois champs.

Appareils	Type	Champ No 1	Champ No 2	Champ No 3
Thermomètres	Pt100	11	11	11
Capteurs de contraintes	Glötzl	2 × 5	2 × 4	2 × 3
Capteurs de déplacements	Bison	2 × 11	11 + 10	2 × 9
Tensiomètres	Soilmoisture	5	5	3
Capteurs de contraintes	Cambridge	-	3	-
Sondages pour nucléo-densimètre	Troxler	1	1	1
Points de nivellement de précision		3	3	3
Comparateurs pour déformations superficielles	Compac	3	12	3

Tableau 2.3 : Distribution des appareils de mesure dans le modèle

Les niveaux de pose et les caractéristiques de ces appareils sont donnés en détail dans le premier rapport.

2.2. CARACTERISTIQUES DU MODELE

2.2.1. Infrastructure

La partie supérieure du modèle a été modifiée pour permettre une mise en place plus aisée de la stabilisation et du revêtement.

Cette correction a été effectuée avec le même matériau déjà en place, le limon de Bioley-Orjulaz, dont le fuseau granulométrique est représenté dans la figure 2.4.

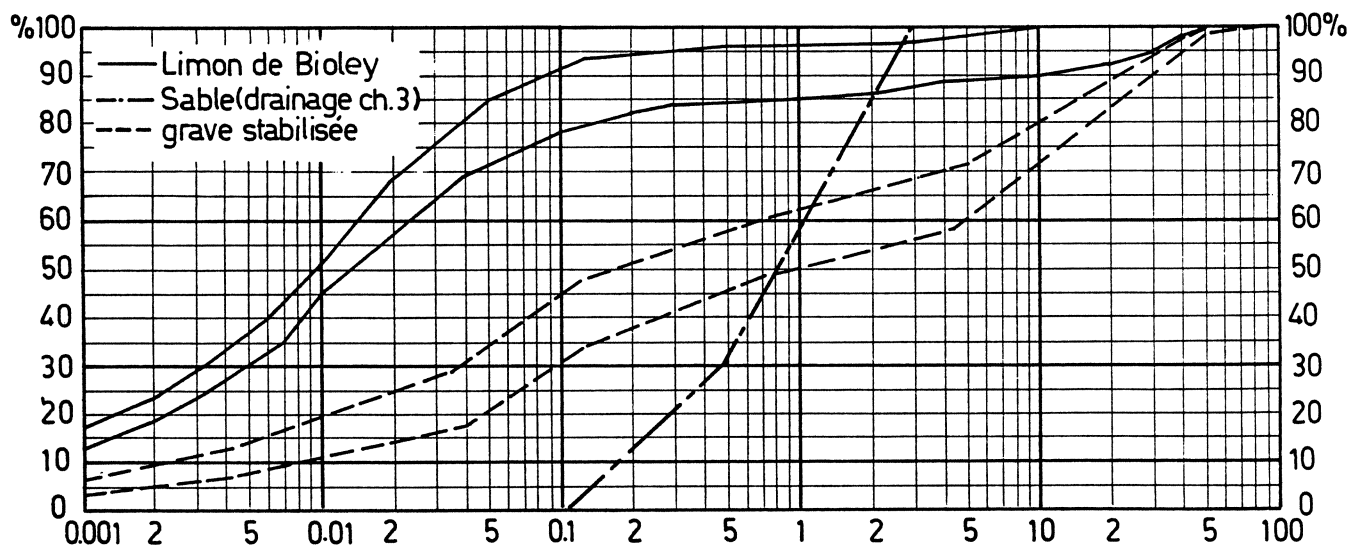


Fig. 2.4 : Caractéristiques granulométriques des matériaux mis en place

Les caractéristiques de la forme de l'infrastructure, mesurées avant la pose de la stabilisation, sont résumées dans le tableau 2.5.

Suite aux deux essais de gel-dégel, le modèle a été démonté et une nouvelle série de mesures a été effectuée dont les résultats sont reportés dans le tableau 2.6.

Essai	Nombre d'essais	Moyenne	Ecart type	Coefficient de variation
Poids volumique au nucléodensimètre [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$]	30	21.9	0.8	3.7
Teneur en eau au nucléodensimètre [%]	30	16.6	1.4	8.3
Teneur en eau par séchage [%]	18	12.5	1.4	10.9
CBR	280	9.4	2.6	27.5
ME ₁ [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$]	12	26'907	7'499	27.9
ME ₂ [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$]	12	151'775	72'037	47.5

Tableau 2.5 : Mesures sur l'infrastructure avant essai

Essai	Nombre d'essais	Moyenne	Ecart type	Coefficient de variation
Poids volumique au nucléodensimètre [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$]	19	21.5	0.8	3.7
Teneur en eau au nucléodensimètre [%]	19	18.6	0.7	3.8
Teneur en eau par séchage [%]	19	15.1	0.7	4.4
CBR	202	3.7	1.6	43.0
ME ₁ [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$]	13	7'916	4'999	63.1
ME ₂ [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$]	13	58'113	21'541	37.1

Tableau 2.6 : Mesures sur l'infrastructure après les deux essais

Les valeurs du CBR et des essais de plaque sont beaucoup plus faibles au démontage car le modèle n'a pas été recompacté, après le dernier essai de gel, par des charges simulant le trafic.

2.2.2. Drainage

Le sable 0-3 posé sur le champ No 3 comme drainage avait la granulométrie donnée dans la figure 2.4. Son choix avait été effectué en fonction des normes.

2.2.3. Fondation

La grave utilisée pour la fondation est un mélange préparé en laboratoire pour obtenir des caractéristiques spécifiques que l'on n'a pas trouvé dans les matériaux naturels testés. Elles sont :

- granulométrie étendue,
- degré d'uniformité grand ($CU \approx 300$)
- courbure proche de 1 ($CC \approx 1.2$)
- quantité d'éléments fins de l'ordre de 20 % ($\phi < 0.02 \approx 19 \%$)
- indice de plasticité inférieur ou égal à 6 ($I_p \approx 4.5 \%$)

Après plusieurs essais en laboratoire, il a été choisi le mélange suivant :

$\frac{1}{2}$ grave ronde de Bioley

$\frac{1}{2}$ limon de lavage de Sergey

Le fuseau granulométrique de ce mélange est donné dans la figure 2.4.

Pour déterminer le dosage en ciment et en eau, nécessaire pour stabiliser cette grave, une série d'essai a été effectuée avec les quantités suivantes :

115 $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ de ciment, CP normal

8.7 % d'eau

Les caractéristiques mesurées lors de la mise en place sont résumées dans le tableau 2.7. La résistance à la traction a été mesurée sur les carottes prélevées lors des forages pour la mesure de la teneur en eau.

Essai	Nombre d'essais	Moyenne	Ecart type	Coefficient de variation
Poids volumique au nucléodensimètre [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$]	22	21.8	1.2	5.6
Teneur en eau au nucléodensimètre [%]	22	11.5	1.0	8.3
Résistance à la compression des éprouvettes Proctor [$\text{MN} \cdot \text{m}^{-2}$]	21	1.91	0.32	17.0
Résistance à la traction des carottes [$\text{MN} \cdot \text{m}^{-2}$]	10	0.614	0.151	24.6

Tableau 2.7 : Caractéristiques de la stabilisation au ciment

2.3. PROGRAMMES

2.3.1. Essais de charge sans cycle thermique

Deux types d'essai ont été exécutés : le premier avec une plaque de 300 mm de diamètre et cinq paliers de charge, le deuxième avec deux plaques de 300 mm juxtaposées et un seul type de chargement.

Les résultats de ces essais sont traités en détail dans le chapitre 3.

2.3.2. Cycles thermiques

Le modèle avec la fondation stabilisée au ciment n'a subi que deux cycles de gel-dégel, contrairement au modèle de fondation en grave ronde qui en a subi sept. La figure 2.8 montre l'évolution théorique des températures lors de ces deux cycles thermiques qui ont donné des indices de gel de l'air de $I_{GA} = 579$ et $715^{\circ}\text{C} \cdot \text{jour}$. L'essai n'a pas été poursuivi car l'on n'a pas pu atteindre le poinçonnement sur le champ No 2 malgré l'épaisseur de fondation la plus défavorable (250 mm) et une charge simulant le trafic double de celui prévu par les normes.

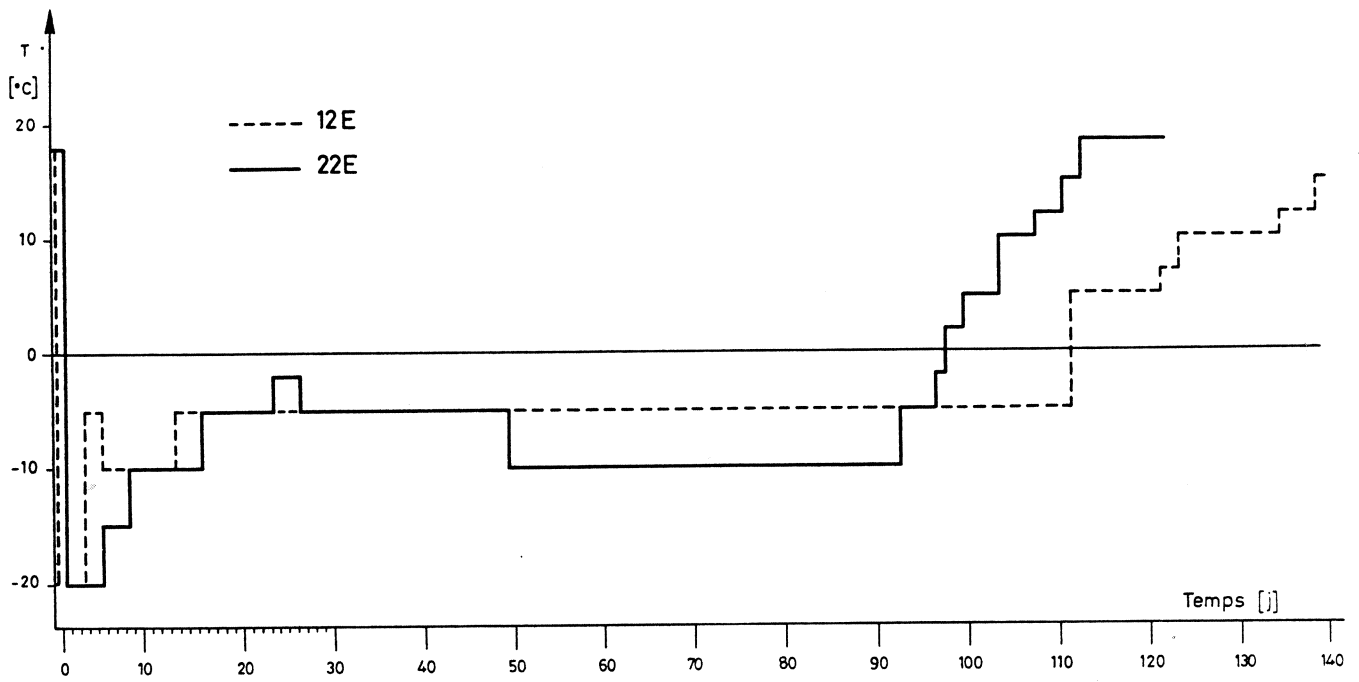


Fig. 2.8 : Températures imposées pendant les deux essais de gel

Les résultats de ces cycles sont traités en détail dans le chapitre 4.

3. ESSAIS DE CHARGE SANS CYCLE THERMIQUE

3.1. TYPES D'ESSAIS EFFECTUES

La description et les résultats complets des essais de charge figurent dans la première partie de ce rapport final (juillet 1985).

Deux types d'essais de charge statique ont été exécutés :

- essais sur les trois champs par une plaque de 300 mm de diamètre avec cinq suites de paliers de charge qui correspondent à une pression moyenne sous la plaque comprise entre 200 et 900 $\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$
- essais sur les trois champs par deux plaques de 300 mm de diamètre reliées entre elles, simulant les roues jumelées d'un camion, avec des pressions variant entre 100 et 400 $\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$

Le premier type d'essai n'a été réalisé que sur la stabilisation avant la mise en place du revêtement, alors que le deuxième a été effectué sur la stabilisation et sur le revêtement.

Les mesures portaient sur les déformations superficielles et les contraintes verticales; sur le champ No 2, plusieurs mesures ont été exécutées à l'interface limon-stabilisation, notamment des mesures de contraintes radiales et tangentiels, et des mesures de déformation.

3.2. ESSAIS AVEC UNE SEULE PLAQUE

Pour ce type d'essai effectué sur la stabilisation, nous avons utilisé un système de paliers de charge similaire à celui testé dans les essais sur la fondation traditionnelle en grave ronde (Pfister et Dysli, 1979, 1981 et 1984). La figure 3.1 montre les charges appliquées et les points de mesure des cinq essais de chargement.

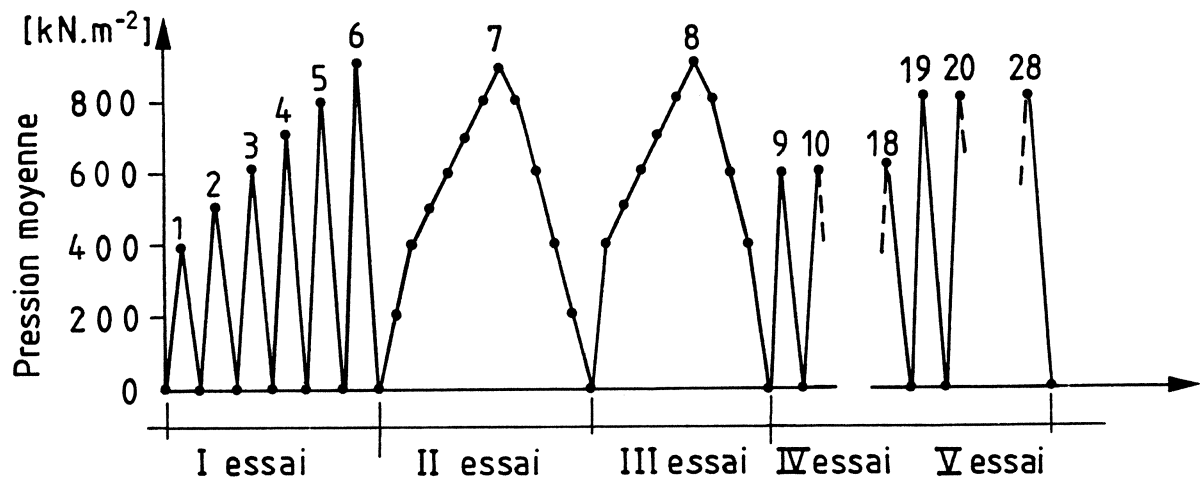


Fig. 3.1 : Déroulement des essais de charge avec une plaque

Dans les figures 3.2, 3.3 et 3.4, nous avons représenté les valeurs des déformations mesurées à la surface de la stabilisation à des distances (r) qui varient de 170 à 710 mm du centre de la plaque, ainsi que les variations de contraintes verticales mesurées à différentes profondeurs (z) sur l'axe de la charge et sur un axe à 300 mm de celui-ci.

Plusieurs systèmes pour mesurer les déformations au centre de la plaque ont été testés, mais aucun n'a donné de résultats fiables; pour cette raison nous nous sommes limités à ne représenter que les déformations mesurées à côté de la plaque.

Les courbes "charge-déformation" montrent une quasi-linéarité lors de la charge, en revanche lors de la décharge, on constate une déformation irréversible. Comme le montre la figure 3.5, la part irréversible varie entre 10 et 30 % de la déformation totale pour les champs Nos 1 et 2. Elle monte jusqu'à 40 % pour le champ No 3 (avec 50 mm de sable sous la fondation).

La rigidité de la fondation stabilisée donne lieu à la formation, autour de la plaque, d'une cuvette de tassement plus importante que dans le cas d'une fondation traditionnelle.

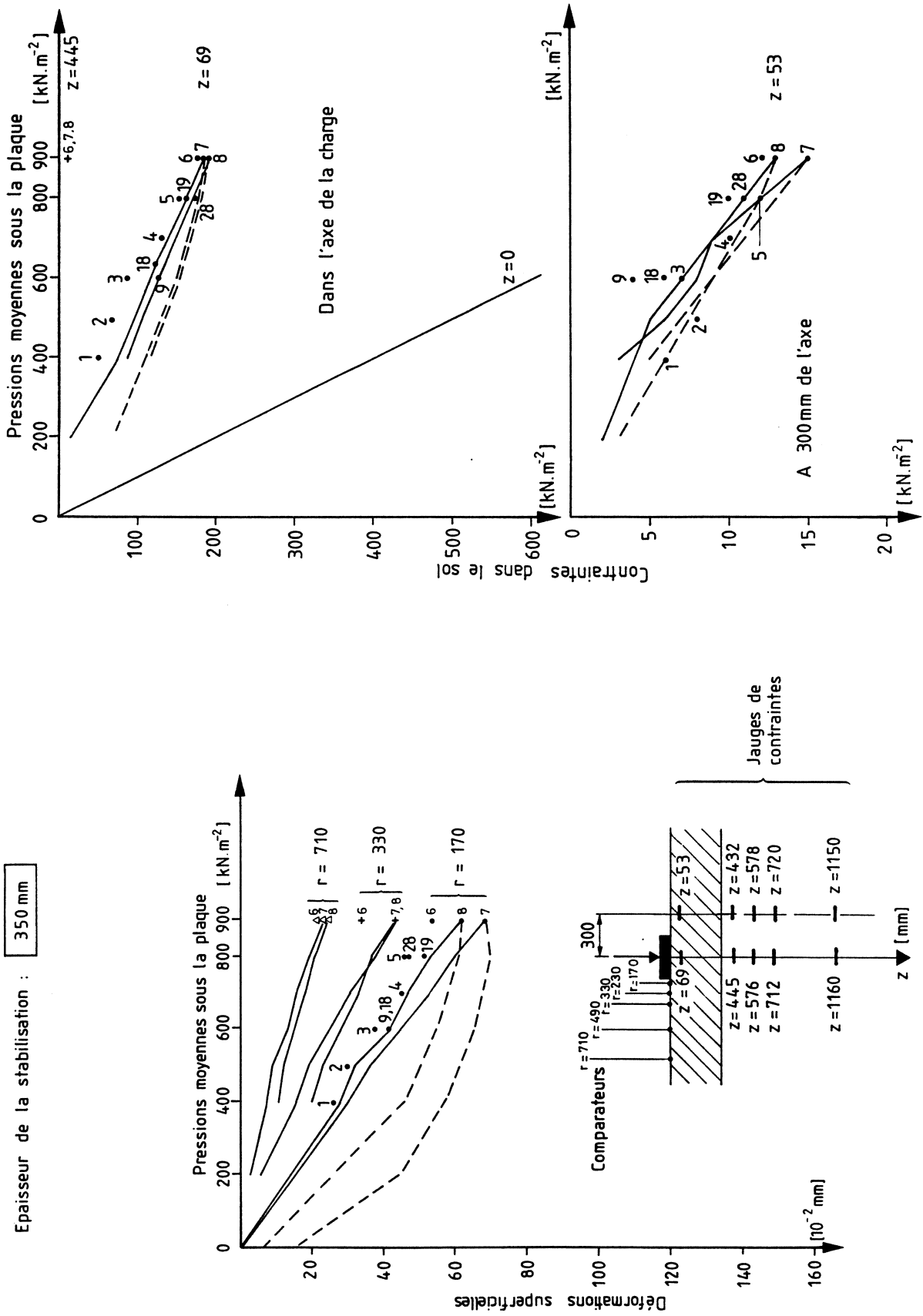


Fig. 3.2 : Déformations superficielles et variations des contraintes dans le sol sur le champ No 1

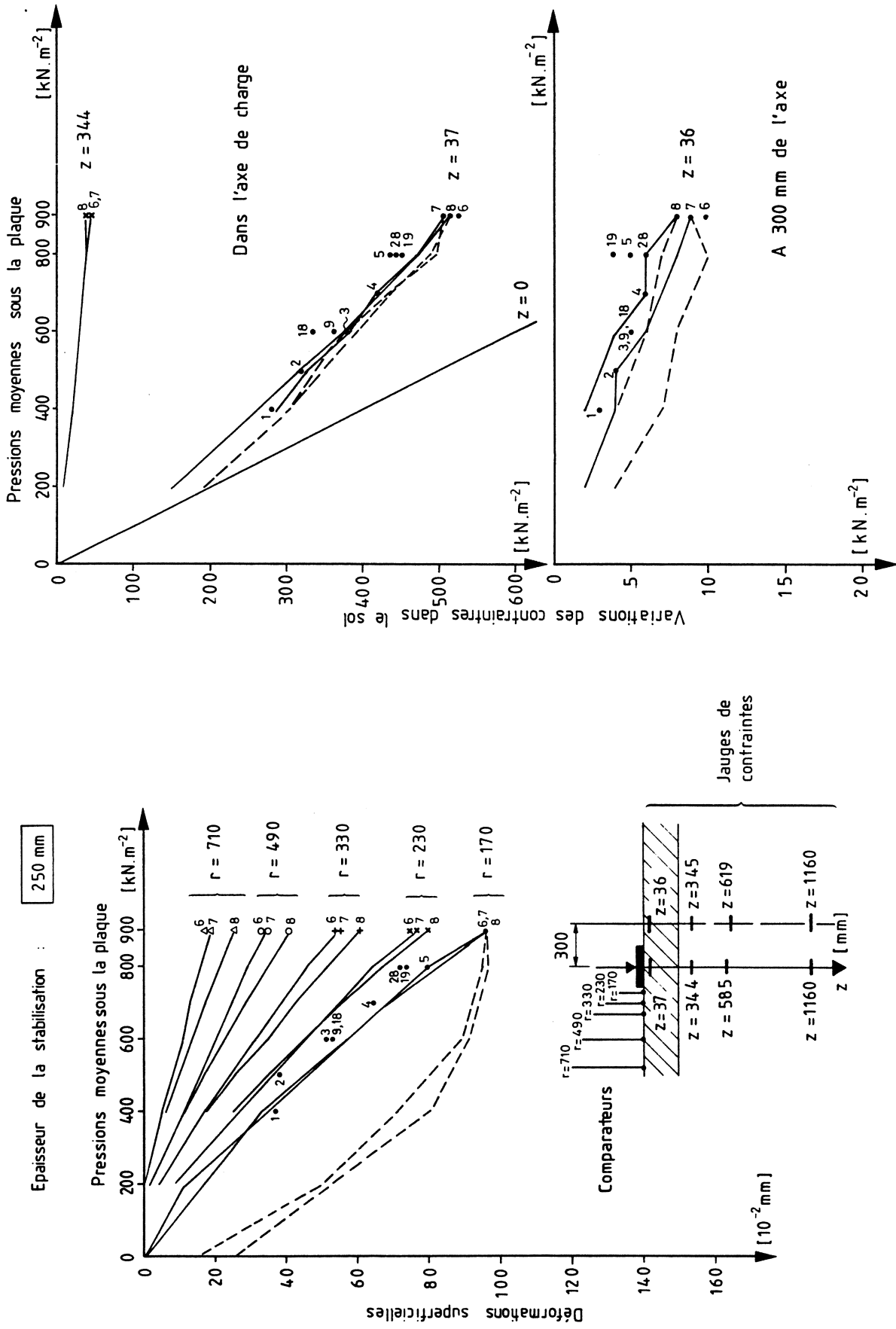


Fig. 3.3 : Déformations superficielles et variations des contraintes dans le sol sur le champ No 2

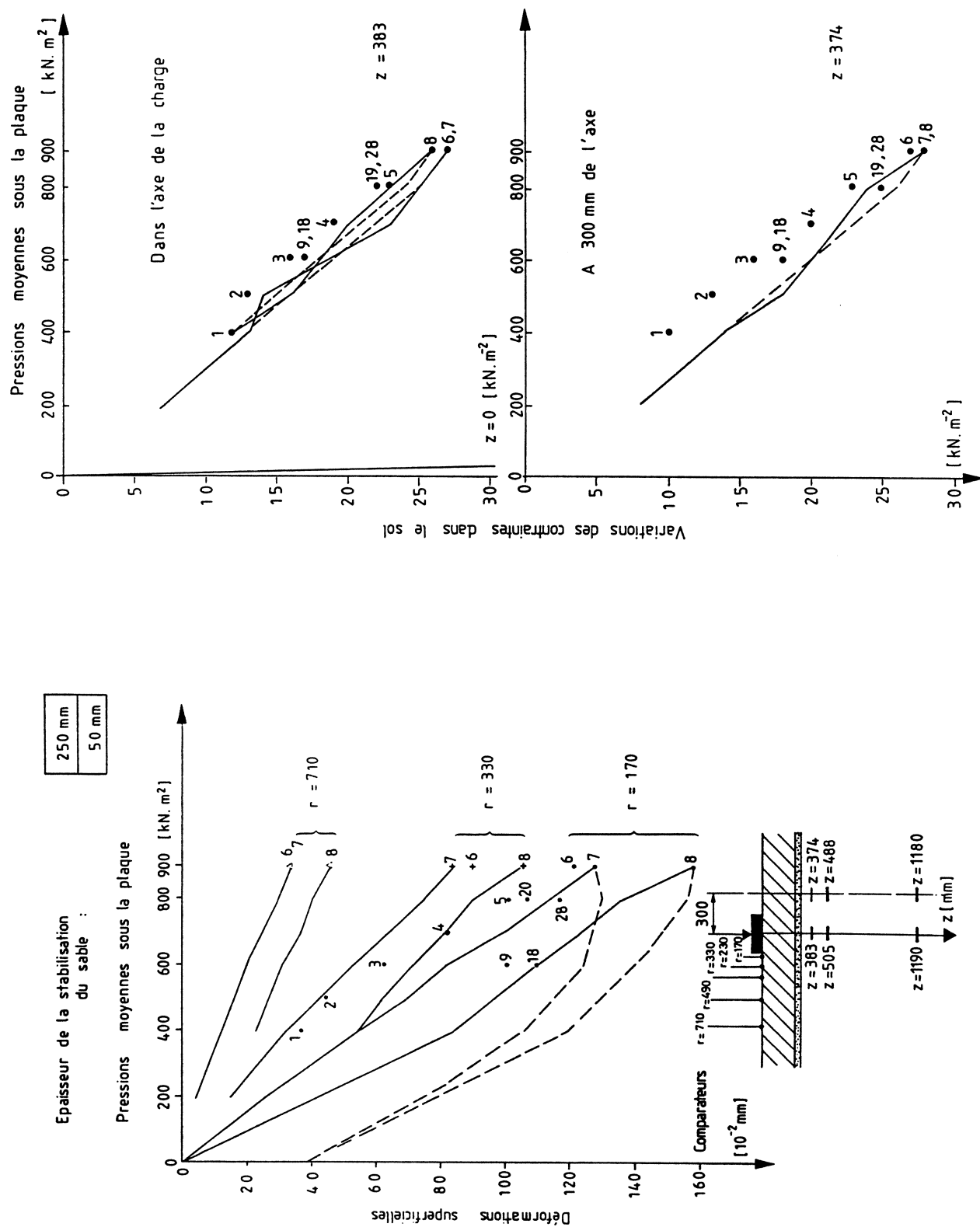


Fig. 3.4 : Déformations superficielles et variations des contraintes dans le sol sur le champ No 3

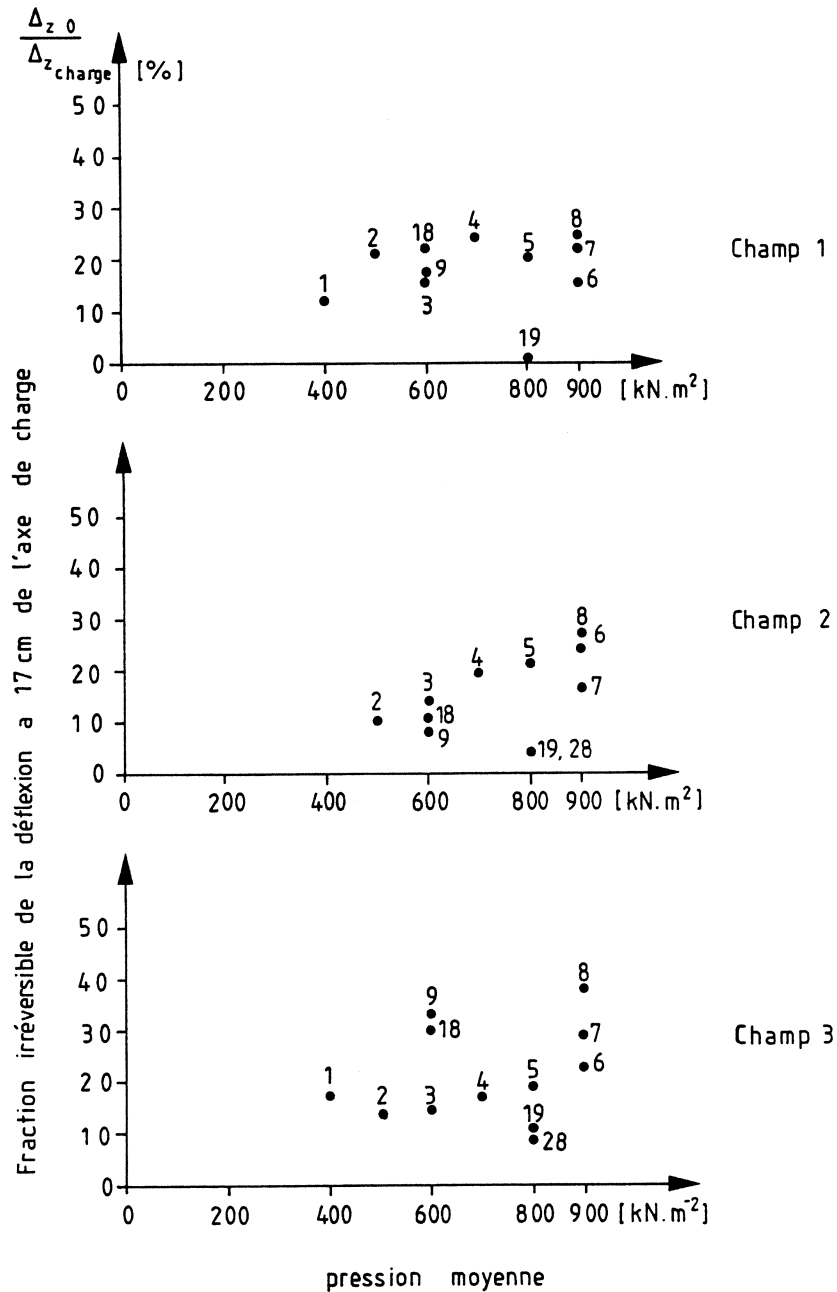


Fig. 3.5 : Fractions irréversibles de la déflexion à 17 cm de l'axe de charge (les numéros correspondent aux paliers de charge, selon la figure 3.1)

A une distance d'un diamètre du centre de la plaque ($r = 330 \text{ mm}$) la déformation pour la fondation stabilisée est égale à environ 60 à 70 % de celle mesurée à son bord ($r = 170 \text{ mm}$), alors qu'elle n'était que de 30 à 50 % pour la fondation en grave.

A environ trois fois le diamètre ($r = 990 \text{ mm}$), la déformation de la stabilisation est encore de 10 à 20 %; celle de la grave reste inférieure à 5 %.

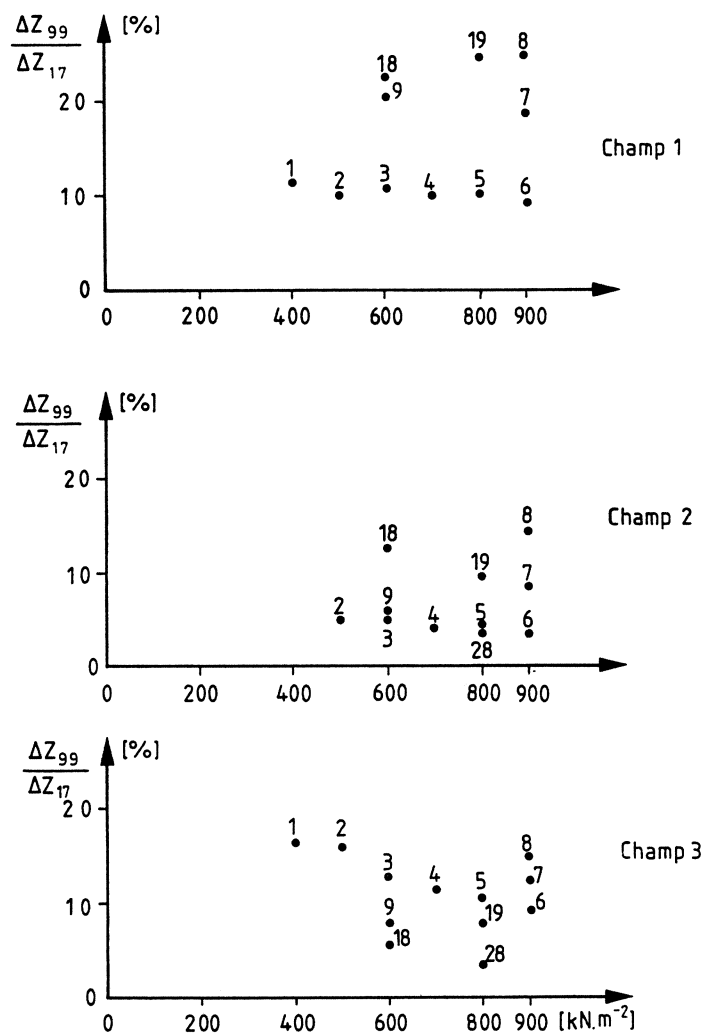


Fig. 3.6 : Rapports des déflexions à 3 Ø et 1/2 Ø pour la stabilisation (les numéros correspondent aux paliers de charge selon la figure 3.1)

L'analyse de la figure 3.6 permet de mettre en évidence que la déformation induite loin de la plaque reste importante dans deux cas différents :

- lors d'une plus grande rigidité de la fondation : champ No 1 (350 mm de stabilisation) par rapport au champ No 2 (250 mm de stabilisation);
- en présence d'une assise très déformable : influence des 50 mm de sable dans le champ No 3 par rapport au champ No 2 qui a la même épaisseur de fondation.

Nous remarquons également ces phénomènes dans la figure 3.7a qui montre les fuseaux des déformations mesurées lors des essais I à III pour une charge de $800 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ sur le modèle de fondation stabilisée.

Pour permettre une comparaison, nous avons dessiné sur la figure 3.7b les fuseaux des déformations mesurées pour le même type de charge sur la fondation en grave ronde.

Cette figure met en évidence la petite cuvette de tassement de la fondation traditionnelle par rapport à celle de la stabilisation.

On constate aussi que la déformation autour de la plaque ne dépend pratiquement pas de la rigidité de la fondation mais de son épaisseur.

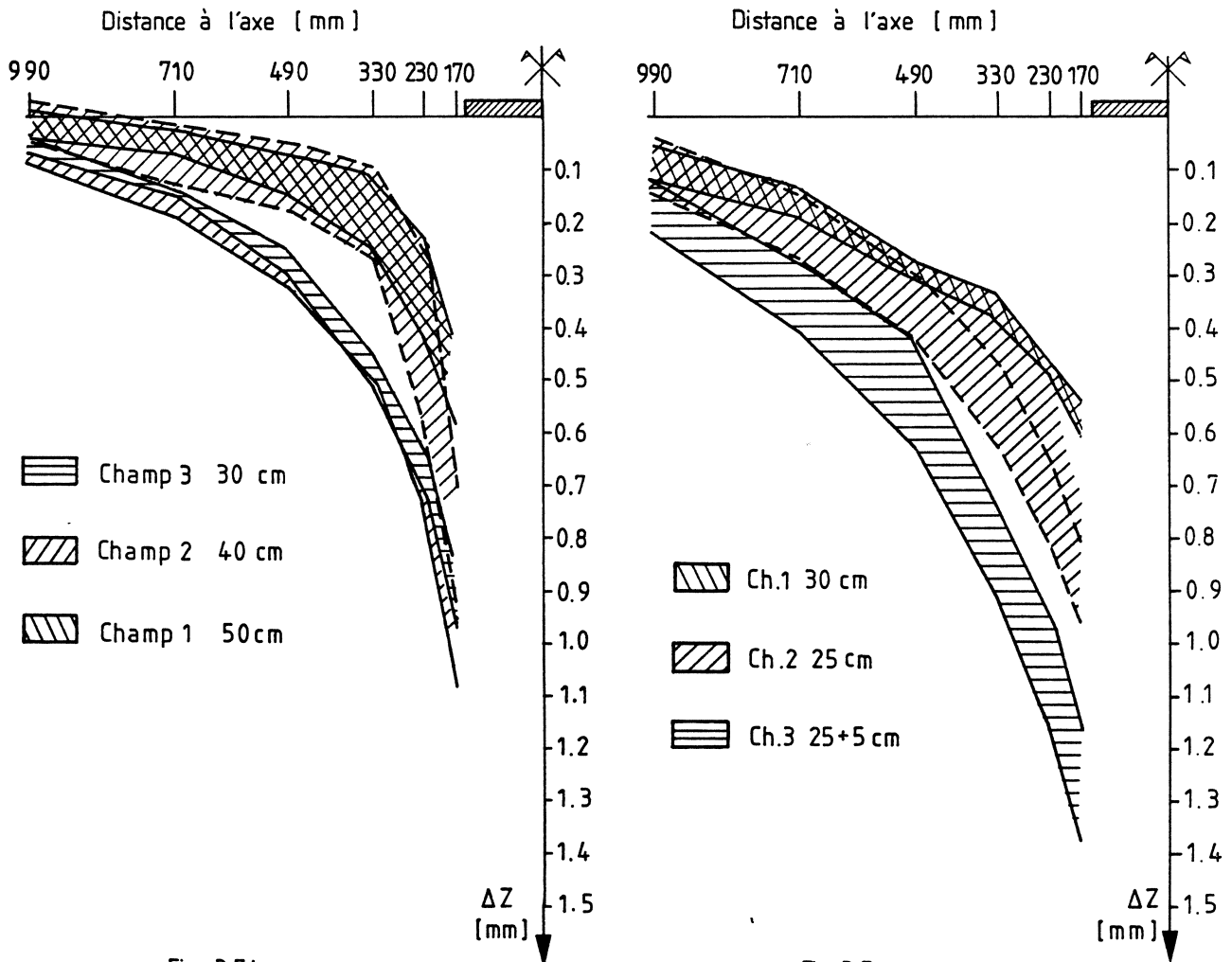


Fig. 3.7b

Fig. 3.7a

Figure 3.7 : Fuseaux des déformations pour une charge de $800 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$

a) modèle avec fondation stabilisée

b) modèle avec fondation en grave ronde

3.2.1 Mesures effectuées à l'interface limon-stabilisation

L'équipement de l'axe F par une série d'appareils à l'interface limon-stabilisation nous a permis d'effectuer pendant les essais de charge des mesures plus complètes de la variation des contraintes et des déformations à ce niveau.

Les emplacements de ces appareils sont donnés en détail dans la première partie de ce rapport (1985, annexes 6.56 à 6.59).

La figure 3.8 montre les diagrammes τ - σ donnés par les mesures aux appareils Cambridge qui se trouvaient à l'interface limon-stabilisation à 150 mm (C36) et 300 mm (C35).

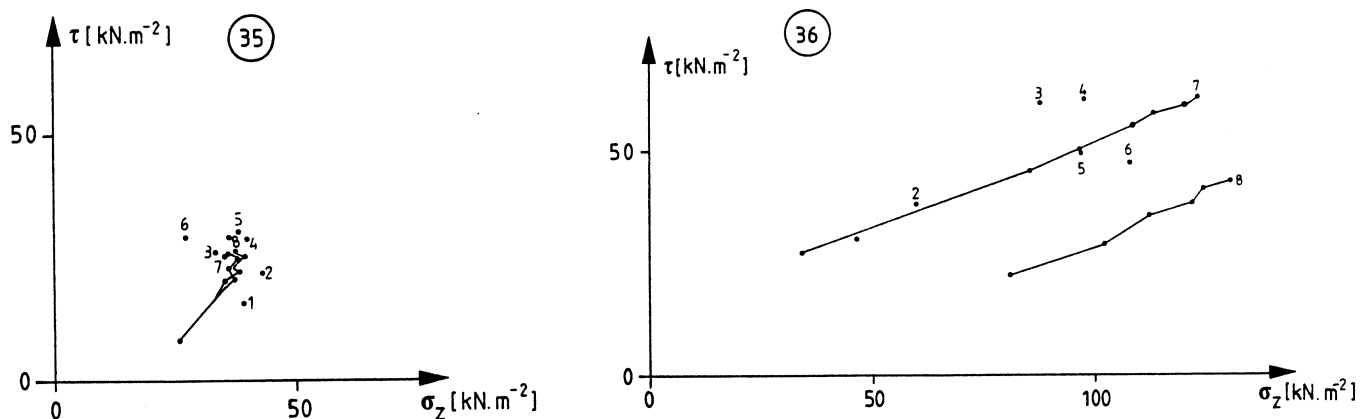


Fig. 3.8 : Mesures de contraintes avec les appareils Cambridge C35 et C36

Pour la mesure de contraintes tangentielles, la cellule C36 comportait dans sa partie supérieure une plaquette qui s'intégrait à la stabilisation et ne réagissait donc pas seulement à un frottement sur sa surface, mais aussi à une butée latéralement.

Pour cette cellule, on constate une augmentation presque linéaire des valeurs de τ en fonction de σ .

Les paliers de charge du premier essai montrent une augmentation régulière de τ et σ (1, 2 et 3 pratiquement alignés); à partir du palier 4, nous constatons une diminution de τ et seulement une faible augmentation de σ .

Ce phénomène est vraisemblablement dû à des mouvements relatifs de la fondation par rapport au terrain lors des montées en charge et des décharges consécutives.

Lors de montées en charge ininterrompues (essais II et III), nous constatons que ces mouvements n'ont pas eu lieu.

La cellule C35, dépourvue du petit support, ne mesurait que le frottement réel de la stabilisation sur sa surface.

Elle se trouve dans une zone de transition où les contraintes verticales n'augmentent pas beaucoup en fonction de la charge appliquée sur la plaque. Les mesures à l'appareil Glötzl 2213 (situé à 300 mm de l'axe de charge) montrent aussi qu'à cette distance la contrainte verticale n'augmente pas beaucoup (figure 3.3).

En revanche, la contrainte horizontale mesurée par une cellule Glötzl posée verticalement augmente régulièrement en fonction de la charge.

Une troisième cellule (C34) posée à 300 mm de l'axe de charge et avec plaquette, qui aurait facilité l'interprétation des mesures des deux cellules, a été endommagée lors de la pose de la stabilisation. Il n'était plus possible de la remplacer sans modifier les conditions de pose des autres appareils.

3.3 ESSAIS AVEC DEUX PLAQUES

Les essais effectués par Pfister et Dysli ont montré que les résultats obtenus avec un système de chargement formé par deux plaques, de 300 mm de diamètre et solidement liées entre elles, pouvaient être comparés à ceux obtenus par le chargement d'une roue jumelée d'un camion.

La figure 3.9 montre, pour les essais effectués sur une fondation de 250 mm de stabilisation, l'influence de la couche de 50 mm de sable et celle de la pose du revêtement.

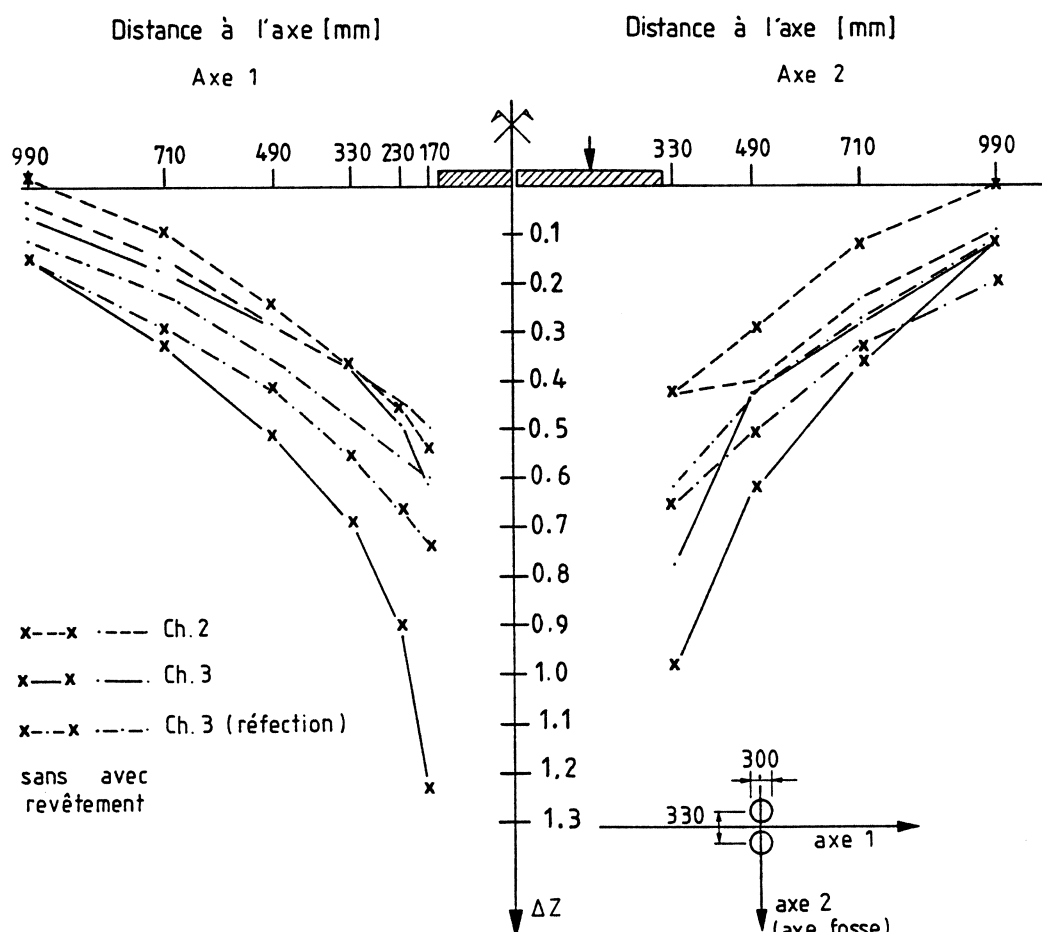


Figure 3.9 : Comparaison des déformations superficielles mesurées sur des fondations stabilisées de 250 mm d'épaisseur

Nous constatons qu'en règle générale la pose du revêtement a augmenté la rigidité de la fondation, diminuant ainsi les déformations autour des plaques. Une exception est constituée par le champ No 2 pour lequel les déformations après la pose du revêtement sont plus élevées.

Si on compare l'influence de la couche de sable (champ No 3 avant et après réfection par rapport au champ No 2) nous constatons que les déformations pour la stabilisation sur le lit de sable sont plus élevées que pour le champ No 2. On remarque aussi des différences entre le champ No 3 avant et après la réfection; elles sont vraisemblablement la conséquence du compactage subi par la couche de sable lors des essais d'orniérage effectués par le LAVOC (Laboratoire des Voies de Circulation de l'EPFL) avant le début des essais de gel.

4. PERTE DE PORTANCE

4.1 CARACTERISTIQUES DES DEUX ESSAIS

Le modèle de fondation stabilisée au ciment a été testé seulement dans la partie qui aurait dû donner les moins bons résultats; il s'agit du champ No 2 qui comporte l'épaisseur de fondation minimum - 250 mm - en grave stabilisée et 150 mm de revêtement.

Deux essais ont été entrepris sur ce champ avec les caractéristiques de gel suivantes :

- premier essai (12E) : une durée de gel de 112 jours et un I_g de l'air de 579 [$^{\circ}\text{C}\cdot\text{jours}$]
- deuxième essai (22E) : une durée de gel plus courte, 97 jours, mais de plus grande intensité avec un I_g de l'air de 715 [$^{\circ}\text{C}\cdot\text{jours}$]

La charge qui simulait le trafic était de 40.8 kN sur deux plaques de 300 mm de diamètres pour le premier essai, et le double, c'est-à-dire 81.6 kN, pour le deuxième essai. Le chargement a été effectué, avec un cycle de 2 secondes, du début de l'essai jusqu'au moment où la déflexion élastique était de l'ordre de 0.05 mm, et du début du dégel jusqu'à la fin de l'essai.

Dans le tableau 4.1 sont donnés les nombres de passages simulés de l'essieu et la charge s'y rapportant :

Essai	pendant le gel [$\times 1'000$]	pendant le dégel [$\times 1'000$]	charge [kN]
12E	1'582	1'128	40.8
22E	1'088	977	81.6

Tableau 4.1 : Nombres de passages simulés et charges des deux essais

On constate que le tronçon de chaussée considéré a subi en tout 4.8 mio. de passages, dont environ 2/5 avec une charge double de celle prévue dans la norme - ce qui correspond à un trafic pondéral total de 36.3 mio. d'essieux étalon - sans laisser apparaître, même lors du démontage, aucun défaut apparent grave.

Bien que dans l'essai 22E la déformation permanente ait atteint 9.1 mm, dans aucun des deux essais le modèle a subi le phénomène de perte de portance "catastrophique".

Les deux autres champs ont été soumis aux mêmes cycles de gel-dégel; dans le tableau 4.2 sont résumés différents paramètres qui sont aussi représentés graphiquement dans les figures 4.3 et 4.4.

Les indices de gel de l'air (IGA) et du revêtement (IGR) correspondent à l'intégration des températures enregistrées dans l'air (à 1 m au-dessus du modèle) et à la surface du revêtement pendant la durée de l'essai.

Les profondeurs de gel qui figurent dans le tableau 4.2 ont été calculées par interpolation entre les niveaux des thermomètres, et celles des lentilles de glace qui sont estimées à ± 30 mm à partir de la teneur en eau mesurée lors des forages de contrôle, juste avant le dégel.

Champ	Epaisseur fondation [mm]	Essai	IGA [°C·jour]	IGR [°C·jour]	Prof. de gel [m]	Prof. lentilles [m]	Gonflem. maximum [mm]
1	500	12E 22E	640 879	529 719	0.77 1.04	0.59 0.91	46 57
2	400	12E 22E	579 715	532 609	0.97 1.07	0.58 0.82	46 49
3	450	12E 22E	538 731	434 622	0.72 0.98	0.46 0.71	18 41

Tableau 4.2 : Comparaison entre les trois champs pour les essais 12E et 22E

Un phénomène, que l'on remarque surtout dans la figure 4.3, est le petit gonflement du champ 3, où, au-dessous de la stabilisation, se trouve une couche de sable de 50 mm; ceci malgré que l'isotherme 0°C pénètre dans le limon à la même profondeur que dans les deux autres champs.

Dans ces deux figures, on constate aussi que l'augmentation de température à la surface du revêtement influence directement le gonflement qui ralentit ou s'arrête - 53^e jour de l'essai 12E - ou éventuellement diminue - 27^e jour et suivants de l'essai 22E sur le champ 3 -.

La différence entre les profondeurs de pénétration du gel mesurées avec les thermomètres et celles relevées sur les carottes de forage varie entre 0.15 et 0.30 m. Cela correspond à peu près à la distance entre les isothermes 0°C et -1°C.

Dans la zone comprise entre ces deux isothermes, l'eau contenue dans le sol gèle, sans aspiration de l'eau sous-jacente qui viendra plus tard grossir les lentilles de glace.

Le gonflement n'apparaît que lorsque la température atteint environ -1°C; ceci est confirmé aussi par le fait que le gonflement mesuré à la surface commence environ quand cette isotherme pénètre dans le limon.

4.2. COMPARAISON AVEC LES ESSAIS PRECEDENTS

Ces deux essais sur la fondation stabilisée peuvent être comparés à ceux effectués par Pfister et Dysli, qui ont donné lieu à un rapport final en trois parties (1979, 1981, 1984).

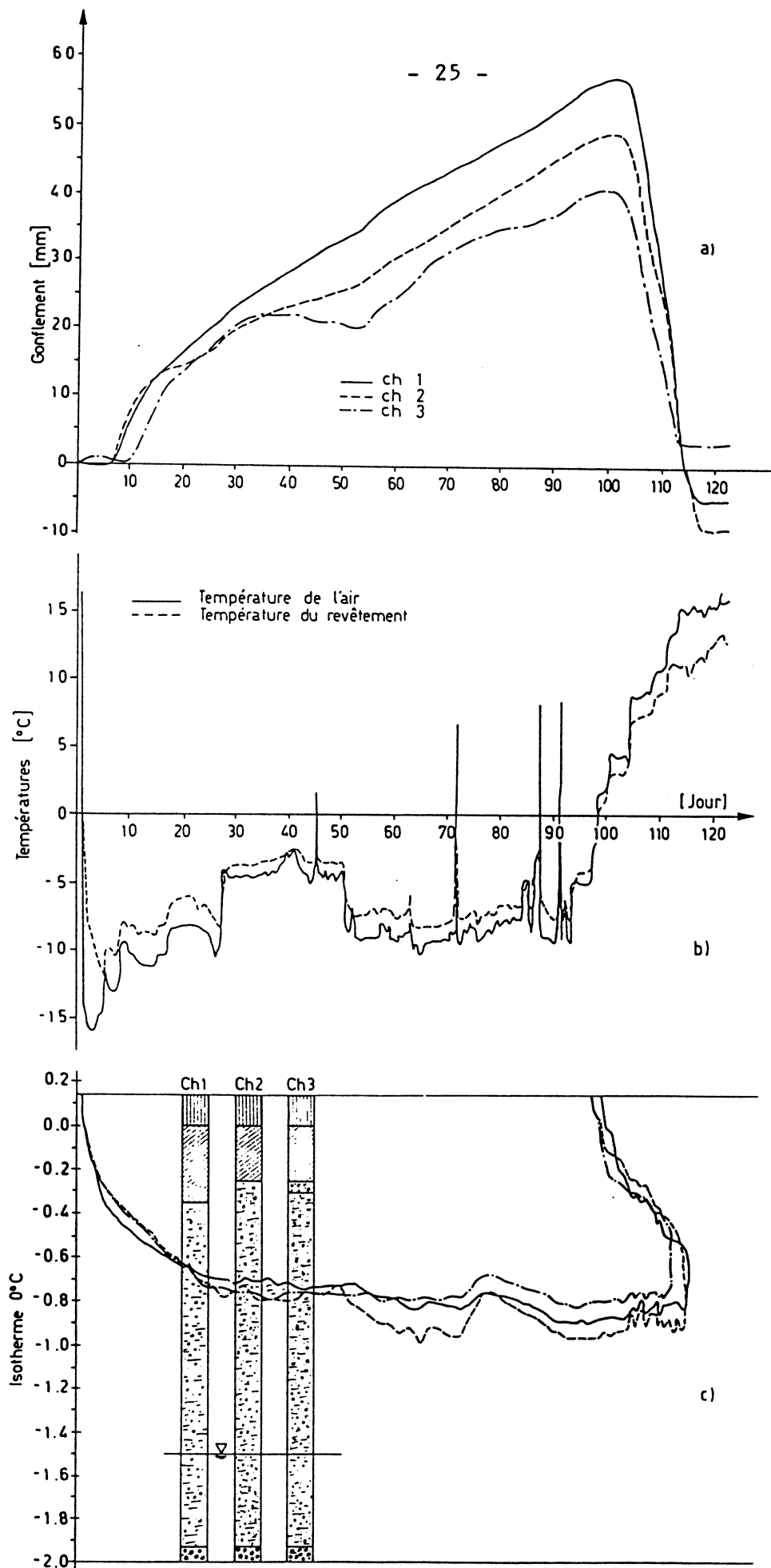


Figure 4.3 : Déroulement de l'essai 12E

a) gonflements

b) températures sur le champ No 2

c) pénétration de l'isotherme 0°C

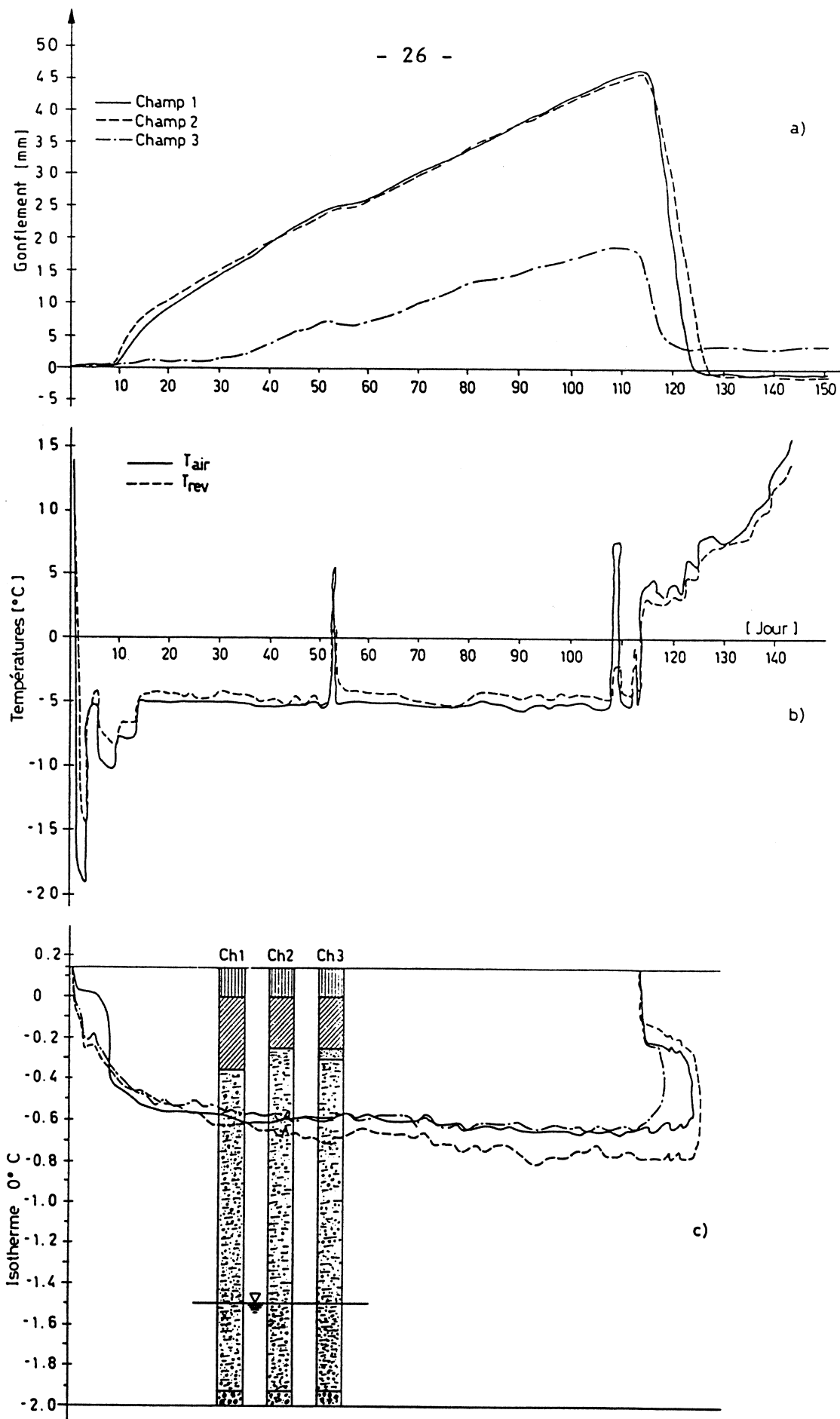


Figure 4.4 : Déroulement de l'essai 22E

a) gonflements

b) températures sur le champ No 2

c) pénétration de l'isotherme 0°C

Les caractéristiques principales mesurées lors de tous ces essais sont données dans le tableau 4.5.

Essai	IGR [°C·jour]	IGA [°C·jour]	Durée de gel [jours]	Prof. de gel [m]	Gonfl. maximum [mm]	Déf. perm. [mm]	Défl. max. sous charge [mm/100]	Défl. max. norme SN 670 362 [mm/100]	Ep. fond. [mm]
1EPP1 ¹⁾	246	311	41	1.18	30	6.5	40	80	500
2EPP1 ¹⁾	322	416	32	1.18	34	2.5	40	68	500
3EPP1 ¹⁾	450	553	46	1.40	42	2.0	36	50	500
1EPP2 ¹⁾	251	376	35	1.08	29	-	60	104	400
2EPP2 ¹⁾	183	244	24	1.19	25	5.2	42	70	400
1EPP3 ¹⁾	76	176	14	0.65	15	2.8	42	--	300
2EPP3 ¹⁾	196	345	35	0.92	27	-	54	--	300
12E ²⁾	532	579	112	0.97	46	1.1	33	--	250
22E ²⁾	609	715	97	1.07	49	9.1	41*	43	250

* avec une charge de 81.6 kN

Tableau 4.5 : Principales données et résultats des essais sur une fondation en grave ¹⁾ et une fondation en stabilisation en ciment ²⁾

Les essais sur la fondation stabilisée ont eu une durée beaucoup plus longue pour atteindre des gonflements plus importants, mais, malgré cela, la profondeur de pénétration du gel n'a pas été plus grande. Aguirre-Puente (1972) a proposé deux relations, qui s'appliquent également à ces essais en vraie grandeur : entre la racine de l'indice de gel de la surface (IGR) d'un côté, et la pénétration du gel dans la structure ou le gonflement de l'autre. Les figures 4.6 et 4.7 montrent ces relations pour les essais de la "halle fosses".

On peut constater sur la figure 4.6 qu'une seule relation entre ces valeurs ne conviendrait pas très bien, alors que si on les sépare selon le type de fondation, on a une très bonne corrélation pour les valeurs de la fondation traditionnelle ($\rho = 0.979$).

La droite qui passe par les deux points des essais 12E et 22E garde pratiquement la même pente mais se trouve légèrement décalée.

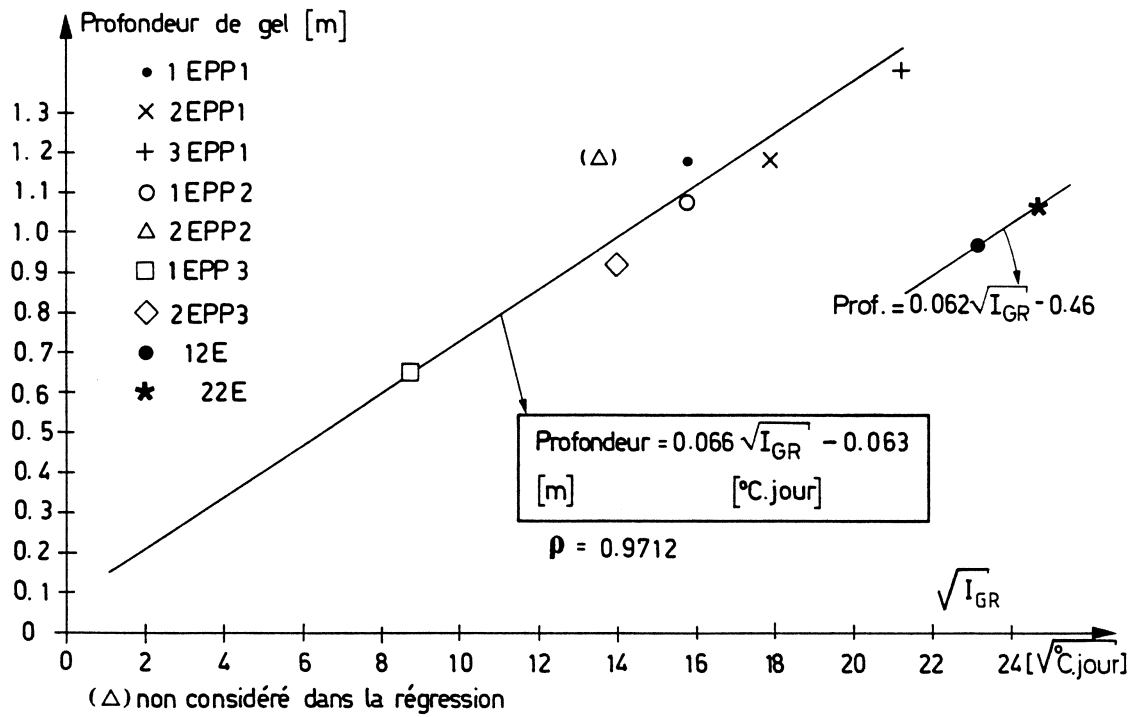


Figure 4.6 : Profondeur de gel en fonction de l'indice de gel du revêtement (I_{GR})

Ce phénomène provient de la conductivité différente des matériaux de la chaussée. Dans la fondation en grave, le gonflement ne se fait pas uniquement dans le limon; environ 10 % de celui-ci apparaît dans la grave pendant les 2 à 3 jours suivants le moment où l'isotherme -1°C pénètre dans la couche de fondation. Il se stabilise jusqu'au passage de cette isotherme dans le limon; à ce moment commence le gonflement à une vitesse plus élevée qui se stabilise à son tour au bout de quelques jours.

Cette dernière vitesse de gonflement varie entre 0.7 et $0.9 \text{ mm} \cdot \text{jour}^{-1}$ pour les essais avec fondation en grave; entre 0.4 et $0.5 \text{ mm} \cdot \text{jour}^{-1}$ pour une fondation stabilisée au ciment (essais 12E et 22E).

La figure 4.7 représente le gonflement total mesuré à la surface de la chaussée en fonction de la racine carrée de l'indice de gel du revêtement (I_{GR}).

On ne tient pas compte dans cette relation du fait qu'une partie du gonflement est dû à la grave. Pour une analyse plus complète du gonflement du limon en fonction de l' I_G , il faudrait calculer l'indice de gel à l'interface fondation-sol.

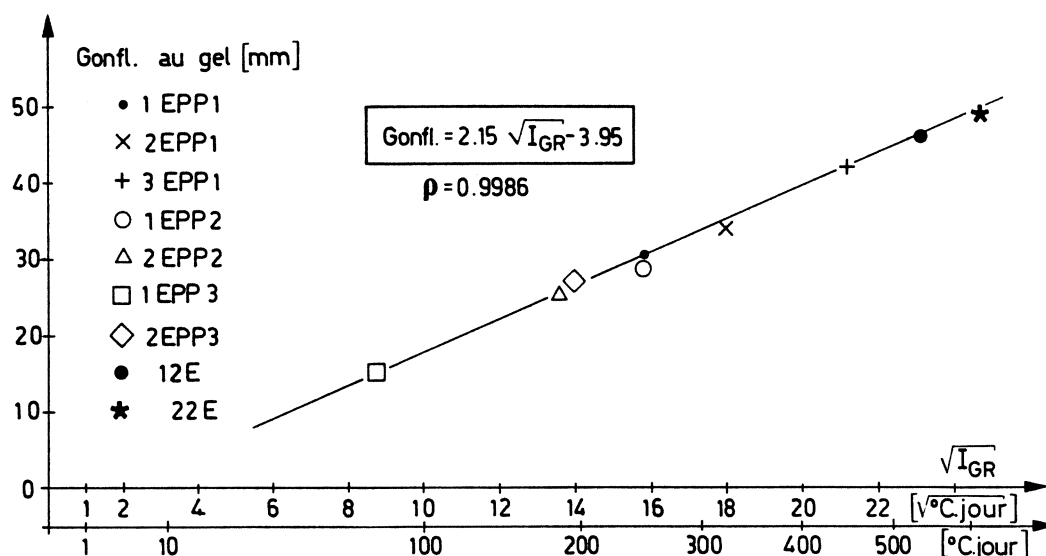


Figure 4.7 : Gonflement de la surface en fonction de la racine de l'indice de gel du revêtement

Une autre relation, tirée des valeurs du tableau 4.5 et qui peut être utile dans l'analyse des phénomènes à la surface de la chaussée, est celle entre les indices de gel de l'air (I_{GA}) et du revêtement (I_{GR}), représentée dans la figure 4.8 :

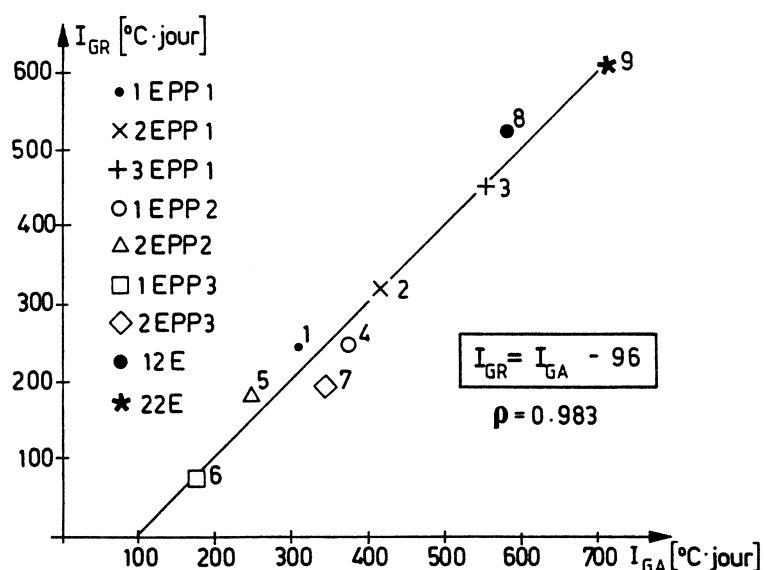


Figure 4.8 : Relation entre l'indice de gel de l'air (I_{GA}) et celui du revêtement (I_{GR})

Ces valeurs ont été mesurées à l'intérieur de la cabane isolante qui protégeait les essais de toute influence extérieure (rayonnement, variation d'humidité, etc.) et ne dépendent que du transfert de chaleur entre l'air et la surface de la chaussée.

4.3 EPAISSEUR DE LA FONDATION

Le dimensionnement au gel des superstructures routières se base actuellement, entre autres, sur la profondeur de pénétration du gel. Dans la norme SN 670 148, cette profondeur X_{30} est donnée par des abaques, calculés avec la formule de Berggren modifiée par Aldrich et Painter, en fonction de l'indice de gel de l'air.

Dans le tableau 4.9 sont données les valeurs calculées et mesurées de l'épaisseur de la superstructure d_s et de la profondeur de gel moyenne des trois hivers les plus froids d'une période de 30 ans X_{30} .

essai	I_{GA} [°C·jour]	d_s		X_{30}		f d_{seff}/X_{30calc} --	poinçon- nement --
		eff [mm]	calc. [mm]	eff. [m]	calc. [m]		
1EPP1	311	620		1.18	1.07	0.58	non
2EPP1	416	620		1.18	1.23	0.50	non
3EPP1	553	620	860	1.40	1.43	0.43	non
1EPP2	376	520		1.08	1.14	0.46	oui
2EPP2	244	520	485	1.19	0.90	0.58	non
1EPP3	176	420	415	0.65	0.77	0.55	non
2EPP3	345	420		0.92	1.06	0.40	oui
12E	579	400 ¹		0.97	1.39	0.29	non
		650 ²			1.48	0.44	
22E	715	400 ¹	488 ¹	1.07	1.60	0.25	non
		650 ²	825 ²		1.66	0.39	

1 valeurs mesurées

2 valeurs corrigées (10 mm de stabilisation = 20 mm grave I ronde)

Tableau 4.9 : Epaisseurs des fondations mises en place et calculées selon les normes

La relation entre la profondeur de gel et l'épaisseur de la chaussée est donnée par le facteur f , défini comme suit :

$$d_s = f \times X_{30}$$

où

$$d_s = \text{épaisseur de la superstructure} = d_1 + d_2 + d_3$$

($d_1 + d_2$ = revêtement, d_3 = fondation)

$$f = \text{facteur de dimensionnement}$$

$$X_{30} = \text{profondeur de gel moyenne des trois hivers les plus froids d'une période de 30 ans}$$

Les caractéristiques du limon de Bioley ($\gamma_d = 18.18 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$, $w = 17.2 \%$, $I_p = 11.8 \rightarrow$ sol IV) sont proches d'un des sols donnés dans la figure 2 de la norme. Il est donc possible de lire directement X_{30} en fonction de I_{GA} .

Si l'on compare les valeurs de f , on constate que pour les essais sur la grave elles sont comprises entre 0.40 et 0.58, 0.40 étant un essai avec poinçonnement.

Pour la stabilisation, en considérant les épaisseurs sans correction, on trouve $f = 0.29$ et 0.25 ; alors que si l'on utilise l'équivalence des normes entre la grave et la stabilisation, on se rapproche des valeurs des premiers sept essais : $f = 0.44$ et 0.39 .

Dans le tableau 4.9 sont aussi reportées les épaisseurs de fondation calculées avec le plus grand indice de gel pour lequel il n'y a pas eu de poinçonnement. Ceci n'exclut pas la possibilité que la fondation résiste à un I_{GA} plus élevé.

Le calcul selon la norme de l'épaisseur de la fondation du champ No 1 lors de l'essai 3EPP1 ($d_s = 860 \text{ mm}$) donne une valeur trop grande puisque dans cet essai, avec une épaisseur de 620 mm , nous n'avons pas eu de poinçonnement.

Pour les autres champs, les épaisseurs de fondation calculées pour les essais 2EPP2 et 1EPP3 sont plus petites que celles mises en place. Ces dernières auraient pu résister à des essais avec des indices de gel plus élevés.

Dans le cas de la stabilisation, avec l'équivalence grave/stabilisation actuellement admise, nous constatons que pour un indice de gel de $715^{\circ}\text{C}/\text{jour}$, il aurait fallu une épaisseur $d_s = 488 \text{ mm}$ au lieu des 400 mm mis en place.

Si l'on considère l'épaisseur de la stabilisation, elle devrait être de 338 mm selon la norme, alors que l'épaisseur mise en place n'est que de 250 mm .

Ceci représente déjà une économie de matériaux considérable (environ 26%) mais qui pourrait être plus grande, puisque pour avoir le poinçonnement de la fondation, il faudrait un I_{GA} supérieur à $715^{\circ}\text{C}/\text{jour}$ et par conséquent un d_s théorique plus grand.

5. CONCLUSIONS

5.1. GENERALITES

Malgré la relativement faible épaisseur de la superstructure (15 mm de revêtement et 250 mm de grave stabilisée) et la très grande intensité du gel ($I_{GA} = 715^{\circ}\text{C}\cdot\text{j}$), aucun dégât dû à la perte de portance n'a pu être observé pour ce type de fondation; même sous une charge dynamique importante de 81.6 kN, soit une contrainte d'environ $600 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$.

Cette charge dynamique correspondant à un essieu d'environ 80 kN circulant à la vitesse de 60 km/h^{-1} avec un passage toutes les deux secondes.

Ces essais exécutés dans la "halle fosses" de l'EPFL sont le complément indispensable à ceux exécutés sur le manège de Dubendorf avec des superstructures pratiquement équivalentes. Les résultats de tous ces essais, qui servent de base à la révision des normes suisses de dimensionnement des superstructures, devraient permettre de diminuer les épaisseurs de ces dernières, calculées sur la base des normes actuelles.

Dans les conclusions du rapport sur le premier essai se rapportant à des superstructures constituées d'un revêtement et d'une couche en grave non stabilisée (OFR 79, avril 1984), un certain nombre de modifications sont proposées pour améliorer la normalisation actuelle.

Cette deuxième série d'essais permet de faire des propositions complémentaires de modifications.

5.2. DRAINAGE DE LA FORME DE LA FONDATION

Lors du premier essai, il a été constaté que la perte de portance était fonction de la vitesse d'élimination de l'eau de fonte des lentilles de glace.

La nature de la fondation de ce premier essai (grave non gélive donc très perméable) n'a pas pu mettre en évidence l'importance d'une couche drainante à l'interface fondation-infrastructure.

Il a été prévu dans ce deuxième essai, constitué d'une couche de fondation stabilisée par conséquent très peu perméable, de construire un des champs d'essai avec une couche de sable de 50 mm d'épaisseur située entre l'infrastructure et la fondation stabilisée. La différence de perte de portance entre ce champ avec drainage et celui sans drainage aurait permis de constater l'influence de la couche drainante et de quantifier son importance.

Malheureusement, malgré des conditions très sévères, l'essai n'a pas conduit à une perte de portance dans le champ sans couche drainante. Un nouvel essai avec une couche drainante devenait sans objet; il a été abandonné.

Dans le troisième essai, en cours d'achèvement, un dispositif spécial permettant de recueillir l'eau de fonte des lentilles de glace a été mis en place et devrait permettre de mieux connaître l'influence d'une couche drainante au contact fondation-infrastructure.

5.3. DIMENSIONNEMENT AU GEL DE LA SUPERSTRUCTURE

Des essais permettant de déterminer la durée de vie de différentes superstructures en grave stabilisée au ciment ont été étudiés au manège de Dübendorf et permettront de mieux connaître le coefficient d'équivalence de ce matériau.

Le tableau 4.5 montre que la profondeur de pénétration du gel avec une superstructure stabilisée au ciment est du même ordre de grandeur qu'avec une superstructure en grave, pour des indices de gel de l'air deux à trois fois supérieurs. Ce phénomène, qui provient de la différence de conductivité des matériaux, montre que l'on devrait prendre en considération d'une manière plus importante la plus grande résistance à la pénétration du gel des matériaux stabilisés au ciment.

Le facteur f permettant de calculer la profondeur nécessaire pour résister aux dégâts dûs au gel est défini au paragraphe 4.3.

On constate en examinant le tableau 4.9 que pour des superstructures avec une fondation stabilisée au ciment, ce facteur f pourrait être admis, en première approximation, entre 0.25 et 0.30. Tandis que pour les fondations en grave, ce facteur devrait être compris entre 0.50 et 0.60.

Concernant l'influence du trafic, la proposition émise au paragraphe 6.3 (p. 108) du rapport final du premier essai reste valable. Une réduction supplémentaire du facteur de dimensionnement devrait être faite pour des routes à faible et très faible trafic.

5.4. GONFLEMENTS ET EPAISSEUR DU REVETEMENT

Dans l'essai avec charge normale (40.8 kN), le gonflement a été important puisqu'il est de 46 mm, mais la déformation permanente n'est que de 1.1 mm. Par contre, en doublant la charge, le gonflement reste sensiblement le même mais la déformation permanente est plus importante (9.1 mm).

Les gonflements, dans les zones non urbaines, peuvent être importants. Ils n'entraînent généralement que peu de dégâts pour la chaussée et sont pratiquement sans inconvénient pour les usagers, pour autant qu'ils soient uniformes aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal. Cette uniformité des gonflements dépend avant tout de l'homogénéité des couches aussi bien de l'infrastructure que de la superstructure; c'est-à-dire du soin avec lequel sont exécutés les travaux.

L'épaisseur des couches des revêtements bitumineux ne devrait pas être trop faible pour éviter les risques de fissuration ou de décollement lors du gel et dégel. Cette remarque a déjà été faite au paragraphe 6.4 du rapport final du premier essai, en se basant sur des observations faites en cours d'essai.