

## GUIDE AFPS/CFMS

« Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques »

# RETOURS D'EXPERIENCES

Jean-Pierre TOURET

Consultant en Ingénierie Nucléaire



Association régie par la loi  
du 1.07.1901



# CHAPITRE 2 : Retours d'expériences

## SOMMAIRE

1. PREAMBULE
  2. COMPARAISON DE DIFFERENTES TECHNIQUES.
    - 2.1. Le contrôle du risque de liquéfaction.
    - 2.2. Le contrôle des tassements et déplacements latéraux.
  3. EFFETS DES AMELIORATIONS DE SOL PAR TECHNIQUE.
    - 3.1. Renforcement dans la masse
    - 3.2. Renforcement de sol par inclusions souples
    - 3.3. Renforcement de sol par inclusions rigides
- CONCLUSIONS

# PRÉAMBULE

- Classiques pour des applications « conventionnelles » : amélioration de la capacité portante, stabilisation de pentes, la réduction des tassements ...
- Les applications en zones sismiques sont surtout orientées **réduction des risques de liquéfaction** et de nombreuses techniques existent
- Les performances d'une technique pour limiter les effets des sollicitations sismiques dépend d'un grand nombre de facteurs tels que :
  - la compréhension du mécanisme de fonctionnement du renforcement à partir **d'expérimentations physique** en laboratoire ou in situ et de modélisations numériques,
  - vérification de **la performance** sur des sites ayant déjà subi des séismes,

3/36

# PRÉAMBULE (SUITE)

- L'observation des performances des techniques de renforcement sur des sites ayant subi des séismes peut permettre non seulement de **valider les performances** de certaines techniques mais parfois également de connaître les **limites d'utilisation** lorsqu'elles n'ont pas forcément bien fonctionné.
- Il existe des bases de données alimentées pour l'essentiel par le **Japon** et les **USA**
- Mitchell et al. (1995), Hausler et Sitar (2001) ont effectué un état des lieux de tels sites et ont fourni des exemples documentés (localisation, séisme, type de structure, méthode de traitement, comportement des zones traitées et non traitées, conditions de sol...).

# COMPARAISON DE DIFFERENTES TECHNIQUES

- Mitchell et all (1995) se sont intéressés au contrôle du risque de liquéfaction par différentes techniques.
- Les méthodes d'amélioration de sol utilisées étaient variées et comprenaient les méthodes de vibrocompactage, colonnes ballastées, compactage dynamique, drains en gravier, injection de coulis et mortier et injection chimique
- La méthode la plus utilisée a été le vibrocompactage par « aiguille vibrante ». On trouve aussi dans cette étude des structures fondées sur des colonnes de sol traité au ciment au lieu des traditionnelles fondations profondes.
- L'étude a montré que l'amélioration du sol (toutes techniques confondues) a permis de **prévenir les phénomènes de liquéfaction** et d'empêcher **les ruptures** du sol.

5/36

# Base de données par séisme

Séisme	Année	No. Sites	Magnitude
Nisqually, Washington	2001	>8	6.8 MW
921 Chi-Chi, Taiwan	1999	>1	7.6 MW
Kocaeli, Turkey	1999	6	7.4 MW
Kagoshimaken Hoku, Japan	1997	1	6.3 JMA
Hyogoken Nanbu, Japan	1995	50	6.9 MW
Sanriku Haruka Oki, Japan	1994	1	7.5 JMA
Hokkaido Toho Oki, Japan	1994	4	8.1 JMA
Northridge, California	1994	5	6.7 MW
Hokkaido Nansei Oki, Japan	1993	4	7.8 JMA
Kushiro Oki, Japan	1993	3	7.8 JMA
Loma Prieta, California	1989	12	6.9 MW
Nihonkai Chubu, Japan	1983	2	7.7 JMA
Miyagiken Oki, Japan	1978	1	7.4 JMA
Tokachi Oki, Japan	1968	2	6.8 GR
Niigata, Japan	1964	4	7.3 GR

Hausler, E.A. and Sitar, N., (2001). "Performance of Soil Improvement Techniques in Earthquakes", Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Paper 10.15, March 26 - 31.

6/36



**Tableau synthétique du Retour d'Expérience d'amélioration de sites sismiques aux USA  
(d'après MITCHELL- 2004)**

Nom	Projet	Fondation	Méthode d'amélioration	Description du sol et propriétés avant amélioration	Propriétés après amélioration	Enregistrement le plus proche	Performance de la zone améliorée	Performance des zones voisines
ASARCO Tacoma Fonderie Ruston, WA	Enceinte de confinement remblai	Aucune (structure en terre)	Compactage dynamique profond limité à l'emprise	4m de sables et graviers sur 1-3m silt argileux marin reposant sur dépôts glacières, $N_{1,60cs} = 9-12$ bpf sur les 5 mètres, GWT 3m bgs.	Les 2 premiers mètres très denses, peu d'effets sur la couche silteuse, augmentation de $N_{1,60cs}$ sur les 5 mètre	6 km SE 0.06g NS PGA 46.2 cm/s EW AI	Pas de tassements du sol ni de signe de liquéfaction	Pertes de scories et d' enrochements dans la zone de marée basse de la baie à 1km du site
Ash Grove Cimenterie Dôme de Stockage Seattle, WA	Fondation Dome de stockage	Anneau superficiel	Colonnes ballastées de 7m 3m au delà du périmètre	2-3m sable silteux sur 1m silt sableux mou sur 12m de sable fin, lâche à dense $N_{1,60cs} = 8-17$ bpf, GWT 2-3 bgs	Pas de données numériques disponibles mais densification du sable était effective	4 km NE 0.135g EW PGA 21,6 cm/s EW AI	Pas de tassements du sol ni de signe de liquéfaction Légères fissures dans le dôme	Signes de liquéfaction sur des zones abandonnées à 3 km du site.
AT&T Tech. Sans fil Tour Summer, WA	Base de la tour de transmission	Radier Superficiel	Colonnes ballastées de 10m, 5m au delà du périmètre	60cm silt argileux sur 8m de sable alluvial lâche à moy. dense sur un 15m de graves sableuses moy. denses. $N_{1,60cs} = 1-10$ bpf , GWT 3.7m bgs	$N_{1,60cs} = 4-28$ bpf , augmentation moyenne de 5 bpf	15 km NE 0.21g NS PGA 50.7 cm/s EW AI	Pas de tassements du sol ni de signe de liquéfaction	Pas de tassements du sol ni de signe de liquéfaction
1ère Avenue Pont Seattle, WA	Mur en terre armée	Terre armée	Drains graviers (colonnes ballastées) de 12.2m	3m silt argileux sur 1.5m de sable fin silteux sur 5.8m de sable fin pur à silteux lâche à moy. dense, $N_{1,60cs} = 2-17$ bpf	Pas de données disponibles	7 km NE 0.135g EW PGA 21,6 cm/s EW AI	Pas de tassements du sol ni de signe de liquéfaction	Pas de tassements du sol ni de signe de liquéfaction
Home depot Seattle, WA	Centre commercial	Semelles superficielles	Colonnes ballastées de 8m, limitées au périmètre	1.5m de sable moy. dense sur 6-7m de sable fin lâche à moy. dense sur du sable dense, $N_{1,60cs} = 5-15$ bpf , cône pénétro $q_c = 30-50$ tsf GWT 1.5m bgs	$N_{1,60cs} = 23-28$ bpf , cône pénétro $q_c = 80-100$ tsf entre les colonnes	3.5 km NE 0.06g NS PGA 46.2 cm/s EW AI	Pas de tassements du sol ni de signe de liquéfaction ou de dommages structurels	Fissures dans le sol à l'angle de la zone améliorée, signe de liquéfaction à 1 km du site, dommages structurels aux maçonneries en brique

**Tableau synthétique du Retour d'Expérience d'amélioration de sites sismiques aux USA (suite)  
(d'après MITCHELL- 2004)**

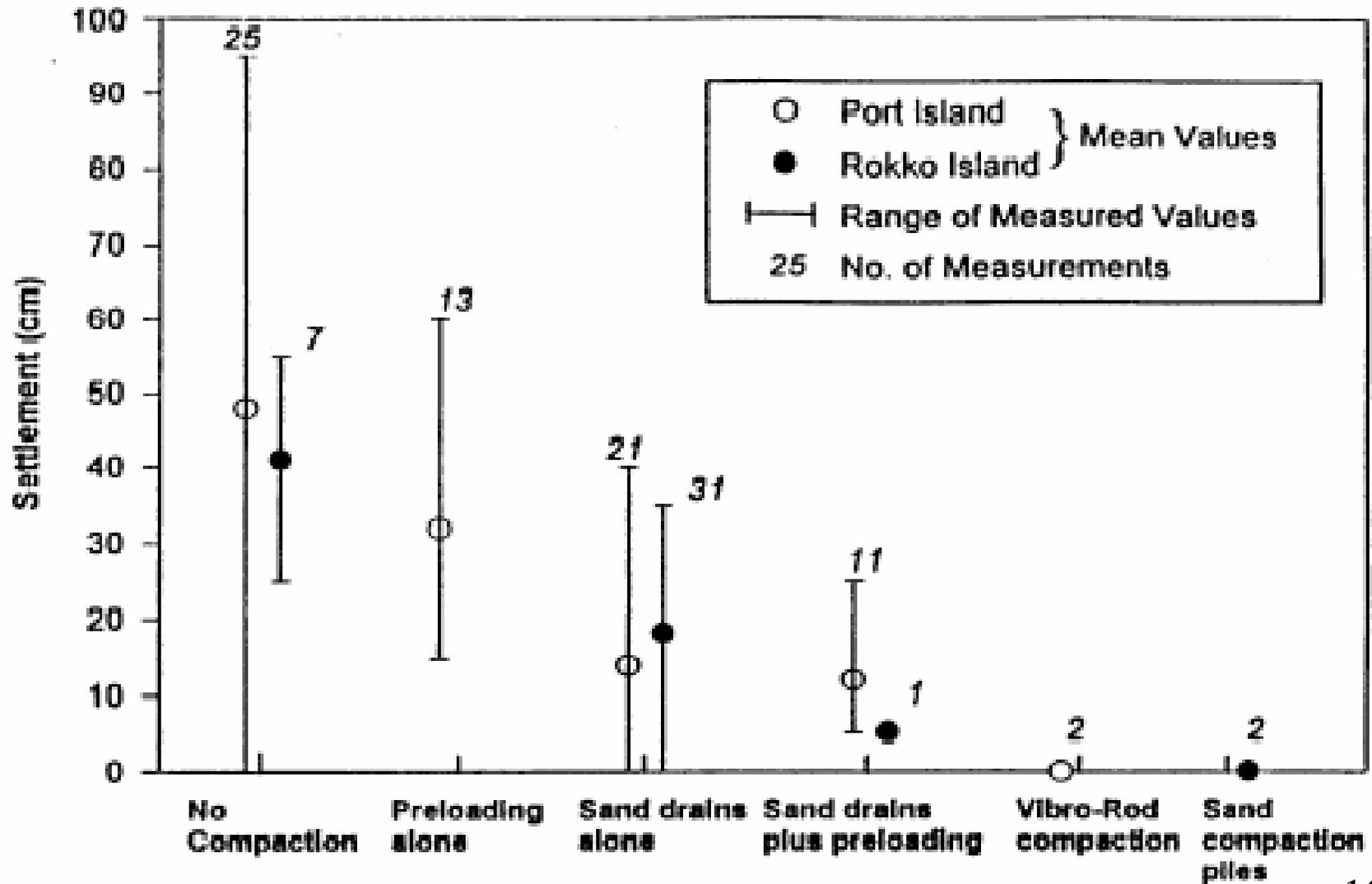
Nom	Projet	Fondation	Méthode d'amélioration	Description du sol et propriétés avant amélioration	Propriétés après amélioration	Enregistrement le plus proche	Performance de la zone améliorée	Performance des zones voisines
Klickitat Avenue Passage supérieur Seattle, WA	Massif en terre armée	Terre armée	Colonnes ballastées de 12.2m sous le voile de fondation	3-5m de sable silteux lâche à moy. dense sur au moins 34m de sable alluvial lâche à moy. dense, GWT 1.8-3.4m bgs	Pas de données disponibles	3 km W 0.146g EW PGA	Pas de tassements du sol ni de signe de liquéfaction, pas de dommages sur le mur.	Signe de liquéfaction à 2 km du site
Lac Champlain Barrage Sultan, WA	Pied de barrage en terre	Aucune (barrage en terre)	Colonnes ballastées de 18m sur une surface de 52*15 en pied de barrage	3.7 de sable silteux sur 12 à 15m de sable silteux moy. dense, $V_s=202-228$ m/s, $N_{1,60cs}=5-12$ bpf, GWT 6m bgs	BPT réalisés mais données non disponibles ; densification effective	9 km S 0.155g NS PGA 19.4 cm/s NS AI	Pas de tassements du sol ni de signe de liquéfaction, pas d'augmentation de la turbidité	Fissures dans les maçonneries en brique dans les arrivées d'eau
Novelty Pont Duvall, WA	Culée de pont	Pieux métal dans l'enceinte palplanches	Colonnes ballastées de 4m, en dehors du mur de palplanches	2m de sable silteux sur 5.5m de sable silteux alluvial lâche à moy. dense sur une couche de sable moy. dense, $N_{1,60cs}=1-9$ bpf,	$N_{1,60cs}=8-23$ bpf	30 km S 0.155g NS PGA 19.4 cm/s NS AI	Pas de tassements du sol ni de signe de liquéfaction	Pas de tassements du sol ni de signe de liquéfaction
Pier 86 Grain Terminal Seattle, WA	Silo à grains	Radier superficiel	Vibroflottation à 8.5m, extension latérale non spécifiée	Sable lâche sur 8m50	Densité relative de 85% et capacité portante portée à 383 kPa	2 km E 0.114g NS PGA 31.7 cm/s NS AI	Pas de tassements du sol ni de signe de liquéfaction	Pas de tassements du sol ni de signe de liquéfaction
Site A Seattle, WA	Habitation à 2 étages en portique	Semelles isolées et filantes	Colonnes ballastées de 12m, à l'aplomb des fondation	1.5m de sable fin silteux lâche sur 24m d'alluvions dont 15m d'alluvions grossières moy. dense, $N_{1,60cs}=3-24$ bpf, GWT 2-3m bgs	CPT qc passe de 40 à 80 tsf.	1 km E 0.273g EW PGA 76.6 cm/s EW AI	Pas de tassements du sol ni de signe de liquéfaction ou de dommages structurels	Signe de liquéfaction sur les pistes et les champs adjacents, fissures dans un bâtiment voisin

# Retour d'expérience par technique

Méthode	Performance (Acceptable/ Non acceptable)	Augmentation moyenne de $N_{1,60}$
<i>Densification par vibration et compactage</i>		
Colonnes en sable compacté	26 / 5	11
Compactage dynamique	15 / 0	5
Vibrateur/Vibroflotation	11 / 6	13
Prechargement	5 / 0	5
Compactage par injection	1 / 1	n/a
<i>Dissipation de la surpression intersticielle</i>		
Drains de graviers	5 / 0	7
Drains de sable	5 / 0	9
Drains mèches ou papier	2 / 0	n/a
<i>Ancrages par inclusions</i>		
Deep soil mixing	4 / 1	n/a
Colonnes ballastées	7 / 1	8
Pieux en bois fonçés	1 / 0	n/a
Murs diaphragmes	0 / 1	n/a
<i>Renforcement par injection chimique ou par ciment</i>		
Jet grouting	5 / 0	n/a
Injection chimique	1 / 0	n/a

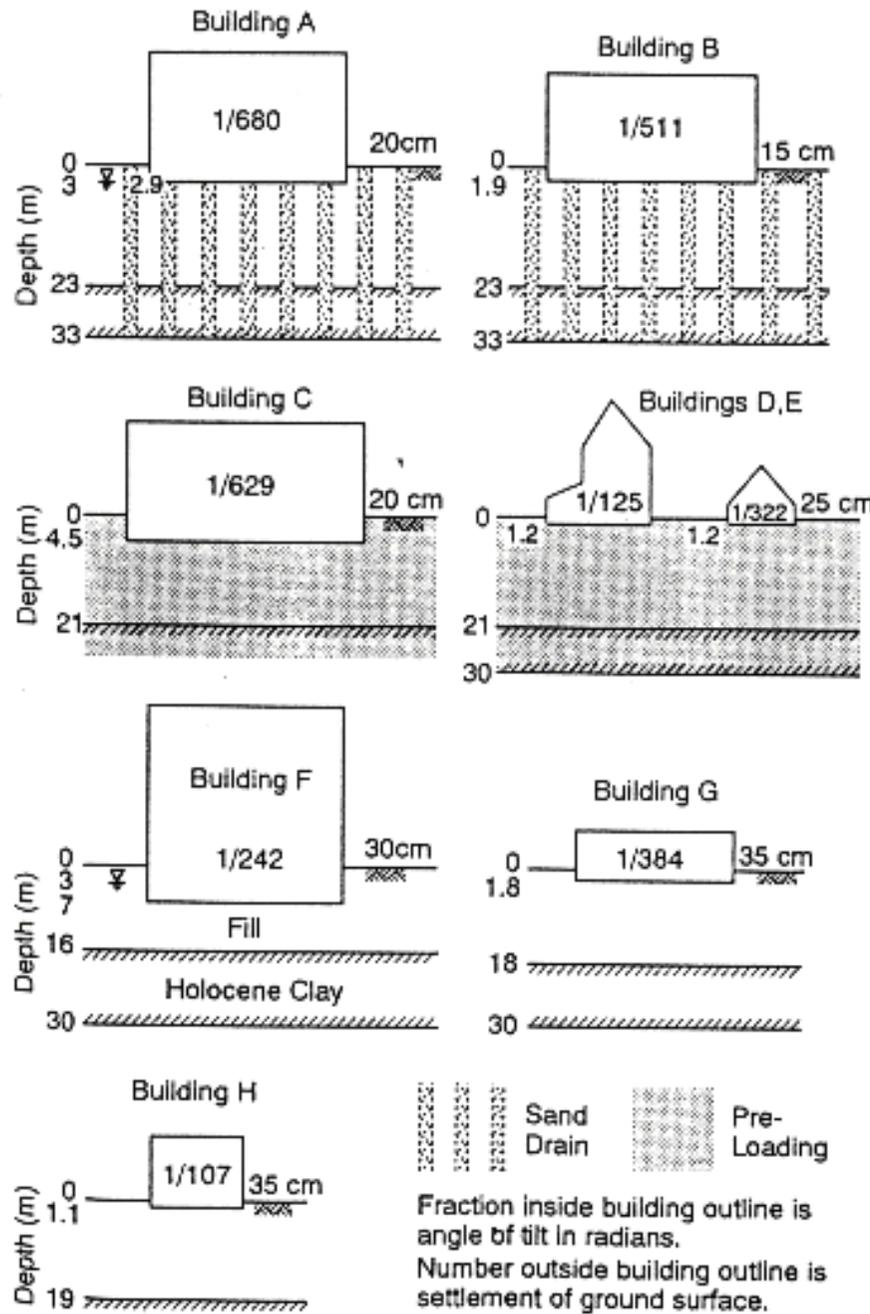
9/36

# LE CONTRÔLE DES TASSEMENTS ET DÉPLACEMENTS LATÉRAUX.



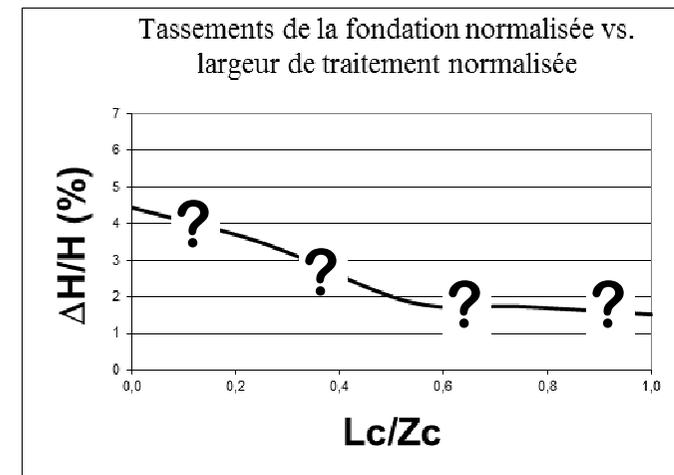
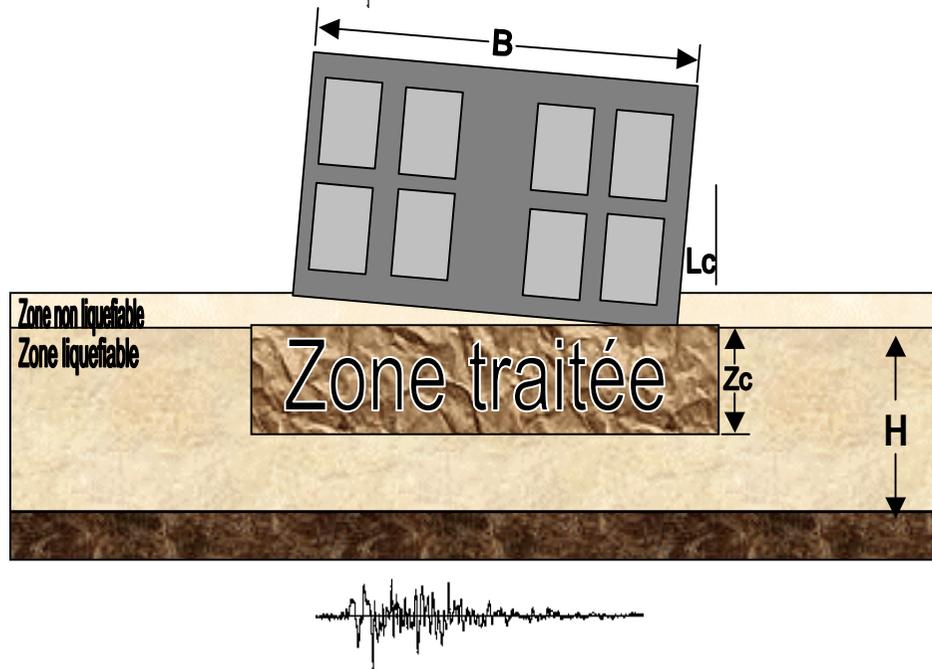
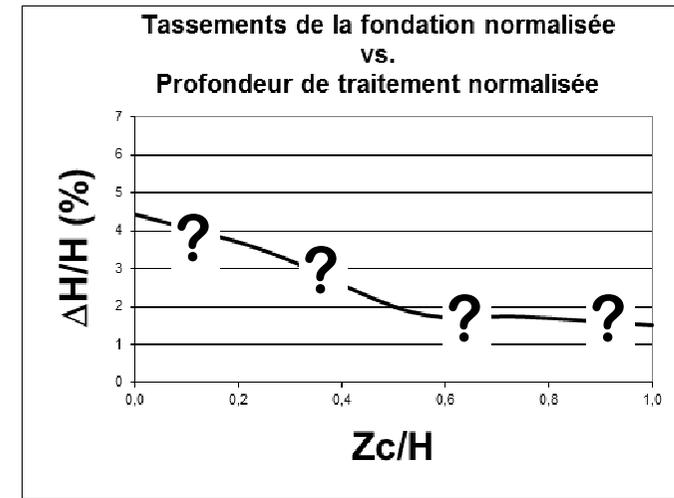
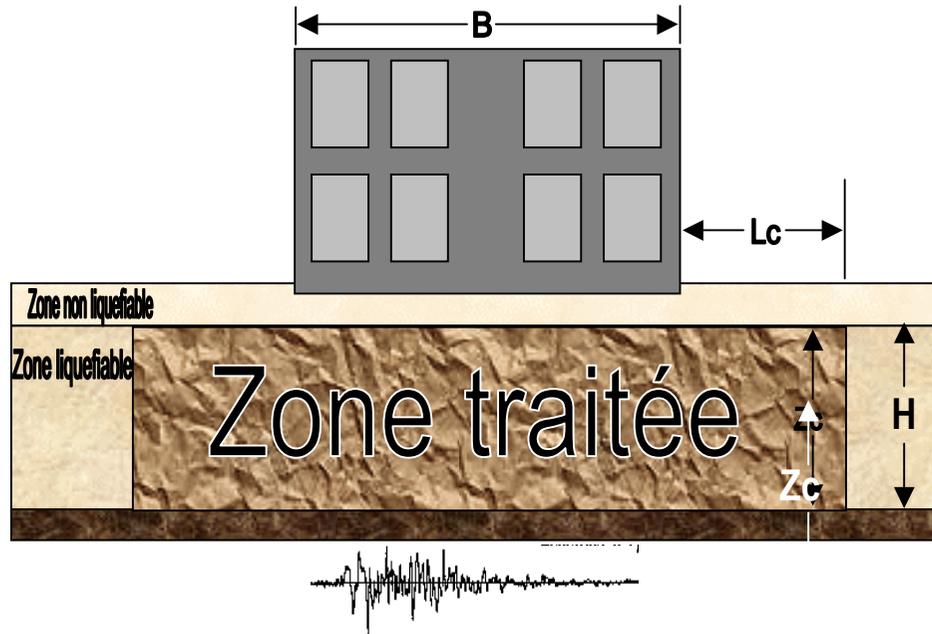
# LE CONTRÔLE DES TASSEMENTS ET DÉPLACEMENTS LATÉRAUX (2)

- Un sol traité présente moins de tassement et de déplacements latéraux qu'un sol non traité
- Un autre facteur important est mis en évidence : l'étendue en surface du traitement de sol autour de l'ouvrage. 3 sites pour lesquels la surface des traitements de sol était limitée au périmètre des structures ont tous subi des dommages.
- Les tassements peuvent être trois fois moins importants si les sols ont été équipés de drains sableux et dix fois (voire beaucoup plus !) moins importants lorsque les sols ont été préalablement compactés.



- Une autre étude comparative réalisée à Kobe a été effectuée entre des immeubles bâtis sur sols préchargés et équipés de drains sableux et des immeubles bâtis sur sols non traités

## SUR QUELLE PROFONDEUR ET SUR QUELLE LARGEUR ?



## Choix de la profondeur de traitement

- Aux U.S, il est courant de déterminer la profondeur avec le SPT, le CPT, ou des mesures de vitesse  $V_s$  dans les analyses simplifiées de liquéfaction (Seed and Idriss, 1971, Youd and Idriss, 1997, Cetin, 2000); parfois, pour estimer un tassement potentiel on a recours aux méthodes de Ishihara & Yoshimine (1992) or Tokimatsu & Seed (1987), ou bien directement une analyses de la réponse dynamique du site
- Au Japon, des procédures similaires, se réfèrent aux essais de laboratoire, le “Road and Bridge Code” spécifie un maximum de 20m de profondeur pour l'évaluation de l'aléa liquéfaction
- Retour d'expérience du terrain: 45% des cas bien documentés montre que ces paramètres ont été largement améliorés dans la zone liquéfiable. thickness

# Choix de l'extension latérale

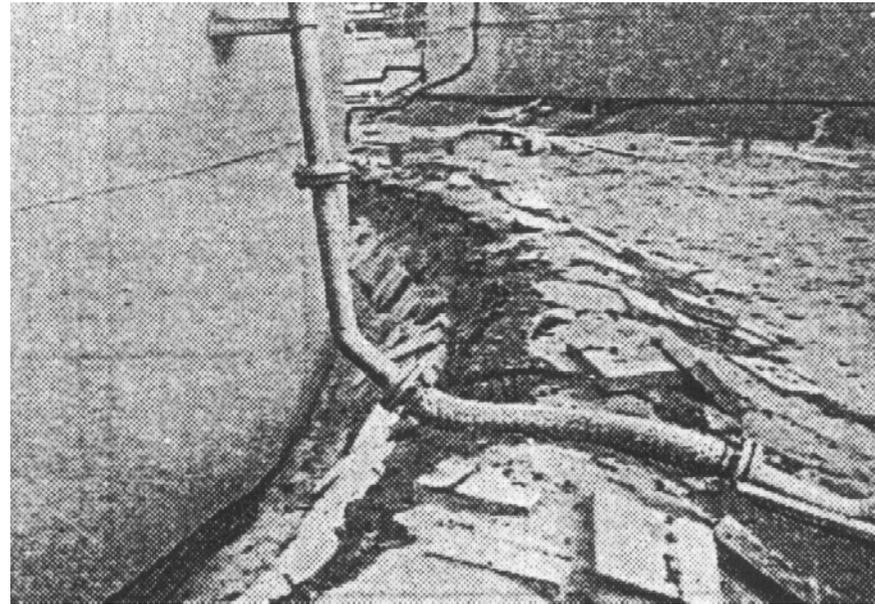
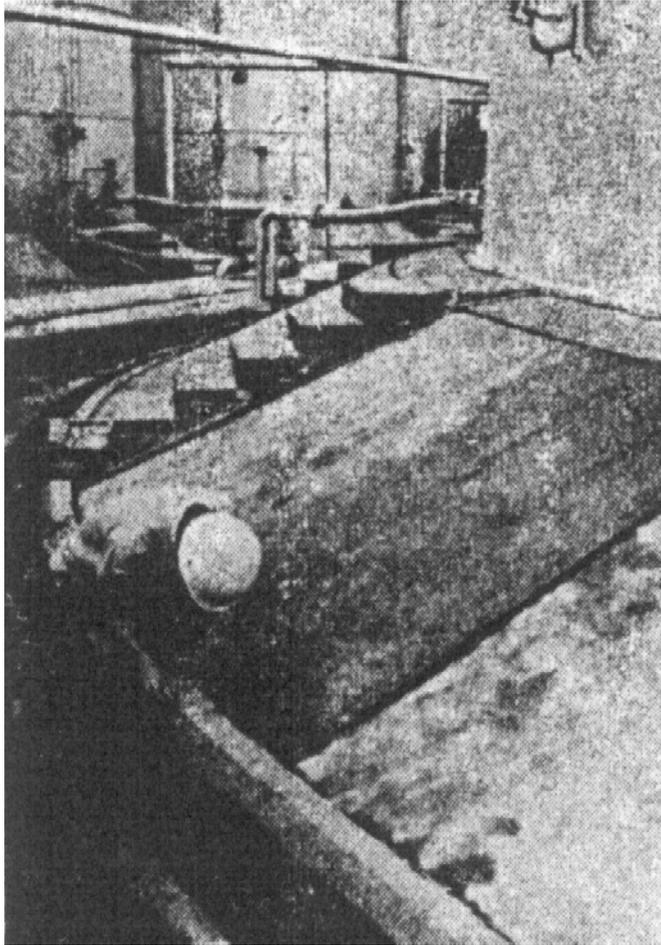
- L'extension latérale devrait être égale à la profondeur de la zone traitée (Mitchell, case histories)
- L'extension latérale devrait englober la zone qui influence directement la stabilité de la structure ou qui est affectée par des fuites (Iai, essais de laboratoire et modélisation numérique)
- L'extension latérale devrait être égale aux  $\frac{2}{3}$  de l'épaisseur de sol liquéfiable, et au moins égale à 5m et inférieure à 10m (Japanese Fire Code)
- Retour d'expérience sur le terrain: 20% (5 / 25) des cas bien documentés ont montré que l'extension latérale était égale à la profondeur de sol traitée.

# EFFETS DES AMELIORATIONS DE SOL PAR TECHNIQUE

## RENFORCEMENT DANS LA MASSE

- La recherche de la densification est importante pour les sables, et l'efficacité du traitement se mesure par l'augmentation globale des caractéristiques du sol amélioré,
- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction est augmenté, et les tassements calculés sont plus faibles que ceux du sol avant traitement
- Le drainage, associé à un préchargement, est assimilé à une amélioration du sol dans la masse.
- La mise en place de drains seuls (sans consolidation ni compactage) reste plus controversée. La pérennité d'un tel dispositif est à garantir vis-à-vis des risques de colmatage.

# Séisme de Niigata 1964



Non traité, 50 cm de tassement  
(Watanabe, 1966)

Traité par vibroflottation, 2-3cm de tassement (Fudo Corp., 1964)<sup>17/36</sup>

# Kobé vibrocompactage réservoir

436 *Remedial measures against soil liquefaction*

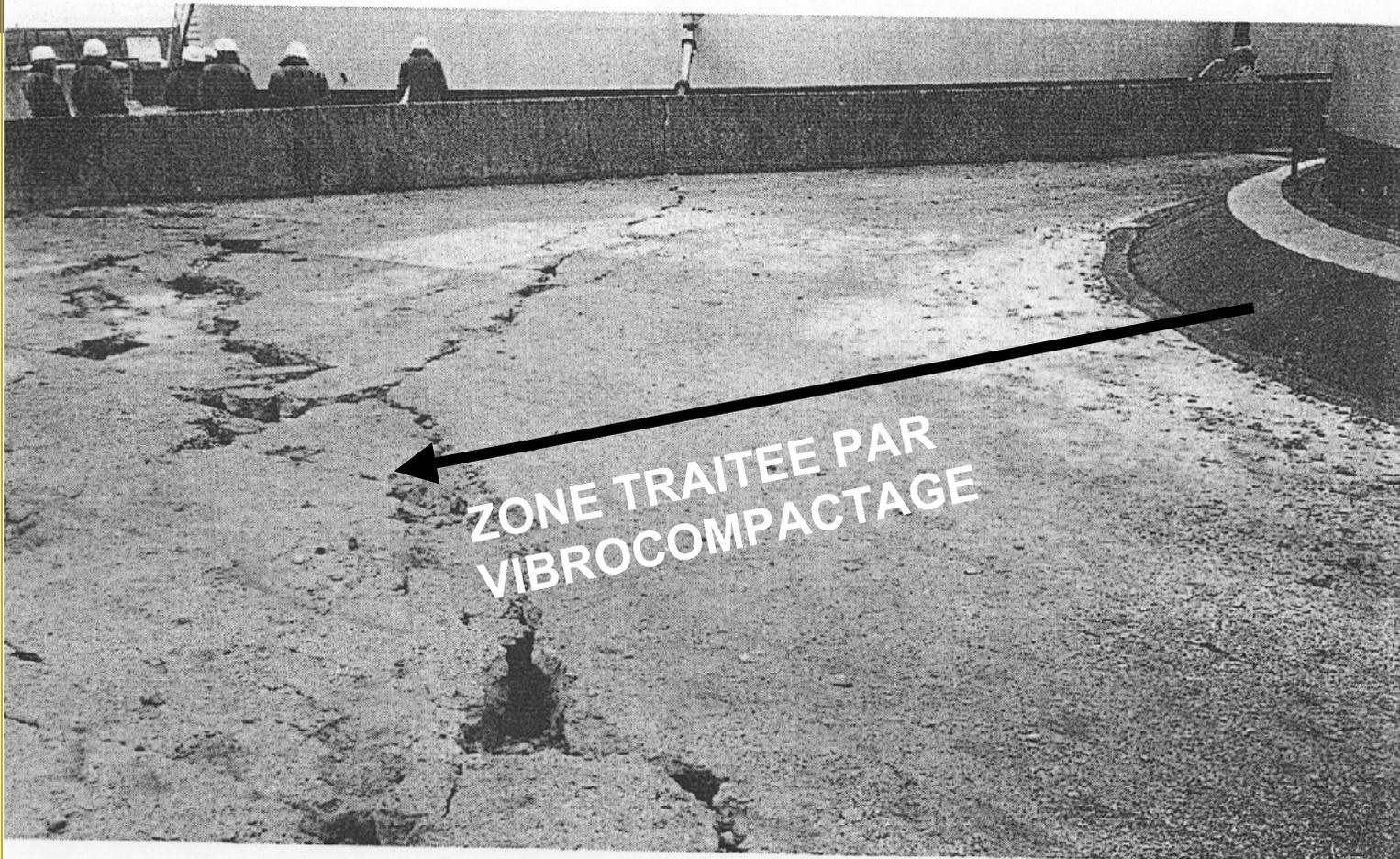


Photo A1.20 Fissures near tank foundation treated by vibro-flotation method at Suma-ku, Kobe (Tokyo Soil Research Co.).

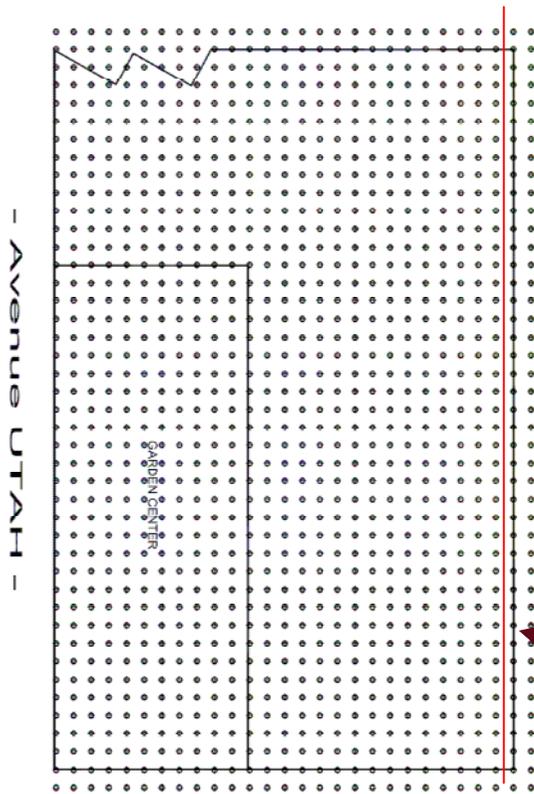
# EFFETS DES AMELIORATIONS DE SOL PAR TECHNIQUE.

## RENFORCEMENT DE SOL PAR INCLUSIONS SOUPLES

- L'efficacité des colonnes ballastées a été prouvée sur 2 sites sollicités par le séisme de Northridge en 1994 et sur 8 sites sollicités par le séisme de Nisqually en 2001 (accélérations variant de 0,135 à 0,273 g pour la plupart).
- Les fondations des bâtiments étaient de types fondations superficielles isolées ou filantes avec des traitements parfois uniquement concentrés sous les semelles ou effectués sur l'ensemble de l'ouvrage suivant une maille régulière ;
- Toutes les structures (bâtiments commerciaux industriels, silo, ouvrage d'art et une digue en terre) n'ont subi aucun dommage
- Pas de liquéfaction ou de fissures dans les zones traitées.

19/36





**HOME DEPOT**

**En dehors de la zone traitée: une fissure de 10 à 15 mm d'ouverture et de 19 m de long est apparue côté Avenue de Utah en limite de la zone traitée**



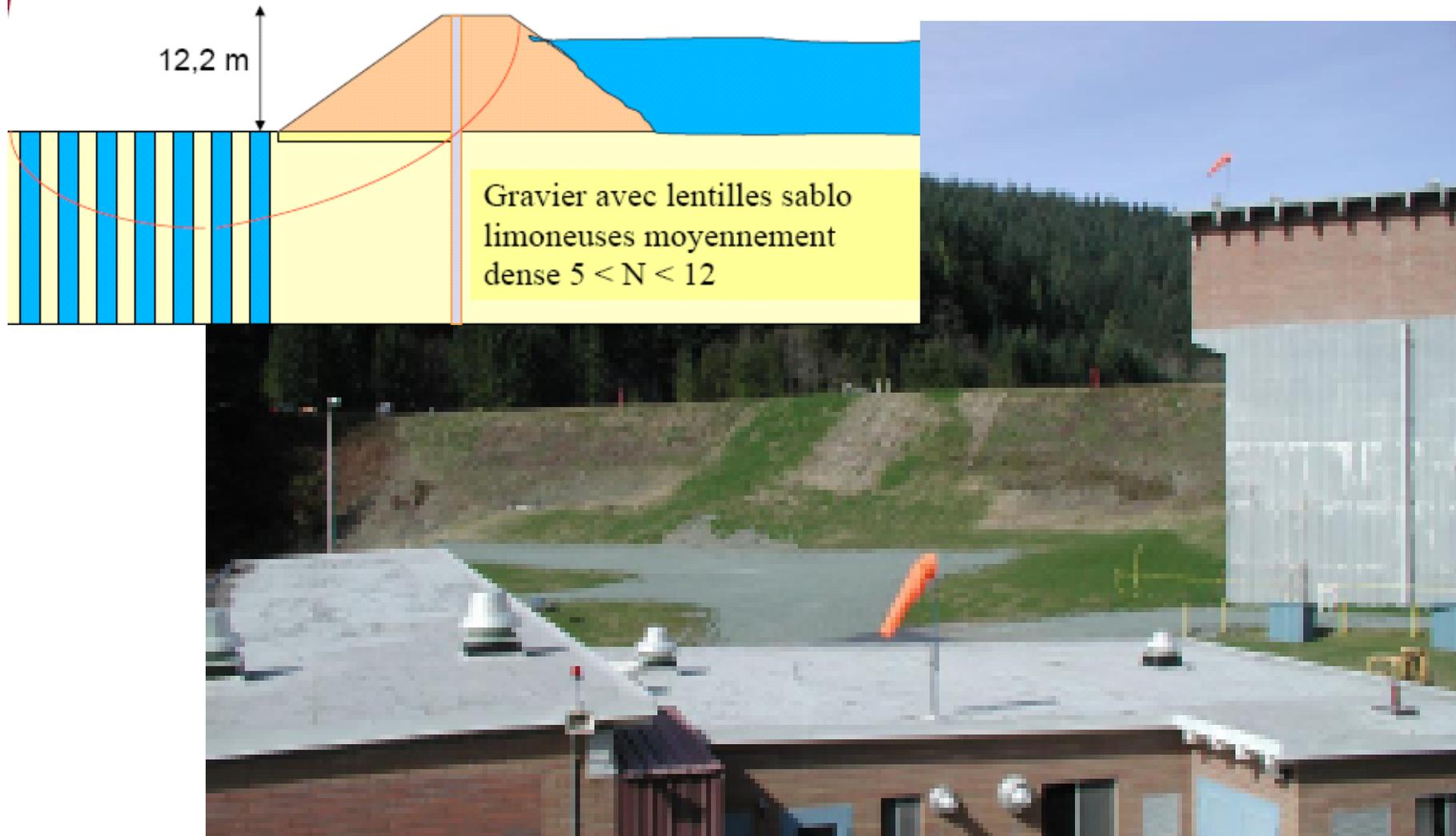
## **SITE HOME DEPOT A SEATTLE**

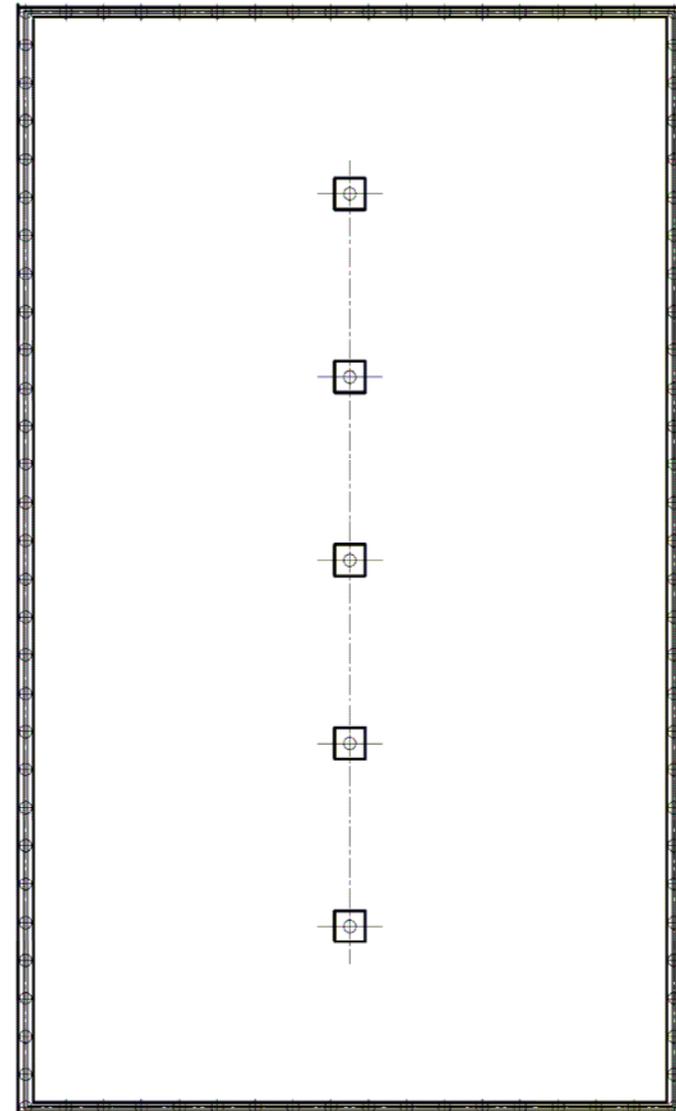
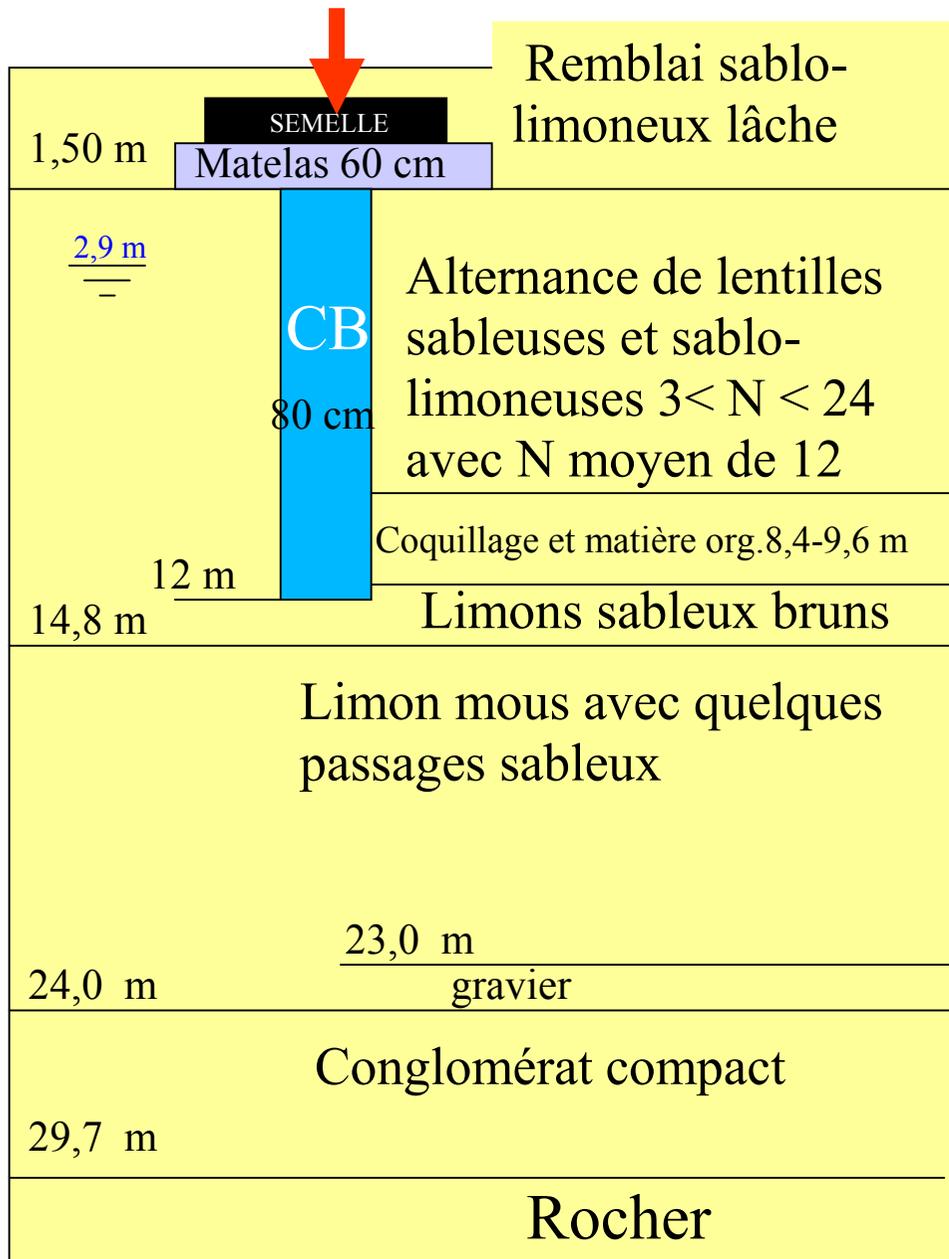


Journée du 14 novembre 2012: Procédés d'amélioration

# Site 7 : Digue en terre au sud du lac Chaplian

Renforcement par CB uniquement à gauche de la tour





ioration et de renforcement de sols sous actions sismiques

# Site 10 : Entrepôt de l'Aéroport de KING COUNTRY INTERNATIONAL



**Aéroport de KING COUNTRY INTERNATIONAL**  
**Projection de sable sur la piste centrale**

## CHAPITRE 2 : RETOURS D'EXPERIENCE

### Earthquake Performance of Liquefiable Sites Treated by Vibro- or Drain-Techniques (Boulanger et al. 1997)

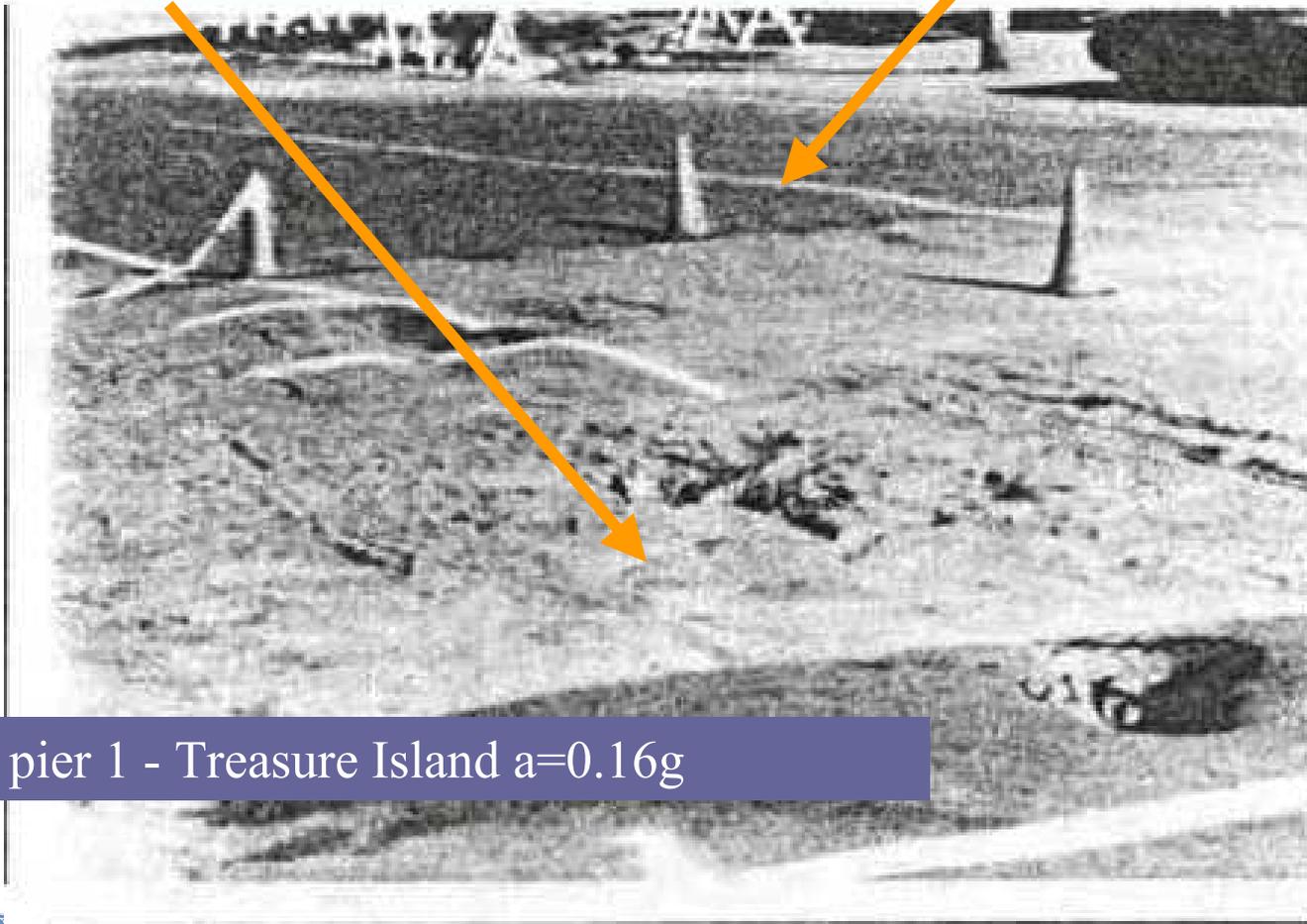
Table 1. Summary of Case Histories

No.	Site	Location	Method of treatment <sup>b</sup>	Earthquake event	Peak accel.	Damage
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
1	Nippon Oil Co.	Niigata	Vibroflotation	1964 Niigata	0.16 g	None; Minor
2	NTT building	Niigata	Vibroflotation	1964 Niigata	0.16 g	$S_{max} \approx 0.5$ m
3	Paper plant: (i) Group I (ii) Group II	Hachinohe	Vibroflotation	1968 Tokachioki	0.225 g	(i) None. (ii) $S_{max} \approx 0.4$ m
4	Group of oil tanks	Ishinomaki Port	Sand compaction piles	1978 Miyagiken-oki	0.18 g <sup>a</sup>	None
5	Med/Dental clinic	Treasure Island, CA	Vibroreplacement stone columns	1989 Loma Prieta	0.16 g	None
6	Building 450	Treasure Island, CA	Sand compaction piles	1989 Loma Prieta	0.16 g	None
7	Facilities 487-489	Treasure Island, CA	Vibrocompaction (vibroflotation)	1989 Loma Prieta	0.16 g	Minor cracking in floor of bldg. 487.
8	Approach to Pier 1	Treasure Island, CA	Vibroreplacement stone columns	1989 Loma Prieta	0.16 g	None
9	Wharves (6 locations)	Port of Kushiro	Gravel drains	1993 Kushiro-Oki	0.47 g	None, ranging to $S_{max} \approx 20-40$ mm
10	Jensen Filtration Plant	Northridge, CA	Sand drains	1994 Northridge	0.98 g	Cracks to 80 mm, offsets to 200 mm.
11	Warehouses (5 buildings)	Port Island, Kobe	Vibro-rod	1995 Hyogo-Ken Nanbu	0.34 g <sup>a</sup>	None, ranging to offsets of 100 mm.
12	Amusement park	Port Island, Kobe	Vibro-rod	1995 Hyogo-Ken Nanbu	0.34 g <sup>a</sup>	None; some cracks to 25 mm and ejecta along south side.
13	Small building	Port Island, Kobe	Vibro-rod	1995 Hyogo-Ken Nanbu	0.34 g <sup>a</sup>	$S_{diff} \approx 150$ mm beside building.
14	Rubble mound breakwater	Nishinomiya area	Sand compaction piles	1995 Hyogo-Ken Nanbu		$S_{max} \approx 1-2$ m



**Sans colonne ballastée**

**Avec colonnes ballastées**



Berthing pier 1 - Treasure Island  $a=0.16g$

# EFFETS DES AMELIORATIONS DE SOL PAR TECHNIQUE

## RENFORCEMENT DE SOL PAR INCLUSIONS RIGIDES

- 6 sites dans la baie d'Izmit renforcés par des colonnes de jet grouting situés entre 0 et 35 km de l'épicentre du séisme de Kocaeli (août 1999, Turquie) de magnitude 7,4
- Différentes techniques avaient été utilisées, telles que le jet-grouting, colonnes ballastées, remblais de prechargement avec des drains en carton, suivant les conditions de sol.
- Ces actions avaient pour but d'améliorer la capacité portante des fondations ainsi que de prévenir les phénomènes de liquéfaction.

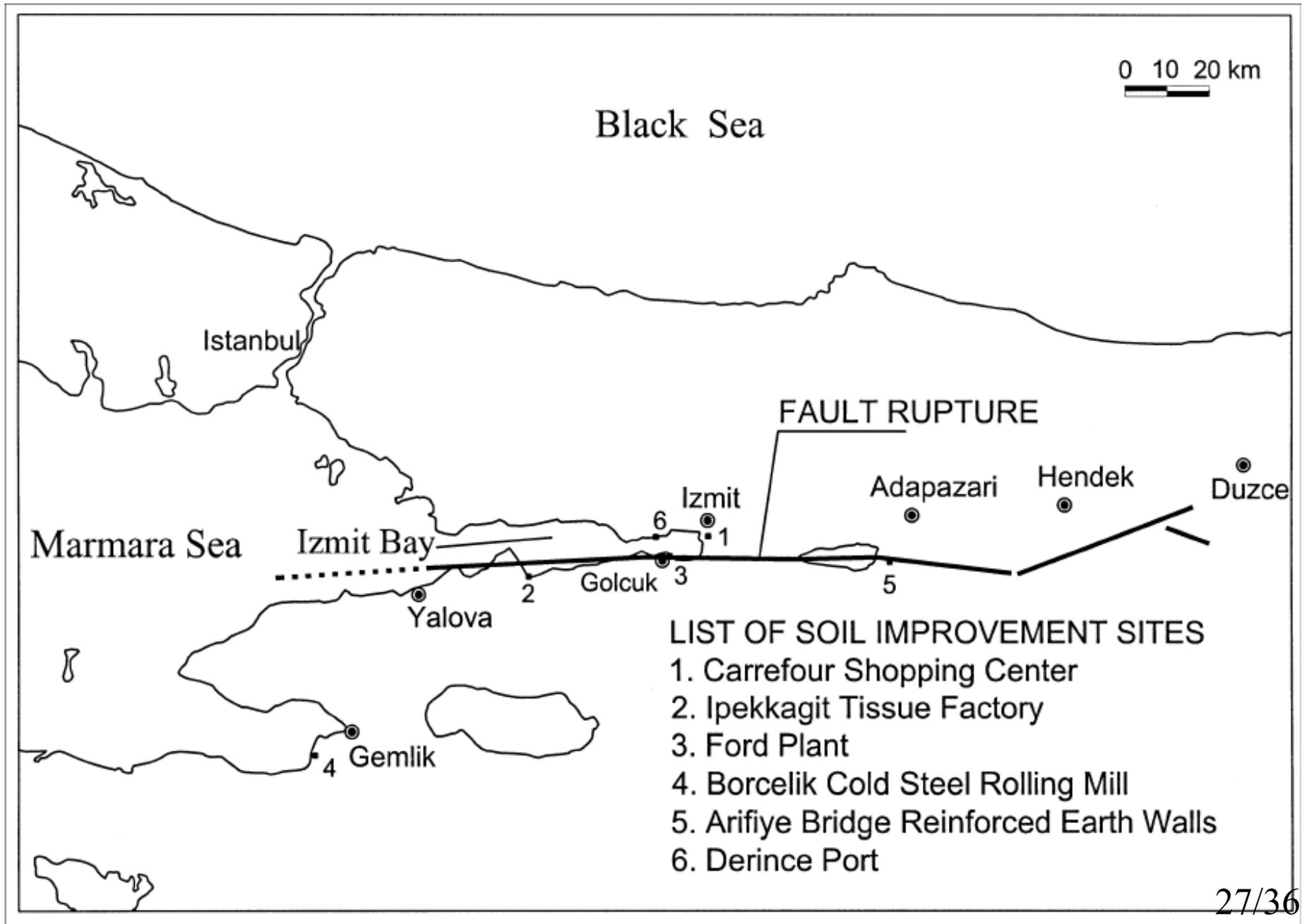


Figure 1. Affected area and soil improvement sites.

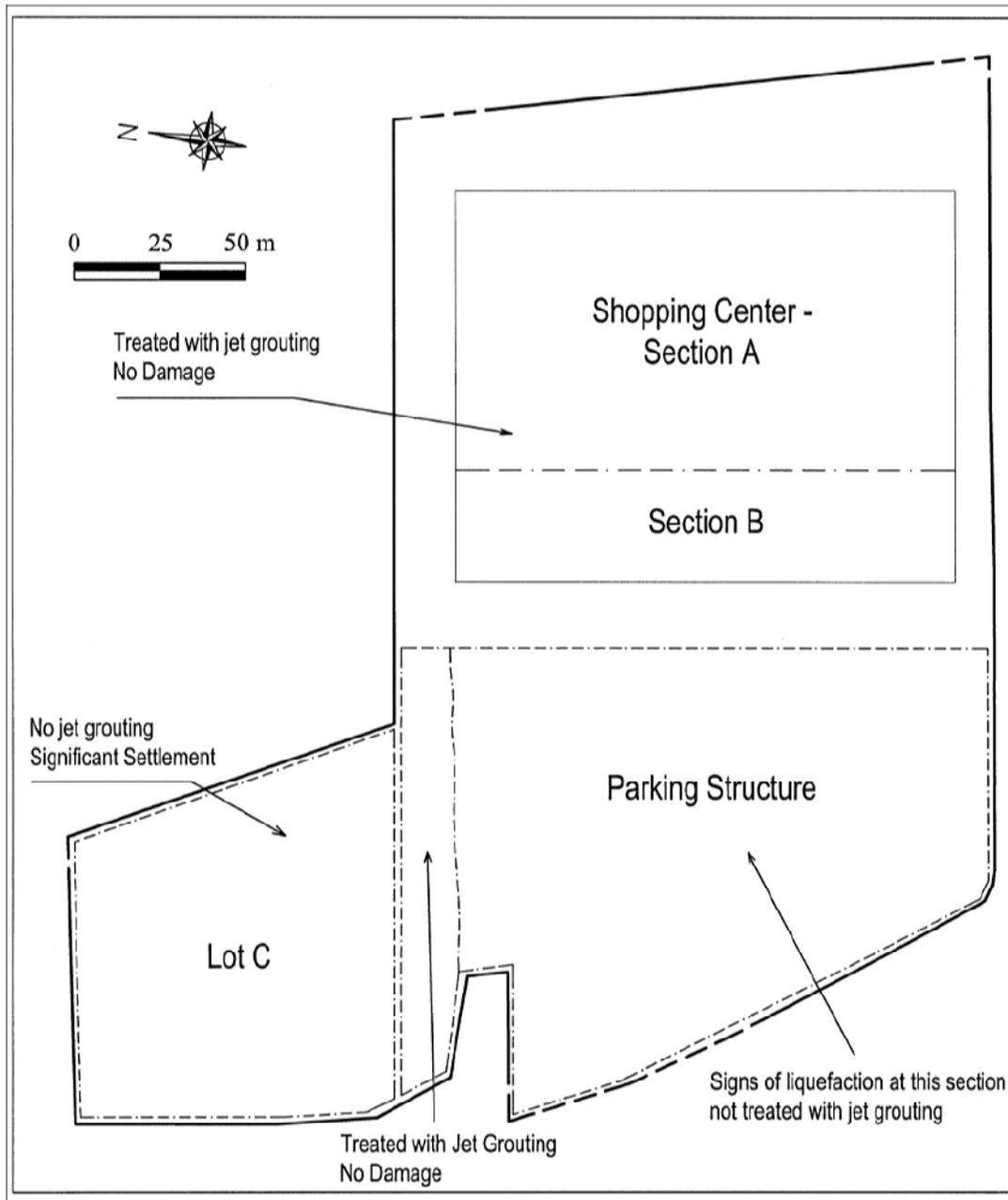


Figure 2. Carrefour Shopping Center – site plan

# Séisme de Kocaeli (suite)

- Après ce séisme qui a généré une accélération maximale de 0,24 g, les zones renforcées par jet grouting n'avaient subi aucun dommage alors que les zones avoisinantes non traitées avaient subi des désordres (tassements de l'ordre de 10 cm).
- L'étude réalisée après le séisme n'a pas déterminé si les colonnes de jet grouting avaient empêché la liquéfaction ou, si la liquéfaction s'étant produite, les colonnes de jet avait permis de reporter les charges sur les horizons porteurs sous-jacents, limitant ainsi les désordres.
- Les colonnes ballastées et de jet-grouting diminuent les déformations de cisaillement (et aussi le développement de la pression intersticielle) dans les sols. De plus, le jet grouting diminue les tassements de consolidation après séisme dans les sables.

29/36

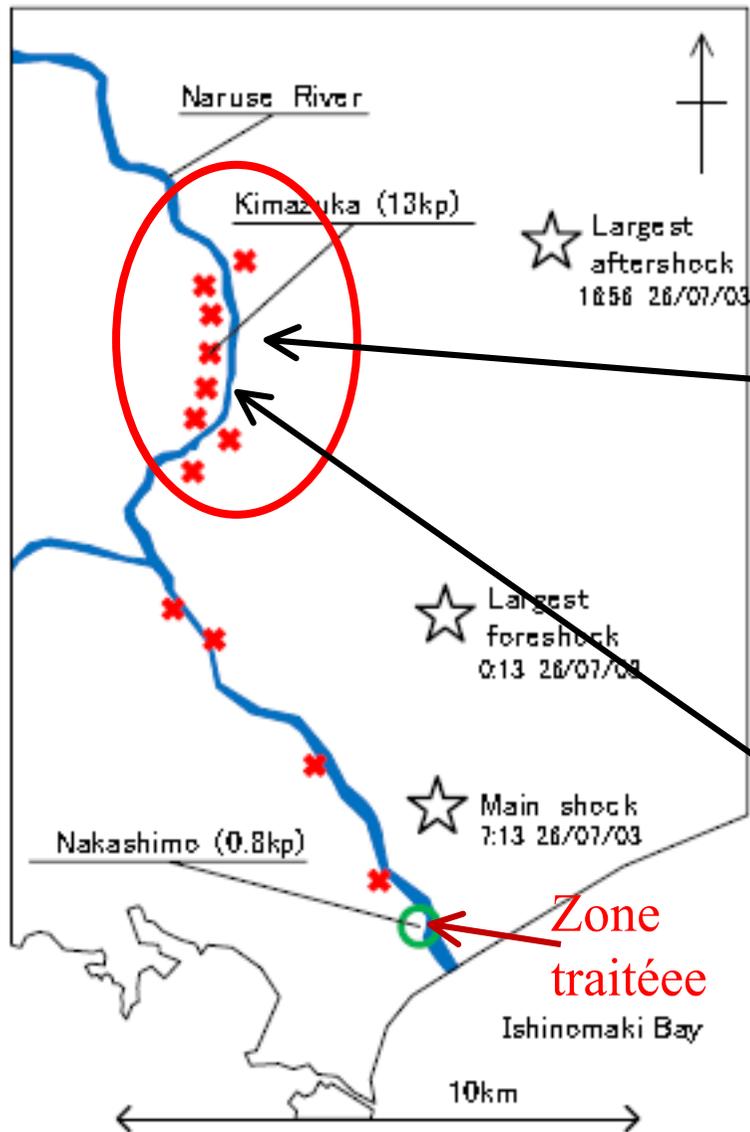


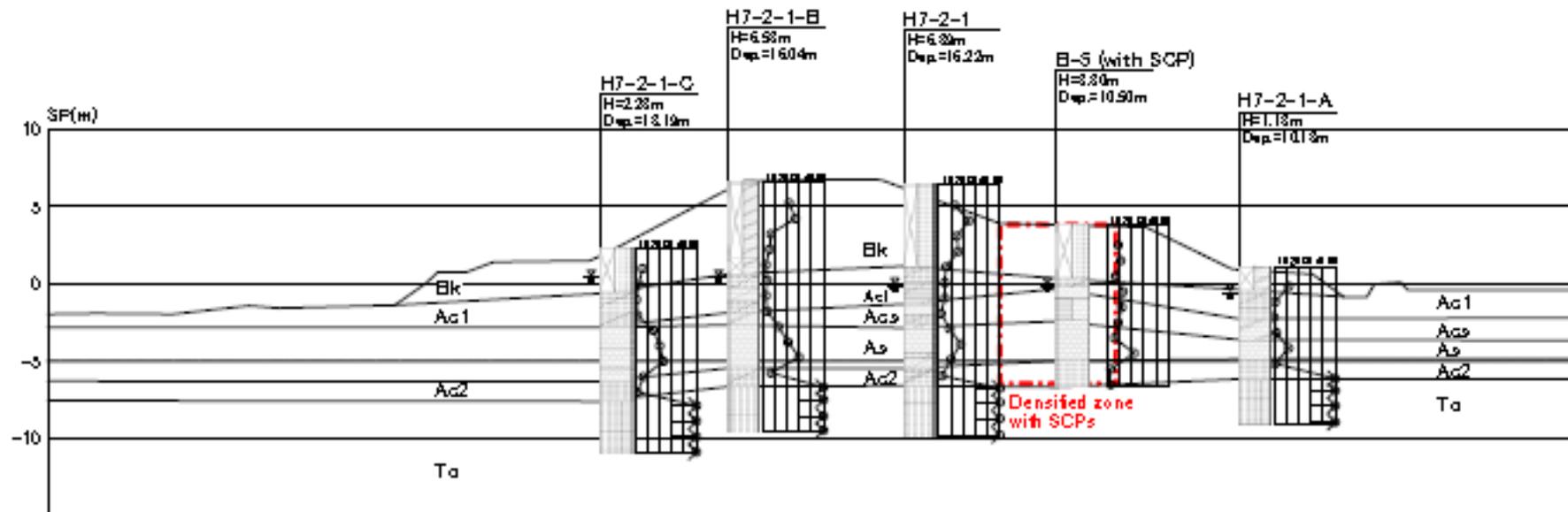
# Séisme de Miyagui (2003)

- Le 26 Juillet 2003, une série de secousses s'est produite au Nord de Miyagi Prefecture, dont le choc principal a atteint la magnitude de 6.2 at 7:13 a.m. La secousse principale a été précédée de précurseurs dont le plus fort avait une magnitude de 5.5 s'est produit environ 7 heures avant la secousse principale .
- La secousse principale a provoqué des dommages sévères aux digues bordant la rivière Naruse.
- Après le séisme de Kobe en 1995, le Ministère de l'Equipement (Ministry of Land, Infra-structure and Transport,) a installé des aires de liquéfaction et des aires de sismomètres à différents endroits. A Nakashimo, situé à l'embouchure de la rivère Naruse, un monitoring de laliquéfaction a été placée dans la digue dans les zones traitées ou non en 1997 et 1998. Cette partie de digue est restée à peu près intacte pendant le séisme.

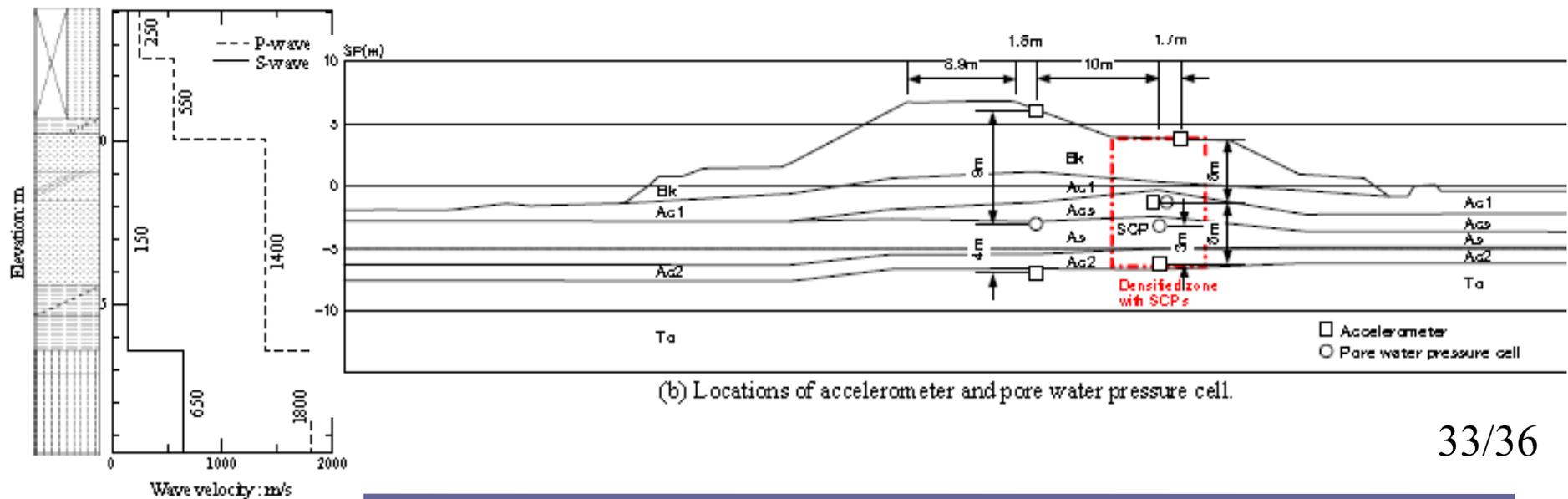
31/36





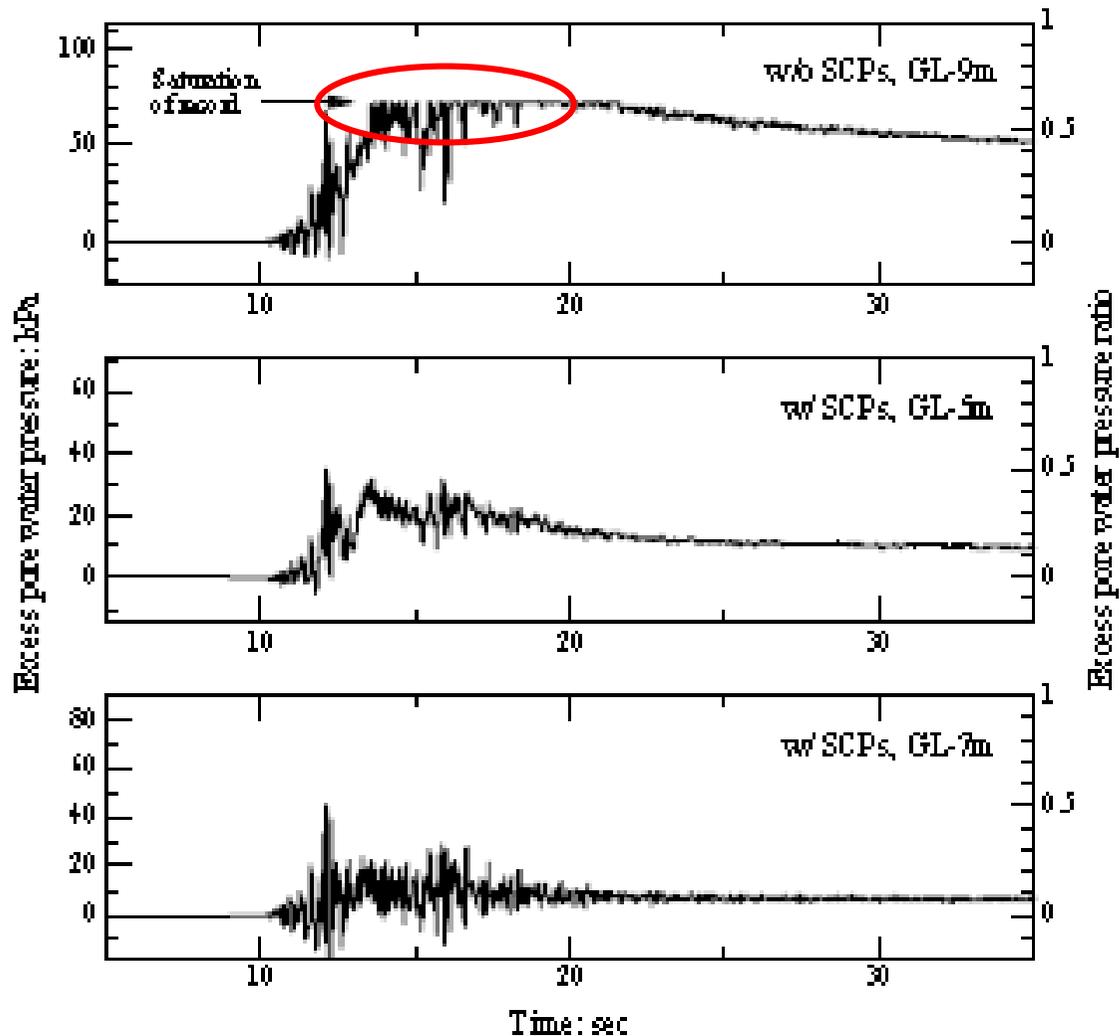


(a) Soil profiles with SPT-*N* value distribution. (Site investigation was made in 1995 except Borehole B-5.)

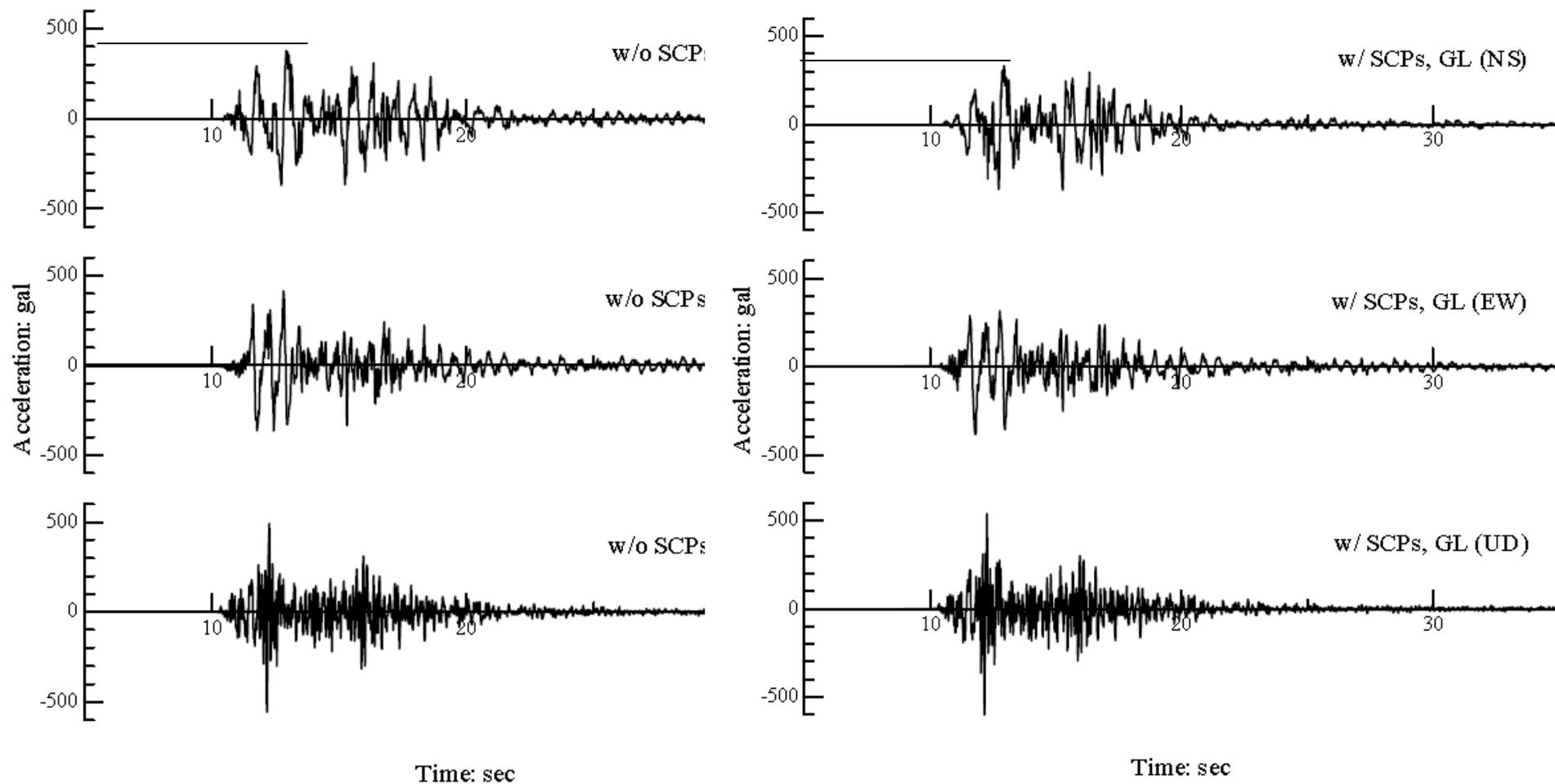


(b) Locations of accelerometer and pore water pressure cell.

# Comparaison des surpressions interstitielles dans les zones traitées ou pas



# Comparaison des accélérations dans les zones traitées ou pas



# Conclusions

- Le retour d'expérience montre que les sites ayant bénéficié d'un traitement d'amélioration de sols présentent moins de déformations que les zones non traitées.
- Quelques 10 % des cas recensés n'ont pas atteint le niveau de performance requis, principalement à cause d'une extension latérale significative ou le traitement n'était pas assez profond.
- La plupart des exemples manquent d'informations quantitatives suffisantes sur les bâtiments, tassements, déplacements verticaux ou sur la profondeur, l'extension latérale de la zone traitée.
- Le retour d'expérience ne doit pas se limiter à des observations qualitatives des phénomènes mais doit être accompagné de modélisations numériques voire de modélisations physiques (maquettes en centrifugeuse, maquette in situ) afin de valider des méthodes de calcul et de dimensionnement

36/36