Modelling the consolidation processes of clayey block waste tips

Antonio D. Milillo*, Beniamino D'Elia**, Franco Esu**

Summary

The paper deals with a clayey waste material resulting from mining excavations in the Santa Barbara o.c. clay (Central Italy). Owing to the effects of excavation, transportation and dumping, the material is made up of blocks and fragments of the original Santa Barbara clay in a clay matrix. The waste tips, up to 70 m high, cover areas of several km^2. The behaviour of the waste material was studied using piezometric measurements, settlement analyses and laboratory tests on samples taken at different depths. On the basis of these results, a numerical model of the consolidation process was developed that allowed to predict the real-scale behaviour of the waste material with good approximation.

1. Introduction

Waste tips, that is mounds formed by loose waste materials of various origin resulting from human activities, are special structures from a geotechnical viewpoint; their construction costs are often considerable and their environmental impact can be impressive for the extension of the areas involved, the problems arising from the isolation of pollutants and for the potential, future exploitation of such areas for civil, industrial or agricultural activities [Colleselli & Nosengo, 1975; Blight, 1977; Calabresi *et al.*, 1994].

According to their origin, the waste materials are described as urban wastes, mine wastes and industrial wastes. Mine wastes are made up of the overburden excavated to reach an ore body and products of mineral processing. Industrial wastes are the refuse deriving from industrial processes, including also the materials resulting from demolitions and excavations, carried out to build civil engineering structures.

Depending on whether the component material is a pollutant or a non-pollutant (Fig. 1), a further distinction can be made between

1) highly contaminating waste tips (urban wastes, some industrial wastes, nuclear wastes, etc.), for this kind of tips the problems linked to environmental protection and contaminant isolation are prevailing, and
2) non-contaminating waste tips (rocks, non-cohesive soils, cohesive soils and other similar materials) which can be reused sometimes to build earth works.

A major difference between non-contaminating tips and other fill structures, like earth dams and embankments, is that the waste material is dumped unselected, untreated and uncompacted; therefore, it has very high initial porosity and a saturation degree which is lower than unit.

Non-contaminating waste tips can be further divided into "hydraulic" and "block" tips. In "hydraulic" tips, the material is transported by water suspension and deposited in closed basins. In "block" tips, the original soil is broken up into various-sized

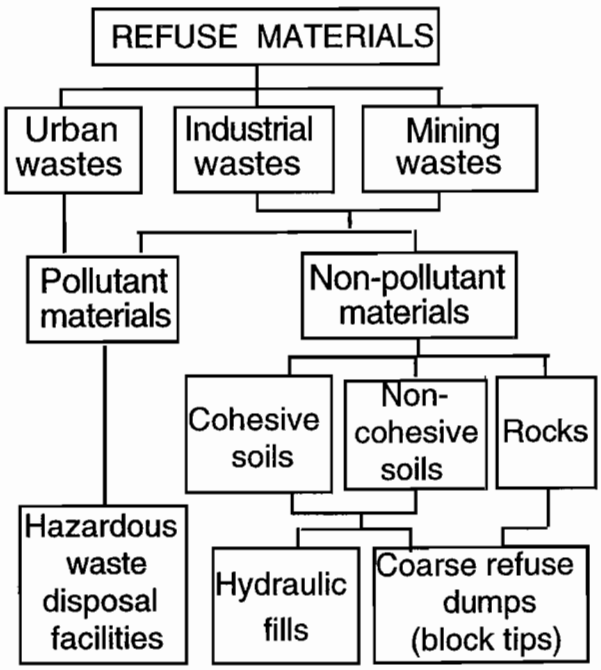

Fig. 1 – Classification of waste tips with respect to the characteristics of the component materials and the construction technique.

Fig. 1 – Classifica delle discariche rispetto alle caratteristiche dei materiali costituenti e alle modalità costruttive.

* Ph.D. in Geotechnical Engineering.
** Professor of Geotechnical Engineering, University of Rome "La Sapienza".

blocks by blasting or by mechanical action (excavators) and then transported by rail or dumpers, or carried away on conveyor belts, to the tip areas. In this phase no water is added to the material; therefore, its water content upon dumping is close to the original value, or even lower.

"Block" waste tips are typically made up of various-sized fragments of the original soils in a roughly homogenous matrix, which is softer than the fragments.

This structure resembles that of some natural "remoulded" soils, that is soils which have been subjected in situ to mainly mechanical destructuration [KAVVADAS, 1995], as for example earth- and mudflows and landslide debris.

The geotechnical features of "block" waste tips vary strongly with space and time. As a consequence of space variability, identified by non-uniform structural characteristics, the behaviour of the material is not univocally determined by global state parameters (porosity) and by the values of the acting effective stresses. As for time variability, the study of the tip behaviour has to take into account the effects of weathering processes, swelling, collapse and consolidation under its own weight which occur during and after dumping.

In Europe "block" mine wastes are found in Germany, Poland and in other Eastern European countries; the tips built in the lignitiferous deposits in Rhineland and Silesia are particularly important for their extension.

In Italy there are several large "block" tip areas where the materials resulting from open-pit and underground mining excavations are dumped. Mention has to be made of Pietrafitta [CALABRESI *et al.*, 1994; RAMPELLO *et al.*, 1996], Monte Montanara [COLLESELLI & NOSENGO, 1975] and Balangero [BARLA *et al.*, 1986] mines and of the Santa Barbara mining area in the Upper Valdarno (Central Italy). This paper deals with the Santa Barbara waste tips made up with the soils excavated during the exploitation of the lignitiferous deposits.

In the management of mine wastes, stability problems are often emphasised due to their potential danger, while the study of the tip long-term behaviour is overlooked.

The tip stability is a key factor in some particular cases, for example waste tips made up of liquefaction-prone materials, slope dumping areas and those built in extremely critical regions. However, a more general problem is the possibility to return the flat and economically attractive areas formed by no-longer-in-use dumping areas to civil and industrial activities. In this respect, the study of the waste compressibility is very important together with the need to determine and overcome any risk of environmental pollution. The material compressibility is actually expected to be very high, since no construction measures are taken to ensure maximum compaction, and can be a binding factor in the choice of the kind of utilisation dumping areas are intended for.

Literature is abundant about "hydraulic" waste tips: numerous case reports, a wide choice of technological solutions and some studies concerning investigations on sedimentation and consolidation processes [WAHLER & SCHLICK, 1976; PANE & SCHIFFMAN, 1981; WILLIAMS, 1992; YOU & ZNIDARCIC, 1994] have been published. On the contrary, "block" waste materials have been given little attention [KUNTSCHE, 1992; RAMPELLO *et al.*, 1996]. Therefore, with reference to this kind of tips, the investigations concerning the Santa Barbara mine area represent a considerable amount of the available data. Based on those studies, this paper is intended to clarify the phenomena, similar to consolidation processes, occurring in "block" waste tips in the long run and also to better define the compressibility properties of the dumped materials.

2. The Santa Barbara mine waste tips

In the Santa Barbara open-pit mine two brown coal seams located in the Upper Valdarno lacustrine deposits bordering the Chianti hills to the west and the Pratomagno mountain chains to the east (Fig. 2) were exploited.

The open-pit excavation produced over 300×10^6 cubic metres of overburden which was

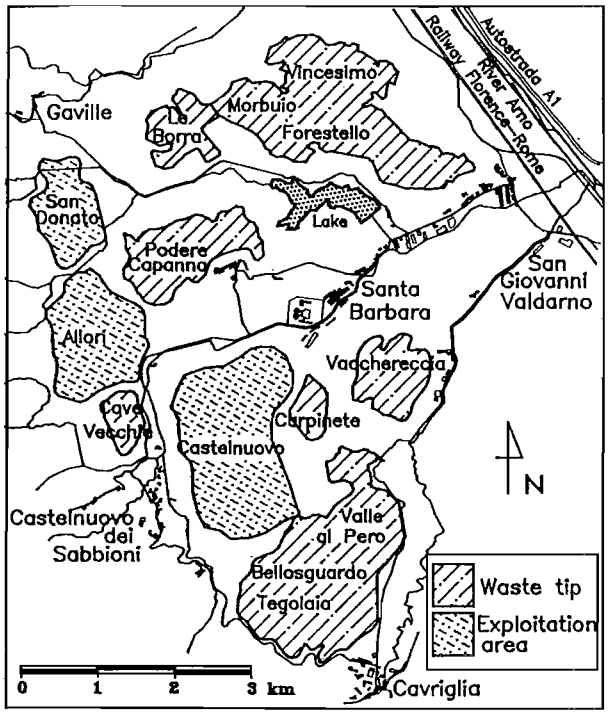

Fig. 2 – The Santa Barbara mining area.
Fig. 2 – Planimetria del comprensorio minerario Santa Barbara.

Table I – Physical properties of the Santa Barbara clay.

exploitation area	w_n *(%)*	γ *(kN/m³)*	γ_s *(kN/m³)*	*%< 2 μm*	*%>60 μm*	w_L	I_P	I_C	A
Castelnuovo	45	17,3	26,2	35		84	40		1,32
	29-51	15.7-19.0	24.6-27.0	*22-69*	0-10	72-96	*30-51*	0.75-1.05	0.75-1.35
Allori-S.Donato	42	17,6	26,6	28		66	24		0,8
	21-46	16.0-20.0	*25.5-27.4*	*10-48*	0-20	32-67	13-31	0.75-1.05	0.70-0.90

Table II – Strength and deformability of the Santa Barbara clay.

exploitation area	c' *(MPa)*	φ'	φ'_r	c_u *(MPa)*	C_C	C_S	c_v *($10^{-7}m^2/s$)*
Castelnuovo	0,1	22°	11°	1,1			
	0,05-0,15	16°-26°	11°-15.5°	0.8-1.4			
Allori-S.Donato	0,1	23°	11°	>1	0,79	0,145	2
	0.05-0.20	16°-29°	10°-13°		*0.64-1.16*	*0.06-0.16*	20-0.9

dumped within and outside the exploitation area. The waste tips located away from the mine cover a total surface of 9 km² (Fig. 2) with heaps reaching 60-70 m in height [ESU & D'ELIA,- 1971; ESU *et al.*, 1978; D'ELIA *et al.*, 1979 e 1983; FEDERICO, 1990; D'ELIA *et al.*, 1994].

The overburden of the brown coal seams is formed by the upper clayey complex of the Meleto Clay ("Santa Barbara Clay" [BERTUCCIOLI *et al.*, 1992]). It is actually a Pliocenic lacustrine deposit made up of greyish-blue, layered, strongly overconsolidated (OCR up to 15; [BERTUCCIOLI, 1995]) silts with clays. The layers vary between 0.1 and 1 m in thickness. The whole deposit is over 150 m thick. The clay in the Castelnuovo and Allori-S.Donato exploitation areas has slightly different geotechnical properties (Tables I and II).

The Santa Barbara mine waste tips are made up of the materials excavated in the first exploitation area (Castelnuovo). The materials removed from the other excavation area (Allori-S.Donato) were used predominantly as a fill material for the Castelnuovo pit and no specific studies were performed on them.

The overburden was removed by wheel or bucket-chain excavators and the excavated material was carried away on conveyor belts with velocity of 5 m/s. Along the way the material was subjected to repeated mechanical actions – mixing and shaking in the transportation phase on the conveyor belts, transfer from one belt to the other and dumping by belt trippers up to 20 m high (Fig. 3).

Having been subjected to repeated mechanical actions, the waste material is formed by blocks and fragments of the original Santa Barbara clay ranging in size up to a maximum of some decimetres and by a fine-grained fraction (Fig. 4). Excavation, transportation and dumping procedures were rather quick, with reference to the hydraulic conductivity of the material, and actually they did not bring about any significant variation of the water content in the clay fragments.

After dumping the surface layer of the waste material had the structure of a coarse-grained debris with high porosity, given the presence of large voids among the clay blocks. The geotechnical features of such a layer could not be determined because of the quick and continuous increase in the tip height and of the fact that the above structure only characterised the layers closer to the surface and for a limited time span after dumping.

Under the effect of the subsequent layers being dumped, the largest voids tended to close as a result of compaction and breaking up of the clay fragments under the weight of the overlaying waste layers.

When the first waste tips were built, stability of the heaps was a minor factor, since the wastes were located within the mine area or in areas where there were no urban settlements or infrastructures. Therefore, the tip configuration was determined on the basis of empirical criteria and it was accepted that landslides might occur.

The analysis of the heap showed that:

- with two waste layers up to about 30 m thick, stability of the embankments was ensured with a mean slope angle $\beta \leq 25°$;
- with tips up to 30-45 m in height, instability phenomena occurred with a slope angle $\beta \geq 8°$;
- with tips of about 60 m in height, stability required a slope angle $\beta = 3° - 4°$.

Investigations showed that the admissible slope angles were rather low because of the high excess pore pressures generated within the tip body under the weight of the subsequent materials being dumped on top of it [ESU *et al.*, 1978].

As excavation activities went on, the dumping areas had to be chosen outside the mine areas, and

Fig. 3 – The Santa Barbara waste tip under construction.
Fig. 3 – Discarica in fase di costruzione.

because of the presence of major transport systems nearby safety conditions had to be ensured both during construction and in the long term. However, the low (3°-4°) slope angles that would ensure stability of the in-situ tips could not be adopted because of the great volume of waste material to be dumped.

The shape of the valleys where the tips would be located (Forestello and Vincesimo) suggested that the tip stability could be achieved by constructing a retaining structure downhill of the waste material which was dumped helter-skelter. The retaining structure is made of the waste material arranged in layers about 10 m thick. The clay waste layers are interleaved with drainage layers to allow quick dissipation of the excess pore pressure [ESU *et al.*, 1978].

The retaining structures were built in subsequent stages so that the excess pore pressures could drop to values compatible with stability. The time interval between the construction of one layer and the next was calculated on the basis of the one-dimensional consolidation theory, and the consolidation of the retaining structures was monitored by measuring pore pressures throughout the construction phase. In any case, the overlying layer was not constructed before 50% of the excess pore pressure generated by the construction of the underlying layer had dissipated.

Since the waste material has a low hydraulic conductivity, pore pressure measurements were carried out by means of quick-response pneumatic piezometric cells. Because of the sharp and irregular decrease in thickness of the waste layers, the connec-

Fig. 4 – The macrostructure of the waste material.
Fig. 4 – Macro-struttura del materiale di discarica.

Table III – Ranges of variation of the geotechnical properties of the samples taken from the Forestello waste tip with drains after 15 years from construction.

γ_s (kN/m³)	γ (kN/m³)	w_n (%)	e_0	S_R	%>60 μm	%<2 μm	w_L	I_P	A	R_p (MPa)
25.4÷26.7	16.4÷18.5	31÷50	0.86÷1.51	0.97÷1	17÷35	22÷49	41÷80	18÷39	0.57÷1.05	0.08÷0.45

ting lines between the cells and the measuring devices were subjected to considerable strains; hence, some cells installed during construction went out of order after a few months.

3. Laboratory tests on the waste material

At the laboratory sample scale, fragments of the original Santa Barbara clay in a soft, homogenous matrix are identifiable in the waste material (Fig. 5).

All the geotechnical properties are more or less similar to those observed in the past in other tips within the Santa Barbara mining area [ESU & D'ELIA, 1971; ESU *et al.*, 1978; D'ELIA *et al.*, 1979]. The properties are rather scattered because of the initial heterogeneity of the material (Table III). As the time after dumping and the depth from which the samples are taken increase, however, the scatter of the data diminishes since the waste material tends to homogenise (the properties of the fragments and the matrix become similar). This tendency is most evident in the specimens taken at a depth of over 30 m.

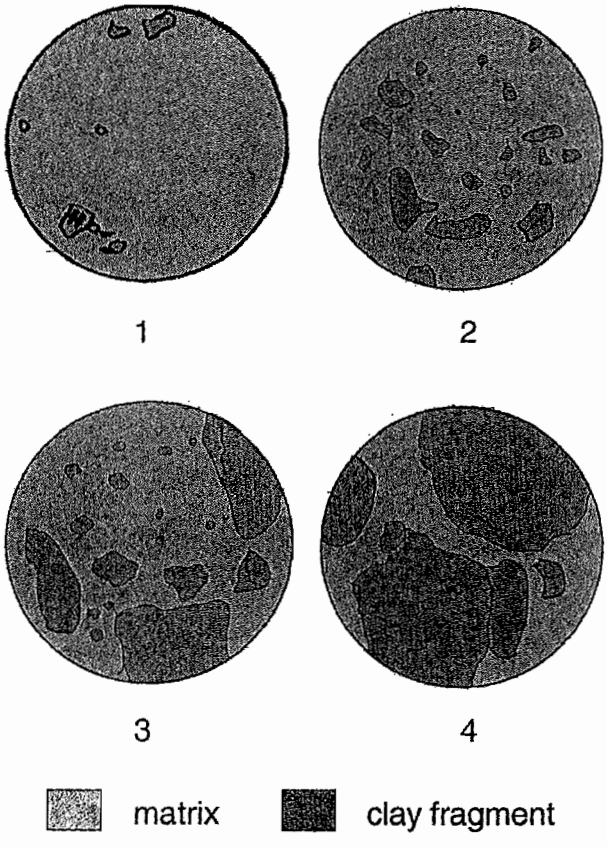

Fig. 5 – Division of the waste material into structural kinds: 1) scattered tiny fragments; 2) fragment dimension less than 2 cm; 3) fragment dimension up to 5 cm; 4) fragment dimension up to 10 cm with little matrix.
Fig. 5 – Tipi strutturali del materiale di discarica: 1) rari frammenti minuti; 2) frammenti di dimensioni minori di 2 cm; 3) frammenti di dimensioni fino a 5 cm; 4) frammenti di dimensioni anche maggiori di 10 cm in scarsa matrice.

Of course, the index properties of the waste material are almost equal to those of the original clay; the small differences can be explained by the fact that sands, brown coal fragments and other materials were mixed to the clay.

The measurements taken in the tip with drains indicated that, 15 years after construction, the depth from which the samples were taken has a certain influence on the values of some geotechnical properties: for example, the water content and the void ratio decrease as depth increases (Fig. 7). Even mechanical properties vary with depth.

The inclination of the oedometric curves in the e–log σ'_v plane varies very gradually; hence, the determination of the yield stress is uncertain (Fig. 7).

Nonetheless, the values of the yield stress σ'_Y obtained with conventional methods indicate a certain dependence on depth and also on the content of clay fragments greater than 5 mm. Fig. 8 shows that the σ'_Y/σ'_v ratio approaches to unit as depth increases. This ratio is >1 in the more superficial samples in which the structure has a major influence, that is in those samples in which the fragments and the matrix do not have uniform characteristics yet and most of them are visible to the unaided eye.

In the normalised log σ'_v–I_v plane [BURLAND, 1990] the oedometric curves for the waste material fall between the ICL and the SCL for normally consolidated natural soils (Fig. 9). In the figure the limit oedometric curves for the Santa Barbara clay have been drawn as a term of reference.

Consolidation curves show that the effects of secondary consolidation are significant only if the vertical effective stress values are greater than 1 MPa (Fig. 10). From oedometric tests a relation between consolidation coefficient and effective stress can be inferred although the data are scattered (Fig. 11).

Variable-load and flow-pump permeability tests showed that the material hydraulic conductivity is strictly related to the void ratio (Fig. 12).

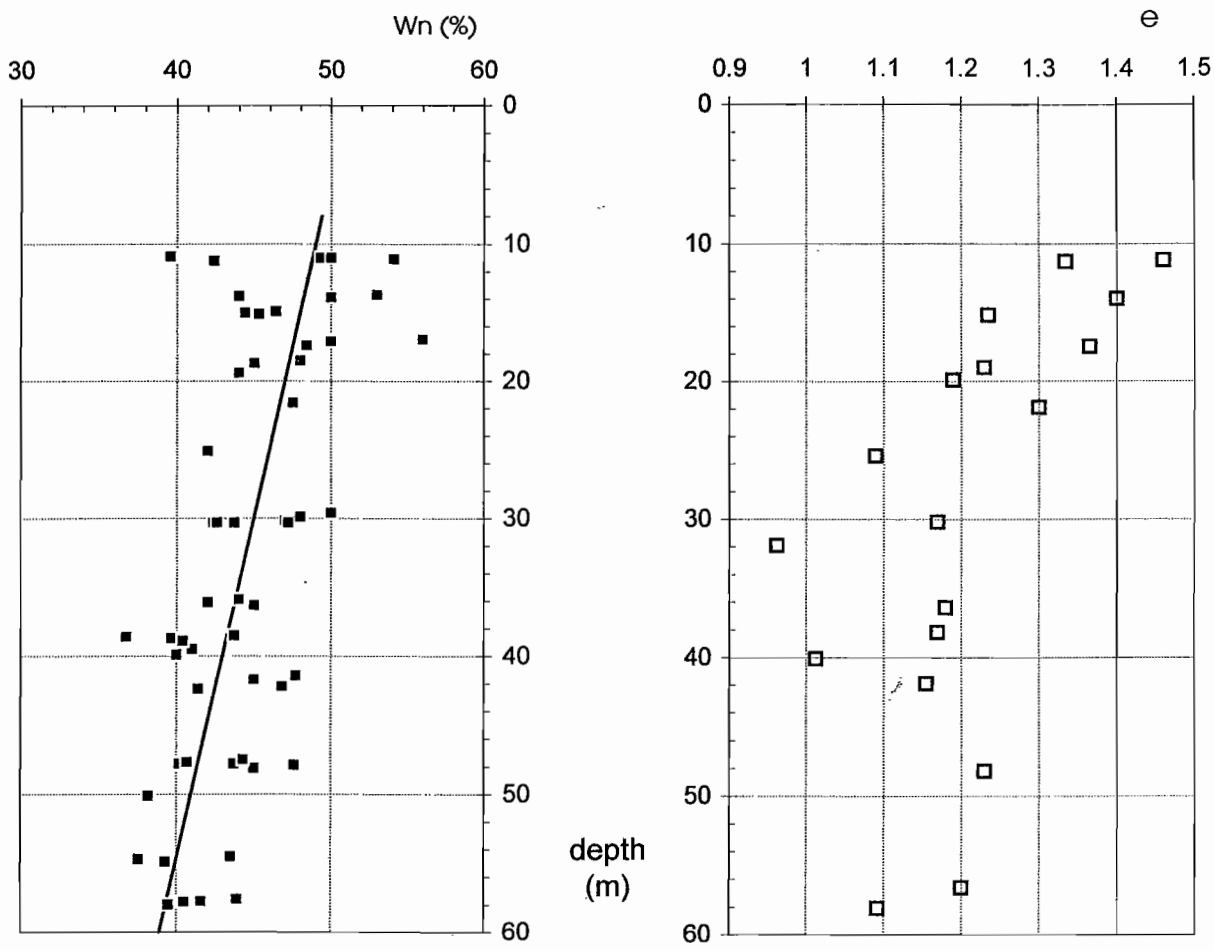

Fig. 6 – Water content and void ratio of the waste material as a function of depth after 15 years from construction.
Fig. 6 – Contenuto d'acqua e indice dei vuoti del materiale di discarica 15 anni dopo il termine della costruzione in funzione della profondità.

4. Waste tip behaviour

4.1 Consolidation processes

Compaction and consolidation processes in the waste tips entail large volume variations and changes in the structure and physical properties of the waste material. When studying the above processes account has to be taken of the following:

- large air-filled voids remain in the surface layer upon dumping; hence, the material undergoes a compaction stage at constant water content as a result of the application of the first loading [ESU & D'ELIA, 1971];
- the compaction stage at constant water content is very quick and then consolidation of the dumped material proceeds under almost full saturation conditions [D'ELIA *et al.*, 1979];
- during consolidation, the waste material is subjected to large variations of the effective stresses and of the void ratio [FEDERICO, 1990];
- consolidation is influenced by the tip construction, which is a long lasting process with alternating dumping phases and waiting time intervals [D'ELIA *et al.*, 1994].

The study of a tip behaviour requires that the values of measurement readings be interpreted on

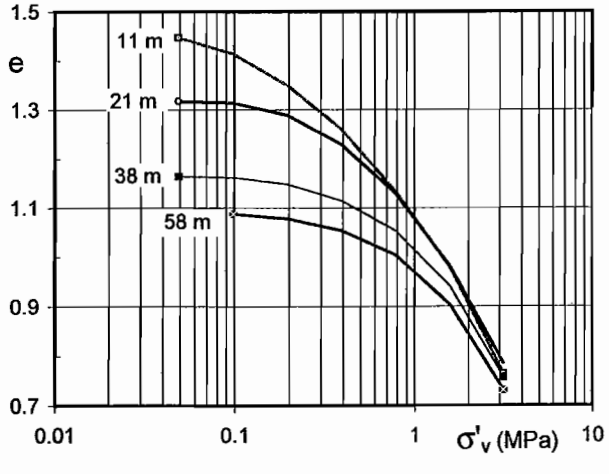

Fig. 7 – The effect of depth on the oedometric curves.
Fig. 7 – Influenza della profondità di prelievo sulla forma delle curve edometriche.

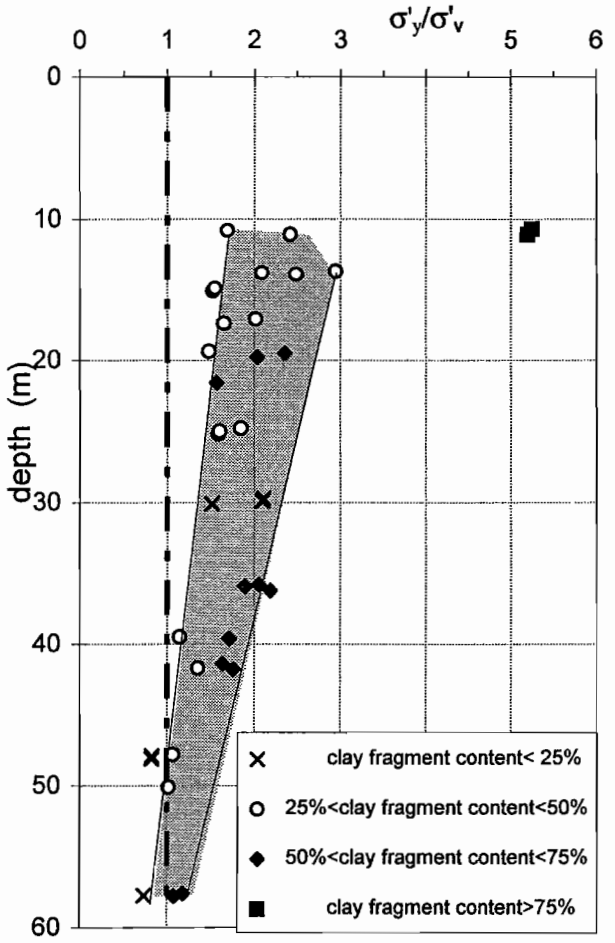

Fig. 8 – The relation between the yield stress and the effective stress as a function of depth.
Fig. 8 – Rapporto tra tensione di snervamento e tensione litostatica efficace in funzione della profondità.

the basis of adequate theories, and that the factors under consideration be representative of the consolidation process: i.e., the void ratio distribution with depth at different times, the pore pressure variations with time, and the vertical displacements.

In the waste tips under study, the construction method prevented the installation of stationary devices to measure vertical displacements. Hence, the tip settlements and the decrease in thickness of the individual layers were obtained by:

- topographic survey of the tip surface elevations;
- aerial survey of the tip surface (scale of 1:2,000) at different times (1969, 1979, 1983, 1989);
- measurements of the depth of the drainage layers carried out in the boreholes driven to take undisturbed samples and to install piezometric cells.

The settlement data are scattered over wide intervals and, apart from topographic surveys, have poor resolution. The surface measurements are influenced by the non-uniformity of the soil deformations due to the material heterogeneity and to the time variations of the ground level as a result of surface run-off, plowing and levelling. The borehole measurements are not so accurate because of the surfaces of the plain drains being irregular as a result of the construction techniques used.

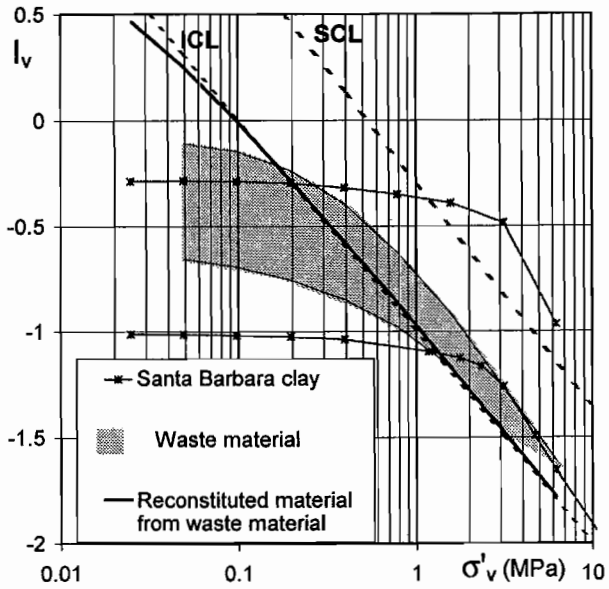

Fig. 9 – The results of the oedometric tests drawn in the normalised plane $\log\sigma'_v$–I_v .
Fig. 9 – Rappresentazione dei risultati delle prove edometriche nel piano normalizzato $\log\sigma'_v$–I_v.

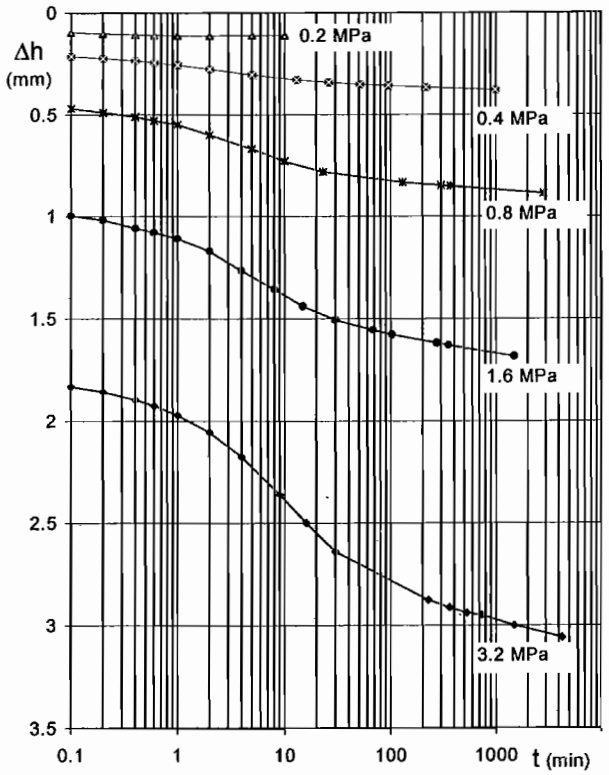

Fig. 10 – Settlement-time curves obtained from oedometric tests.
Fig. 10 – Curve abbassamento-tempo da prova edometrica.

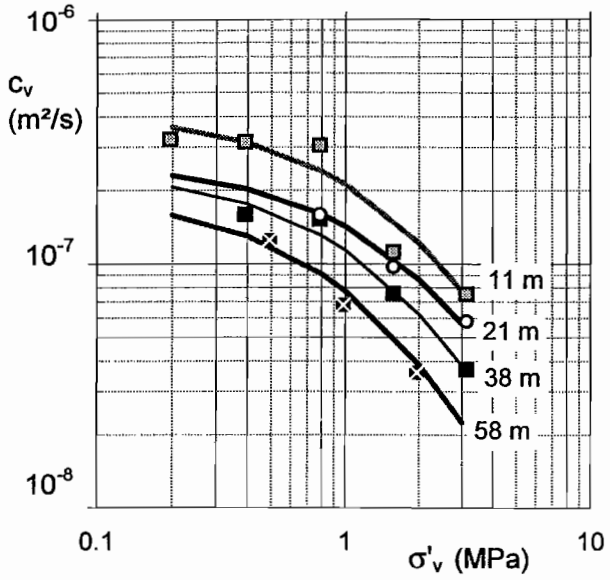

Fig. 11 – Consolidation coefficient as a function of the effective stress for different depths.
Fig. 11 – Coefficiente di consolidazione in funzione della tensione efficace per diverse profondità.

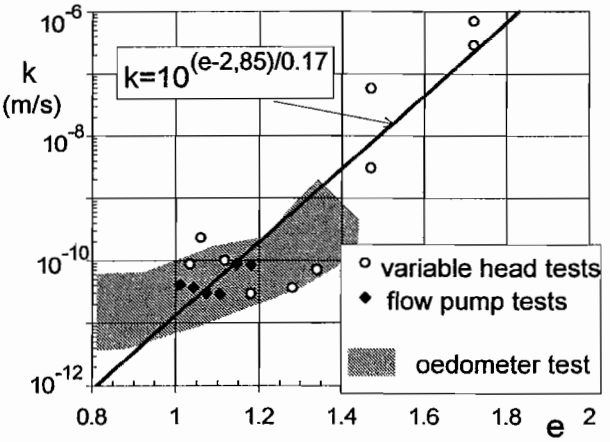

Fig. 12 – Hydraulic conductivity as a function of void ratio.
Fig. 12 – Conducibilità idraulica in funzione dell'indice dei vuoti (nell'area campita sono compresi i valori di k ricavati mediante prove edometriche).

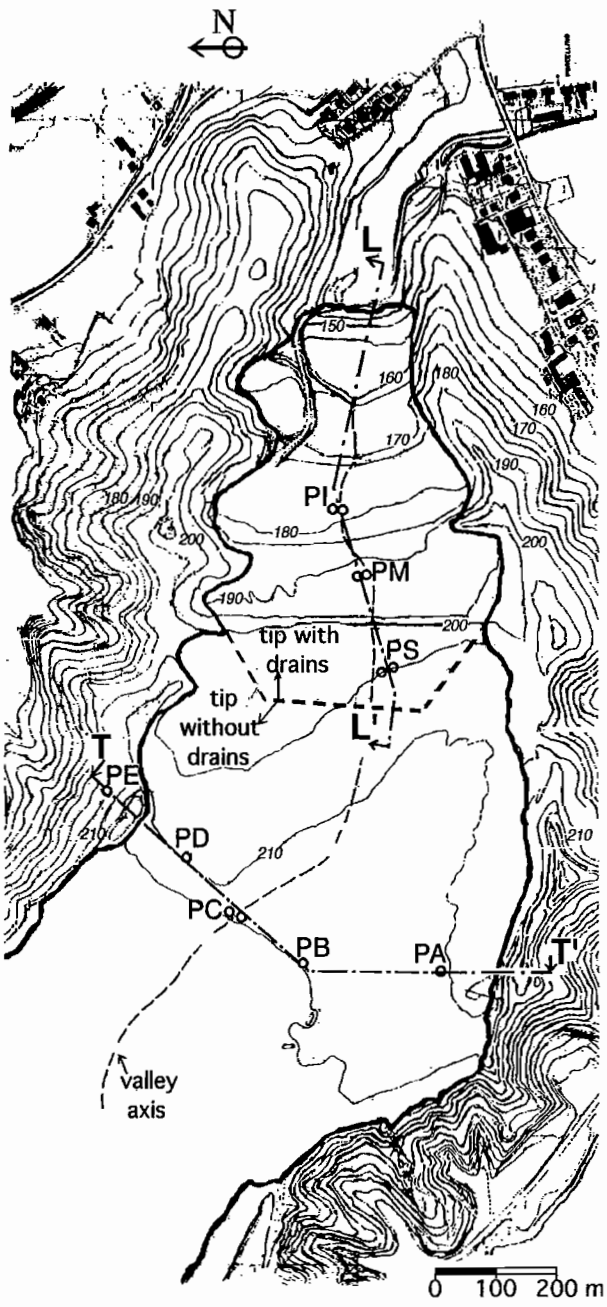

Fig. 13 – The Forestello waste tip.
Fig. 13 – Planimetria della discarica Forestello.

In spite of the above restrictions, however, the surveys give deformation data which are useful to model the waste tip behaviour.

4.2. The Forestello waste tip

The waste tip has a total volume of about 52 million m^3 and covers an area of over 100 ha.

The valley is about 2.6 km long and 600-700 m wide at the top; it was excavated in the layered silty clays and sands overlying the Santa Barbara clay (Figline clays).

The retaining structure – 62 m high and about 740 m long – is made of six layers with the following design thicknesses (from the bottom to the top layer): 9, 9, 10, 10, 12 and 12 m (Figs. 13 and 14).

Uphill from the retaining structure the material was dumped helter-skelter in layers having an initial design thickness varying from 6 to 15 m.

In the Forestello dumping site, a total of 68 electro-pneumatic piezometric cells were installed in the time period from 1972 to 1995: 48 cells in the retaining structure, 11 cells in the tip without drains and the remaining 9 in the bearing soil. In Figs. 15, 16a and 16b the location of the cells is plotted with

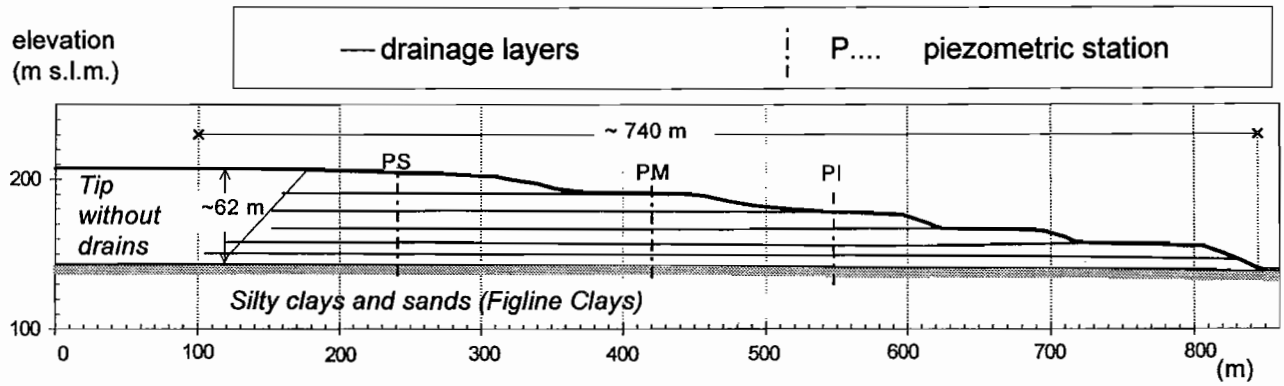

Fig. 14 – Forestello waste tip: longitudinal section of the retaining structure.
Fig. 14 – Discarica Forestello: sezione longitudinale della struttura di contenimento .

reference to the installation year 1972, 1978 and 1993-95, respectively.

The operating time of the cells installed in the retaining structure ranged from a few months to some years.

Figs. 17a and 17b show the pore pressure distribution with time measured in the cells that are regarded as being representative of the tip behaviour at station PS.

The decrease in the thickness of the individual layers with time was obtained by measuring the depths of the drainage layers in the tip with drains at different times (Fig. 18).

It should be pointed out that the final deformations of layers IV and I were almost the same; however, it has to be borne in mind that the settlement measured in layer IV is due mainly to the volume decrease of layers IV, III, II and I under the load of layers V and VI, whereas the layer I settlement is caused by the volume decrease of layer I only as a result of the weight of the overlying layers.

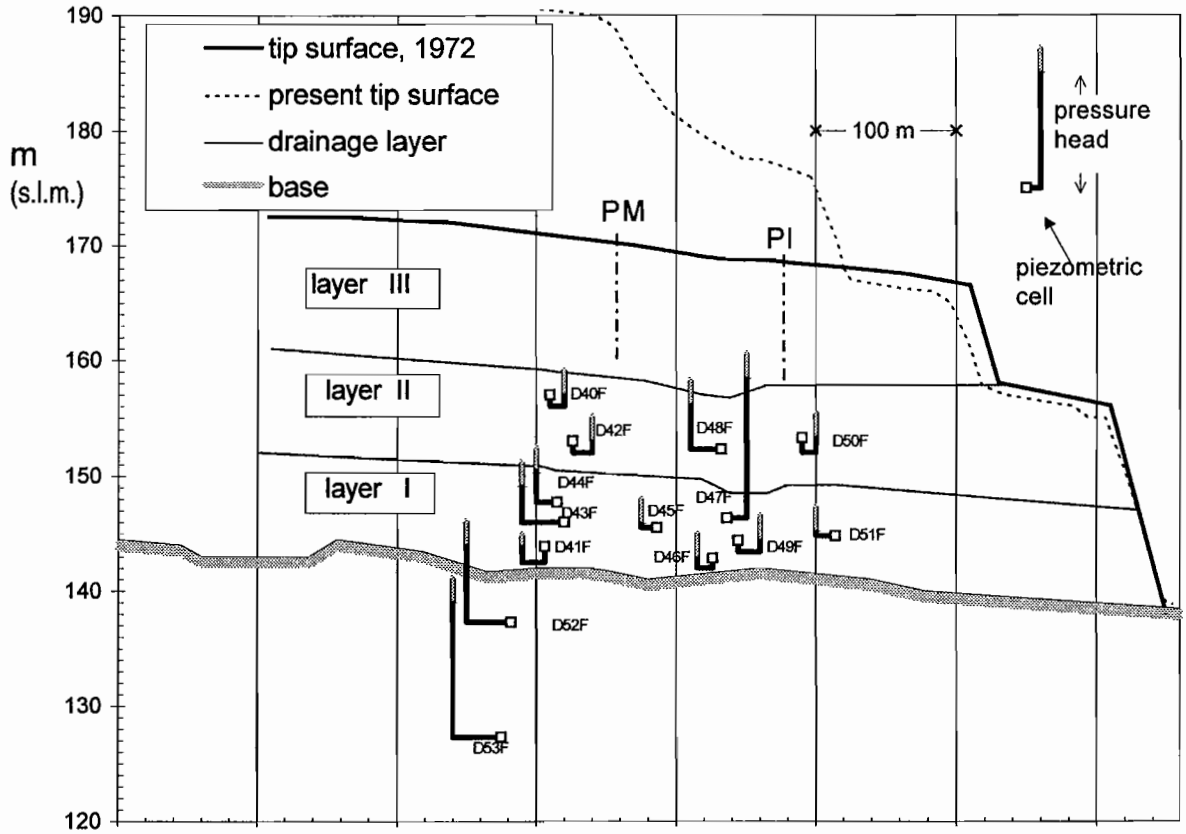

Fig. 15 – Forestello waste tip with drains: pore pressure distribution after the construction of layer III (1972).
Fig. 15 – Discarica con dreni Forestello: altezze di pressione dopo la costruzione del III strato (1972).

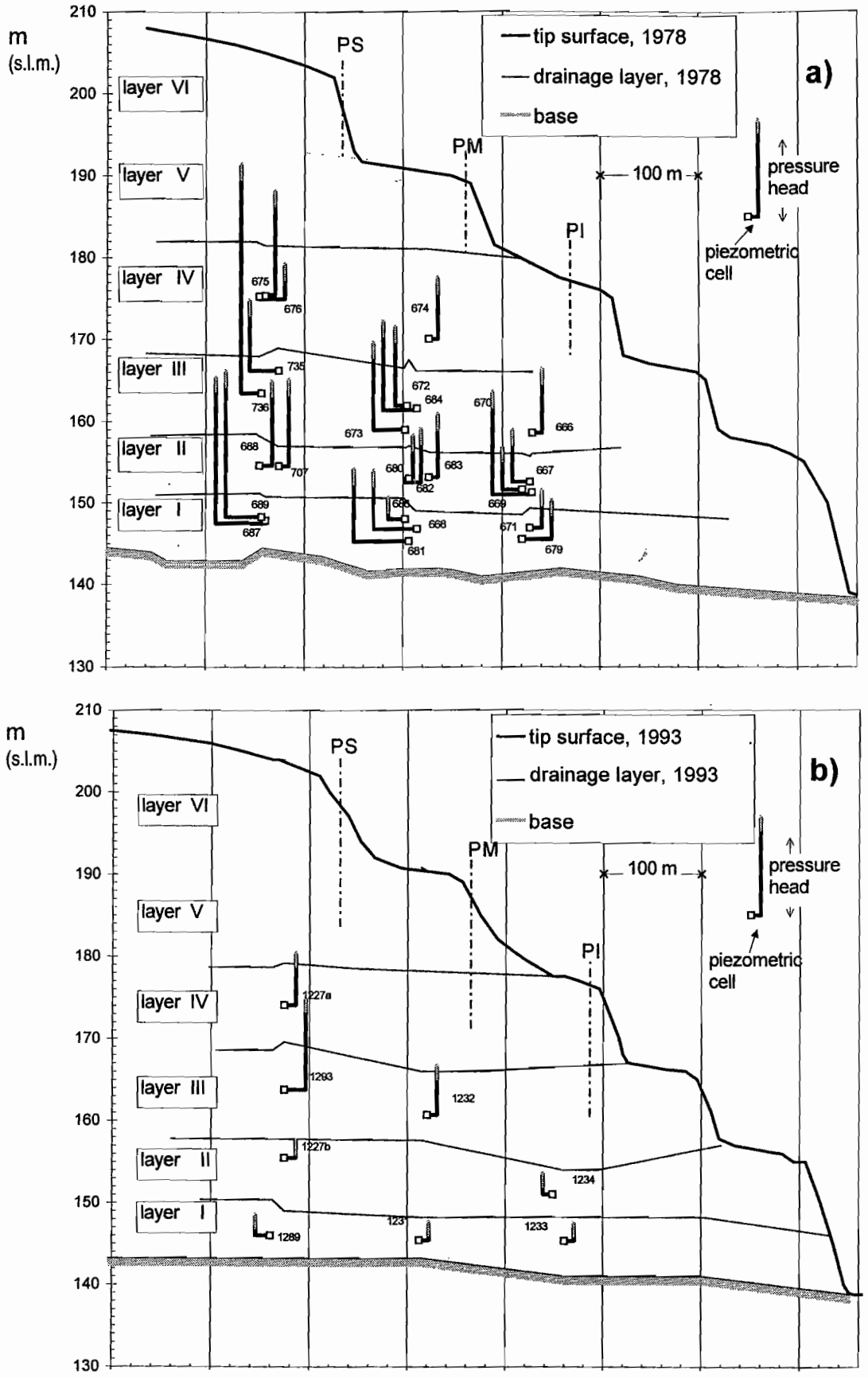

Fig. 16 – Forestello waste tip with drains: a) pore pressure distribution at the end of construction (1978); b) pore pressure distribution in 1995.

Fig. 16 – Discarica con dreni Forestello: a) altezze di pressione al termine della costruzione (1978); b) altezze di pressione nel 1995.

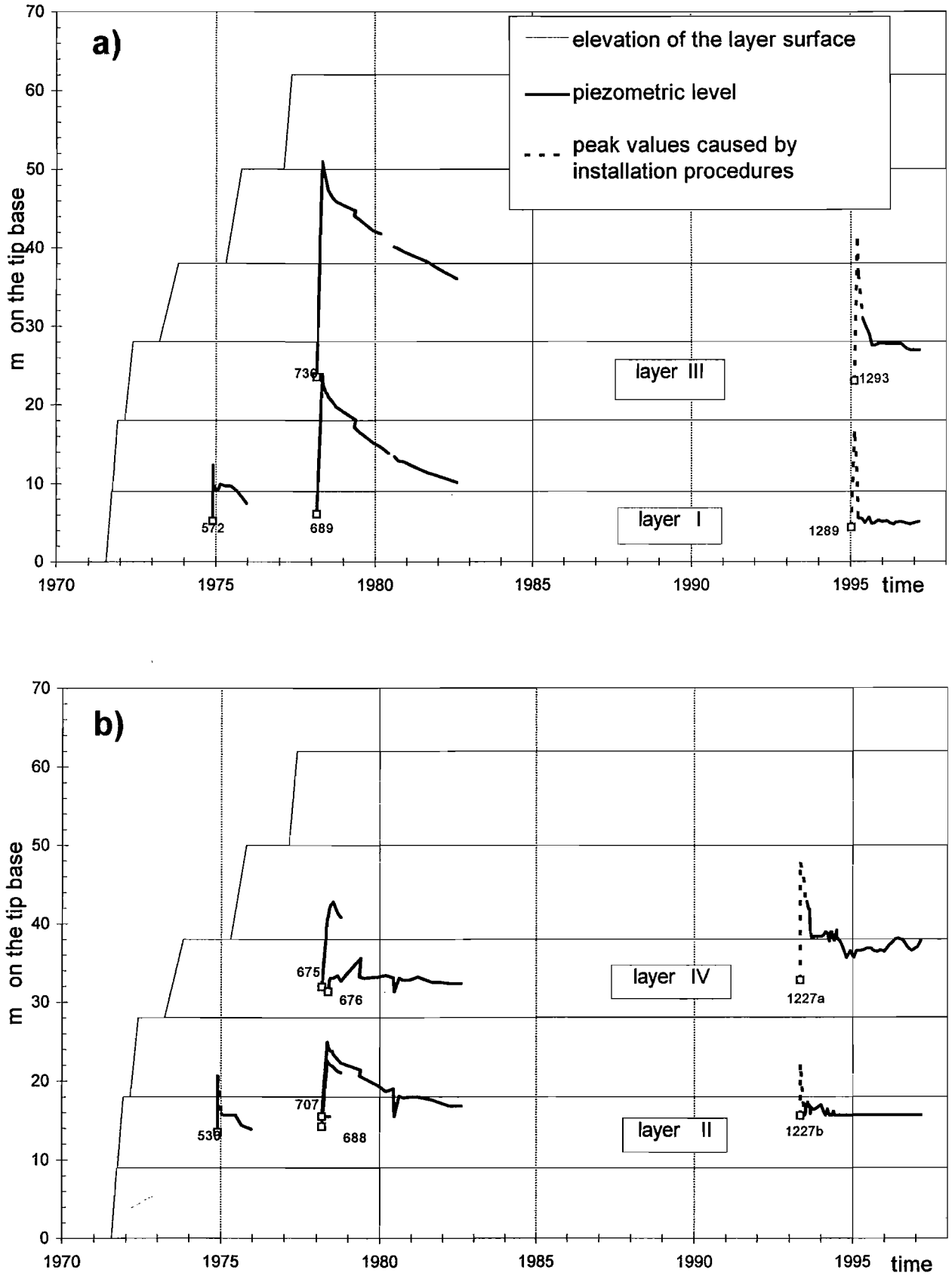

Fig. 17 – Forestello waste tip with drains: station PS. Variation of the excess pore pressure with time as measured by the piezometers installed: a) in layers I and III; b) in layers II and IV.

Fig. 17 – Discarica con dreni Forestello, postazione PS. Decorso nel tempo della quota piezometrica in alcuni piezometri installati: a) nel I e III strato; b) nel II e IV strato.

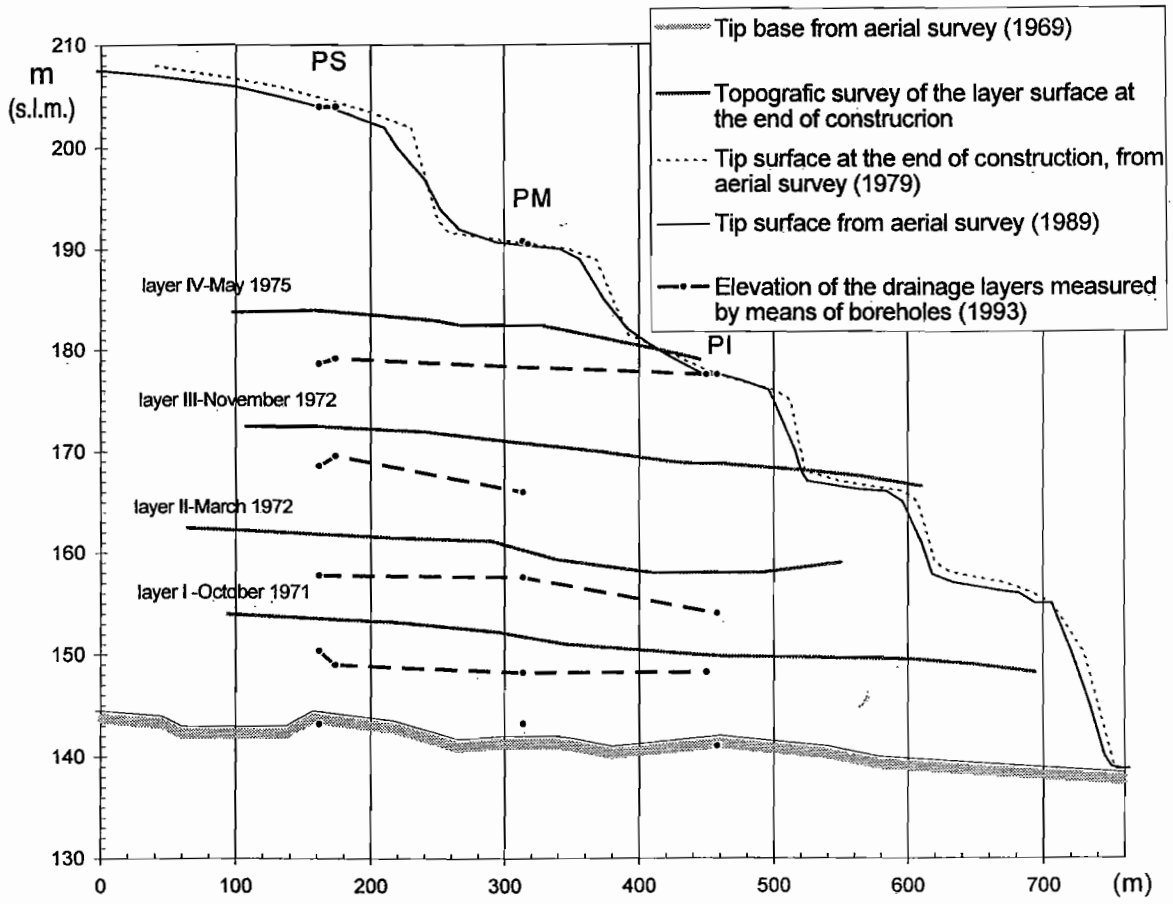

Fig. 18 – Forestello waste tip with drains: settlements of the retaining structure occurred from the end of construction (1978) to 1993.

Fig. 18 – Discarica con dreni Forestello: assestamenti della struttura di contenimento avvenuti dal termine della costruzione (1978) al 1993.

4.3. The Vincesimo waste tip

The waste tip has a total volume of about 31 million m^3 and covers an area of over 120 ha.

The valley is about 2 km long and 700 m wide at the top; its shape and geological characteristics are comparable to those of Forestello valley.

The retaining structure, which is 56 m high and about 600 m long, is made of five layers of clayey material interleaved with sandy drainage layers. The design thicknesses of the layers were as follows (from the bottom to the top layer): 9, 9, 11, 15 and 12 m.

Uphill from the retaining structure the material was dumped helter-skelter in layers having an initial design thickness varying from 6 to 15 m.

In the Vincesimo dumping site, a total of 24 electro-pneumatic piezometric cells were installed in the 1972-1979 time period: 22 cells in the retaining structure and 2 cells in the bearing soil.

Fig. 19 shows the pore pressure distribution with time according to the measurements carried out by means of the cells installed at mid height in each layer of the retaining structure.

Piezometric measurements in the retaining structure and in the tip without drains [ESU & D'ELIA, 1971; D'ELIA *et al.*, 1979] indicate that as the load increases under the effect of the construction of new layers, a pore pressure increase is recorded in the underlying layers. Since the initial saturation degree of the material is less than one, the pore pressure increase is usually lower than the increase in the total applied stress $\Delta\sigma_v$.

The distribution of the excess pore pressure produced by the construction of a layer having a thickness $z \simeq 10$ m is plotted in Fig. 20, which shows that the increases in the pore pressures u are very small down to a depth $h_c = 7 \div 10$ m. At depths between h_c and h_c+z the pore pressure increases linearly with depth z according to $\Delta u = (z-h_c)\gamma$, where γ is the mean unit weight of the dumped material. At depths greater than h_c+z the pore pressure increase remains constant and is almost equal to $\Delta\sigma_v$.

It can be inferred from the piezometric measurements that the total stress increments do not induce

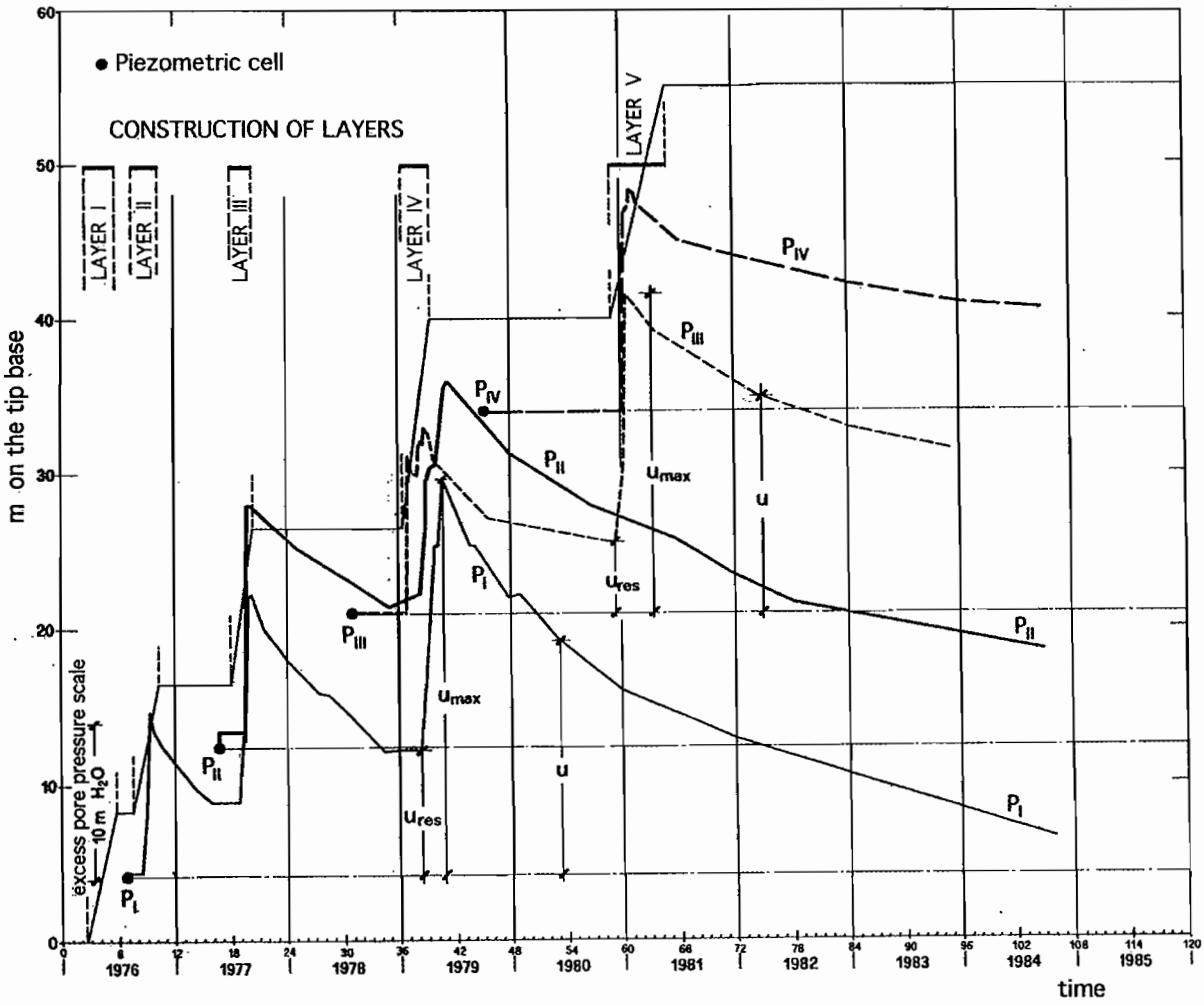

Fig. 19 – Vincesimo waste tip with drains: construction stages of the waste layers and time distribution of the excess pore pressures as measured by the piezometers installed in layers I, II, III and IV [FEDERICO, 1990].
Fig. 19 – Discarica con dreni Vincesimo: fasi di costruzione degli strati di discarica e decorso nel tempo della quota piezometrica nei piezometri installati negli strati I, II, III e IV [FEDERICO, 1990].

considerable excess pore pressures as long as $7 \div 10$ m of waste material are not dumped above the study point. A similar behaviour has been detected in other block clayey embankments [FARRAR, 1978]. In the layers at a depth $> 7 \div 10$ m, the weight of the dumped material causes a pore pressure increase which is comparable to the increase in the total stress $\gamma\Delta z$. In other words, Skempton's coefficient B is practically zero near the surface and approaches unit at $h_c = 7 \div 10$ m.

5. Consolidation analysis

5.1. General remarks

As mentioned above, in a layer of dumped material two processes of volume decrease take place developing in time as a result of the increasing weight of the superimposed layers:

- in the first stage, the compaction of the clay fragment-matrix system does not induce any positive pore pressure; this phenomenon, caused by the volume reduction of the large air-filled voids, occurs at constant water content;
- in the second stage, as the load increases, saturation is reached; hence positive pore pressures are produced and primary consolidation processes occur.

In the following analysis account is not kept of the first compaction stage that, as mentioned in the previous section, only involves a superficial waste layer measuring less than 10 m in thickness, whose behaviour plays a secondary role in the study of the compression of the waste tips with thicknesses ranging between 50 and 60 m.

In other words, only consolidation processes taking place under saturation conditions are evaluated.

Consolidation processes of the waste materials are influenced by: dishomogenous and time-depen-

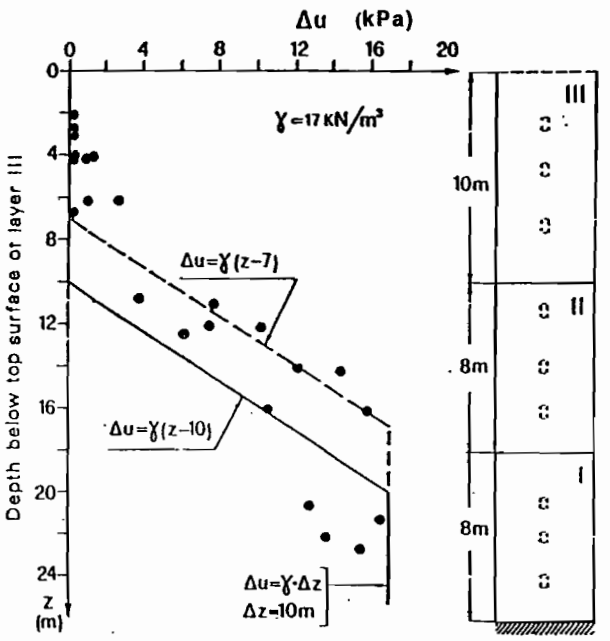

Fig. 20 – Vincesimo waste tip with drains: pore pressure increases in layers I, II and III soon after the construction of layer III [D'ELIA *et al.*, 1979].
Fig. 20 – Discarica con dreni Vincesimo: incrementi di pressione neutra negli strati I, II e III, subito dopo la costruzione del III strato [D'ELIA et al., 1979].

dent characteristics of the wastes, high values of the initial void ratio, large deformations, secondary consolidation and tip construction methods. Thus, the analysis procedures usually adopted to study consolidation in natural soils have to be adapted to the peculiar characteristics of the waste materials.

5.2. *Boundary conditions and initial state*

In the tips with drains the waste layers are thin with reference to their planimetric extension (Fig. 14) and are interleaved with two drainage layers. Therefore, consolidation of the single layer takes place under one-dimensional deformation conditions with double drainage and can be brought back to the oedometric case.

No direct data regarding pore pressure values in the drainage layers are available. However, piezometric measurements have shown that in the waste layers the long-term water pressures are very small. On the basis of this result and also considering the draining capacity of the sandy layers, the pore pressure was assumed to have a constant value, which is equal to the atmospheric pressure, in correspondence with the lower and upper surfaces of each waste layer.

In the single waste layer the initial conditions were obtained by taking into account the piezometric measurements mentioned in section 4.3., that is it was assumed that at depths greater than about 7 m under the tip surface, the pore pressure increments were equal to the vertical total stress increase. Based on such a distribution, the initial void ratio values were estimated.

The initial thickness of the layers is not known *a priori*. Actually only the elevation to be reached after construction of each layer was given in the tip design. During the construction stage the lower surface of the layer under construction settled as a result of the consolidation of the deeper layers so that the backfill thickness required to reach the design elevation was indefinite.

Hence, the initial thickness of each layer to be applied in the calculations was derived from the measurements of the tip surface elevation and of the elevation of the drainage layers at different times and also from the corresponding values of the void ratio measured in the laboratory. The value z of the solid phase volume per unit surface[1] was, therefore, estimated for each layer of the retaining structures in the Forestello and Vincesimo waste tips; then, this value was used to calculate the initial thickness (Tables IV and V). As a rule, the initial thickness of each layer but the first is greater than the design thickness as a result of the compaction of the underlying layers during construction.

5.3. *Procedures of analysis*

The assumptions of the classical consolidation theory [TERZAGHI & FRÖHLICH, 1936] do not apply to waste tips, as already mentioned; hence, reference has to be made to more general theories keeping account of the following factors: variability of the compressibility and hydraulic conductivity of the waste material during the process, non-linearity of the constitutive laws, effects of its own weight, secondary deformations, gradual load application and construction stages.

Hence, reference is made to the analytic representation of the one-dimensional consolidation developed by GIBSON *et al.* [1967]. This theory is compatible with finite deformations, makes little restrictive assumptions on the compressibility and hydraulic conductivity of the waste material and takes the effects of the material own weight into account. It does not make allowances for secondary deformations, but for the study material the effects of secondary deformations are small at the in-situ stress levels, as already reported in section 3. For

[1] Being Δx a layer thickness and e the void ratio mean value, $\Delta z = x/(1+e)$. Since different pairs of x and e values, each referring to a different time interval, are obtained for each layer, Δz was calculated by means of error minimising methods based on the above measurements [MILILLO, 1996]

Table IV – Solid phase volume per unit surface (Δz) and initial thickness of the layers in the Forestello tip with drains at station PS.

	design thickness (m)	*beginning of construction*	*end of construction*	Δz (m^3/m^2)	*initial void ratio*	*initial thickness (m)*
layer I	9	August 1971	October 1971	3.58	1.40	8.6*
layer II	9	October 1971	December 1971	3.72	1.33	8.7*
layer III	10	March 1972	June 1972	4.89	1.37	11.6
layer IV	10	April 1973	November 1973	5.50	1.25	12.4
layer V	12	May 1975	November 1975	9.99	1.47	24.7
layer VI	12	March 1977	June 1977		1.47	

* The thickness is smaller than the design value since at station PS the bearing soil forms a small ridge about 0.5 m high.

Table V – Solid phase volume per unit surface (Δz) and initial thickness of the layers in the Vincesimo tip with drains

	design thickness (m)	*beginning of construction*	*end of construction*	Δz (m^3/m^2)	*initial void ratio*	*initial thickness (m)*
layer I	9	March 1976	June 1976	3.40	1.67	9.1
layer II	9	August 1976	October 1976	3.82	1.67	10.2
layer III	11	June 1977	July 1977	4.89	1.72	13.3
layer IV	15	January 1979	March 1979	6.05	1.68	16.2
layer V	12	December 1980	June 1981	6.40	1.31	14.8

this reason, secondary deformations can be neglected.

Therefore, the differential equation governing the phenomenon is [GIBSON *et al.*, 1967]:

$$\pm\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w}-1\right)\frac{d}{de}\left[\frac{k(e)}{1+e}\right]\frac{\partial e}{\partial z}+\frac{\partial}{\partial z}\left[\frac{k(e)}{\gamma_w(1+e)}\frac{d\sigma'}{de}\frac{\partial e}{\partial z}\right]+\frac{\partial e}{\partial t}=0 \qquad (1)$$

where the "reduced" spatial coordinate z is the solid phase volume per unit surface. The first term, whose sign depends on the direction of the z axis, represents the effects of the own weight, the second term is the external load.

In the evaluation of the consolidation of the single layer, the approach which considers the immediate construction can be accepted since high consolidation degrees are reached within some years, whereas the individual layers are built in a few months (Tables IV and V).

However, if the behaviour of the whole tip – whose construction lasted some years – is considered, the effects of the construction stages on the consolidation processes have to be taken into account.

Equation (1) was integrated numerically by the finite difference method implemented in the programme TSCM3 [JIN-CHUAN LIU, 1989].

The original version of this programme cannot be used to plot the gradual volume increase of the tip or the boundary condition variability with time; it requires actually boundary conditions like Neuman-Dirichelet, that is constant void ratio, constant effective stress or constant seepage velocity.

Hence, relatively simple changes were made in the programme, which allowed to assign the base and the top of the layer time-dependent values of the void ratio and of the effective stress, being $e=f(\sigma'_v)$ the constitutive law. So the effect of the construction process of an individual waste layer on the underlying layers could be calculated.

The modified programme, called TSCM4 [MILLO, 1996], was used in the study of the tips: each layer of the tip with drains was regarded separately and each layer was assumed to be built immediately at a time between the beginning and the end of its construction.

As a term of comparison, some analyses of the tip consolidation were repeated by taking TERZAGHI & FRÖHLICH [1936] theory as valid and assuming a constant c_v value, according to the numerical procedure proposed by GIBSON [1958] so that the sequence of the construction stages could be taken into account.

5.4. Constitutive laws of the waste material

For natural soils the oedometric compression curves are usually interpreted by means of the conventional semilogarithmic expression, by a power expression [BUTTERFIELD, 1979] or by expressions

having a well-definite yielding point [MESRI & ROKHSAR, 1974; BURGHIGNOLI & VESTRONI, 1975].

These expressions, however, are not suitable to represent the behaviour of waste materials [VAUGHAN *et al.*, 1978; PANE & SCHIFFMAN, 1981; ZNIDARCIC & LIU, 1989; SCULLY *et al.*, 1994].

In the study case, the tests show that within the stress range up to 2 MPa, the slope change of the oedometric curve is gradual and does not occur at a well-definite vertical effective stress value. Hence, the constitutive laws of the material have to keep account of the fact that the e–log σ'_v relationship is not linear at low stress levels and also they have to represent the behaviour of the surface layer where the effective stress values are practically zero, even if the void ratio and hydraulic conductivity values are finite.

Among the various analytic formulae in agreement with the above restrictions, those developed by LIU & ZNIDARCIC [1991] to model the consolidation of hydraulic waste tips seemed to be the most suitable:

$$e = A\,(Z + \sigma'_v)^B\,; \qquad k = C\,e^D \tag{2}$$

where A, B, C, D and Z are the material characteristic parameters correlated to the void ratio and permeability values for a null stress state ($e_0 = A\,Z^B$; $k_0 = C\,A^D\,Z^{B+D}$).

From the above formulae the relationships among hydraulic conductivity, consolidation coefficient and effective stress can be deduced:

$$k = C\,[A\,(Z + \sigma'_v)^B]^D \tag{3}$$

$$c_v = -\,C\,A^{D-1}(\sigma'_v+Z)^{1+B(D-1)}\,[1+A\,(\sigma'_v+Z)^B]^2\,/(B\,\gamma_w) \tag{4}$$

The variation ranges of A, B, C, D and Z for the study material were drawn from oedometric compression tests and laboratory permeability tests [MILILLO, 1996].

The final values of the above parameters were calculated by back analysing the behaviour of the material taken from one of the tips under study. In particular, settlement measurements from the Forestello tip with drains and the void ratio distributions with depth determined for the same tip during construction and after 15 years from its end were used [MILILLO, 1996].

With reference to settlements, the results of the analyses carried out by applying the values of the most representative parameters of the waste tip behaviour are plotted in Fig. 21.

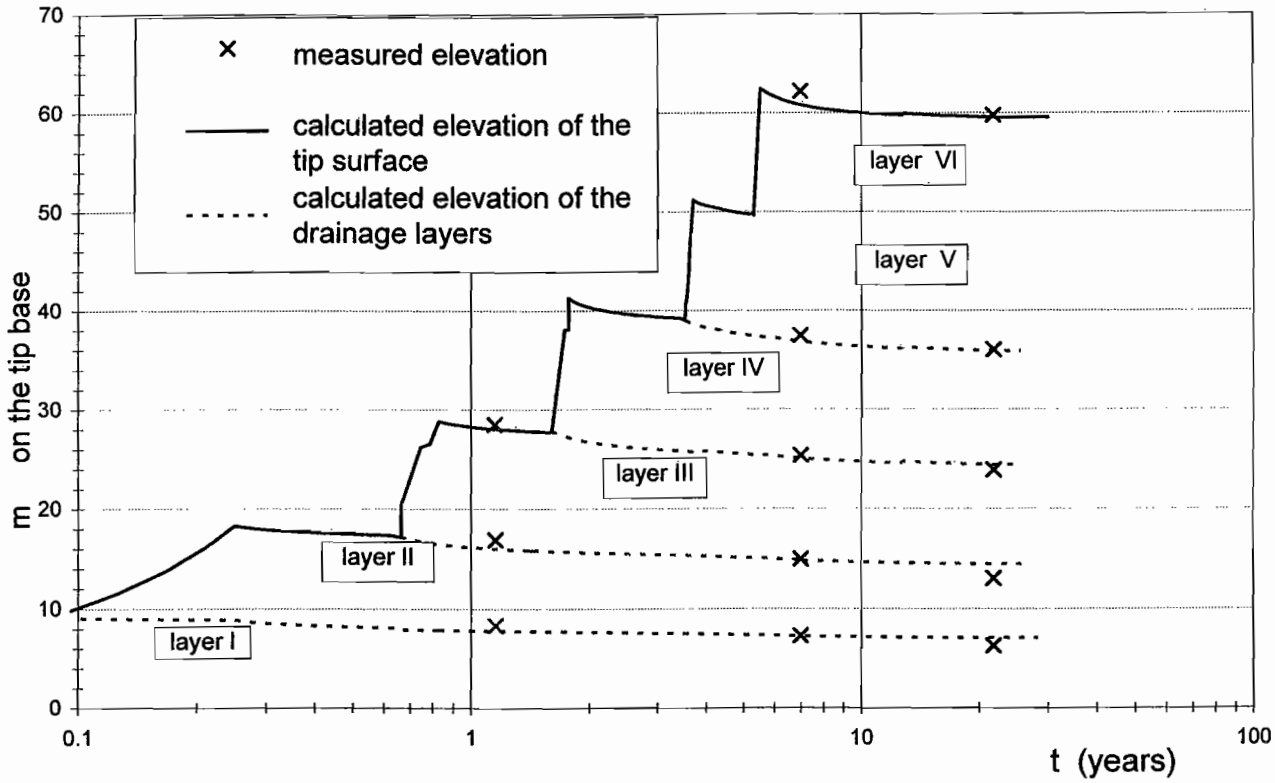

Fig. 21 – Forestello waste tip with drains: comparison between the time variation of settlements in the retaining structure as inferred from the TSCM4 programme and in-situ measurements.

Fig. 21 – Discarica con dreni Forestello: confronto tra l'andamento nel tempo degli assestamenti nella struttura di contenimento ottenuto dalle analisi con il programma TSCM4 e le misure in sito.

The best agreement between measured values and analysis results can be derived by assuming that the parameters of the constitutive laws of the single layer change when the effective stresses are equal to about 0.2 MPa, that is at a depth of 15-20 m.

For the surface layers the parameter values to be assigned to the soil are as follows (Figs. 22 and 23):

$A = 0{,}921\ (MPa)^{-B}$; $B = -0{,}194$; $Z = 0{,}04$ MPa;
$C = 1x10^{-11}$ m/s; $D = 18$ (5)

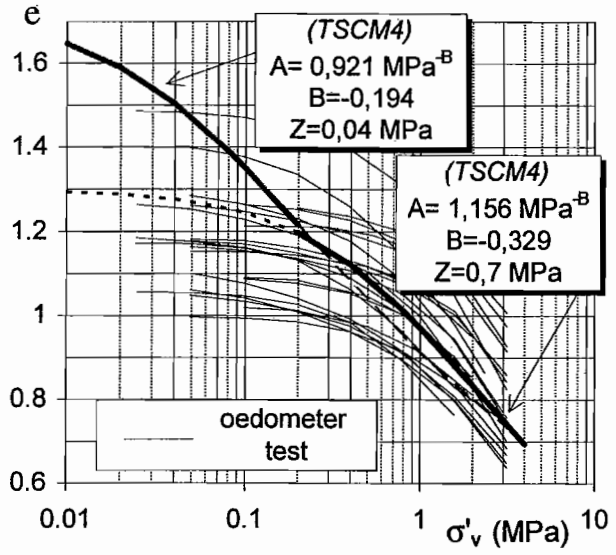

Fig. 22 – Parameters of the $e = A(Z+\sigma'_v)^B$ equation obtained from the investigations carried out in the Forestello tip with drains.

Fig. 22 – Parametri dell'espressione $e = A(Z+\sigma'_v)^B$ ricavati dalle analisi della discarica con dreni Forestello.

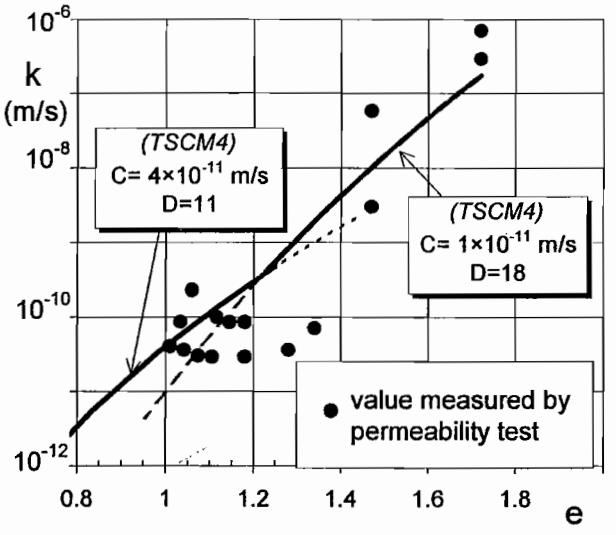

Fig. 23 – Parameters of the $k = Ce^D$ equation obtained from the investigations carried out in the Forestello tip with drains.

Fig. 23 – Parametri dell'espressione $k = Ce^D$ ricavati dalle analisi della discarica con dreni Forestello.

On the other hand, the values to be assigned to the deep layers are similar to those derived from a simple statistical interpretation of the laboratory test results, that is (Figs. 22 and 23):

$A = 1{,}156\ (MPa)^{-B}$; $B = -0{,}329$; $Z = 0{,}7$ MPa;
$C = 4x10^{-11}$ m/s; $D = 11$ (6)

The calculation method developed by GIBSON [1958] showed that the parameter values that ensure the best agreement between estimated values and measured data are:

$A = 1{,}072\ (MPa)^{-B}$; $B = -0{,}252$; $Z = 0{,}19$ MPa (7)

Here C and D are not involved and the constant value of the consolidation coefficient that allows to interpolate the in-situ measurements is the mean value of the laboratory tests in the existing in-situ stress range: $c_v = 2x10^{-7}$ m²/s.

5.5. Vincesimo waste tip: comparison between calculated and measured pore pressure

TSCM4 Programme – The pore pressure-time relationship was estimated with reference to the measurements taken from two piezometers at mid-thickness (Fig. 24a) and from two piezometers at three fourths (Fig. 24b) of the total thickness in the first waste layer in the Vincesimo tip. In the figures the piezometric levels – measured and estimated by using the parameter values obtained from the consolidation analysis of the Forestello tip – are plotted versus time.

The results are in good agreement with the measured pore pressure distribution and with the shape of the u–t curve. The same good agreement can be seen between the calculated settlements and the in-situ measurements (Fig. 25).

GIBSON's method [1958] – With reference to the same situations studied by means of the TSCM4 Programme and assuming the coefficient of consolidation to have a constant value $c_v = 4\times10^{-7}$ m²/s, Figs. 24a and 24b show the estimated piezometric levels with time. It can be inferred from the figures that GIBSON's method [1958] can be used to describe the pore pressure general trend, but it overestimates the pore pressure peaks resulting from the construction of the individual layers and it gives dissipation velocities of the excess pore pressure that are higher than the actual ones.

Furthermore, it should be pointed out that in order to obtain pore pressure values in good agreement with those measured, a value of the coefficient of consolidation was selected – derived by the interpretation of the same piezometric measurements by D'ELIA *et al.* [1994] – that is almost twice the value

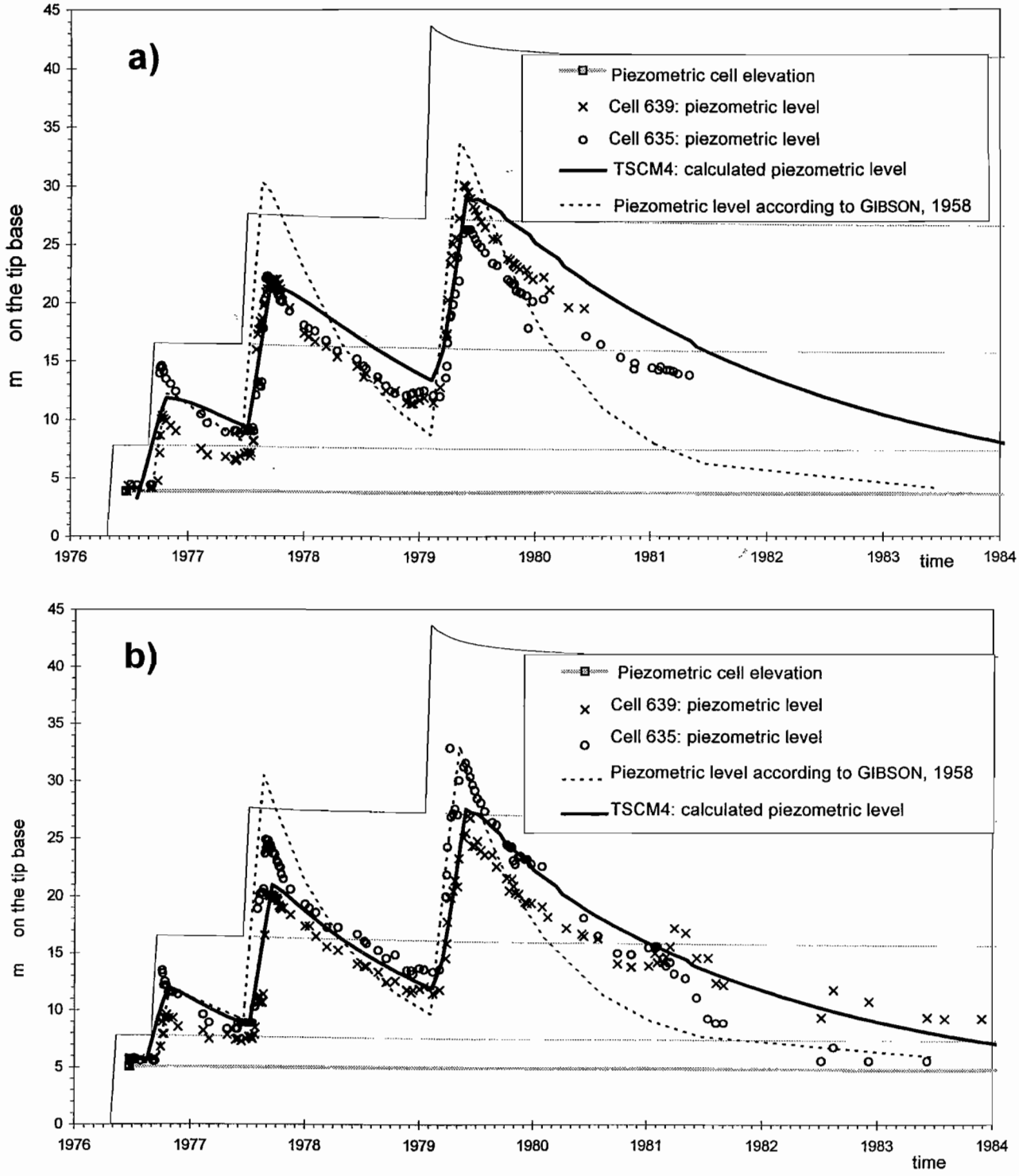

Fig. 24 – Vincesimo waste tip with drains: time variation of the excess pore pressure as measured and calculated at: a) mid-thickness and b) three fourths of the total thickness of layer I.
Fig. 24 – Discarica con dreni Vincesimo. Andamento nel tempo della quota piezometrica misurata e calcolata in corrispondenza: a) a metà del I strato; b) a tre quarti dell'altezza del I strato.

determined in section 5.4. In fact, when the value of the coefficient of consolidation is derived from the analysis of the behaviour of the Forestello tip with drains ($c_v = 2 \times 10^{-7}$ m^2/s), the pore pressure values are overestimated. This result is justified when considering that in the Forestello tip, which is 60 m high, the mean vertical effective stresses are greater than those measured in the Vincesimo tip, whose height is 43 m in corrispondence of the considered cells.

The above results indicate that the method taking into account small deformations (GIBSON's

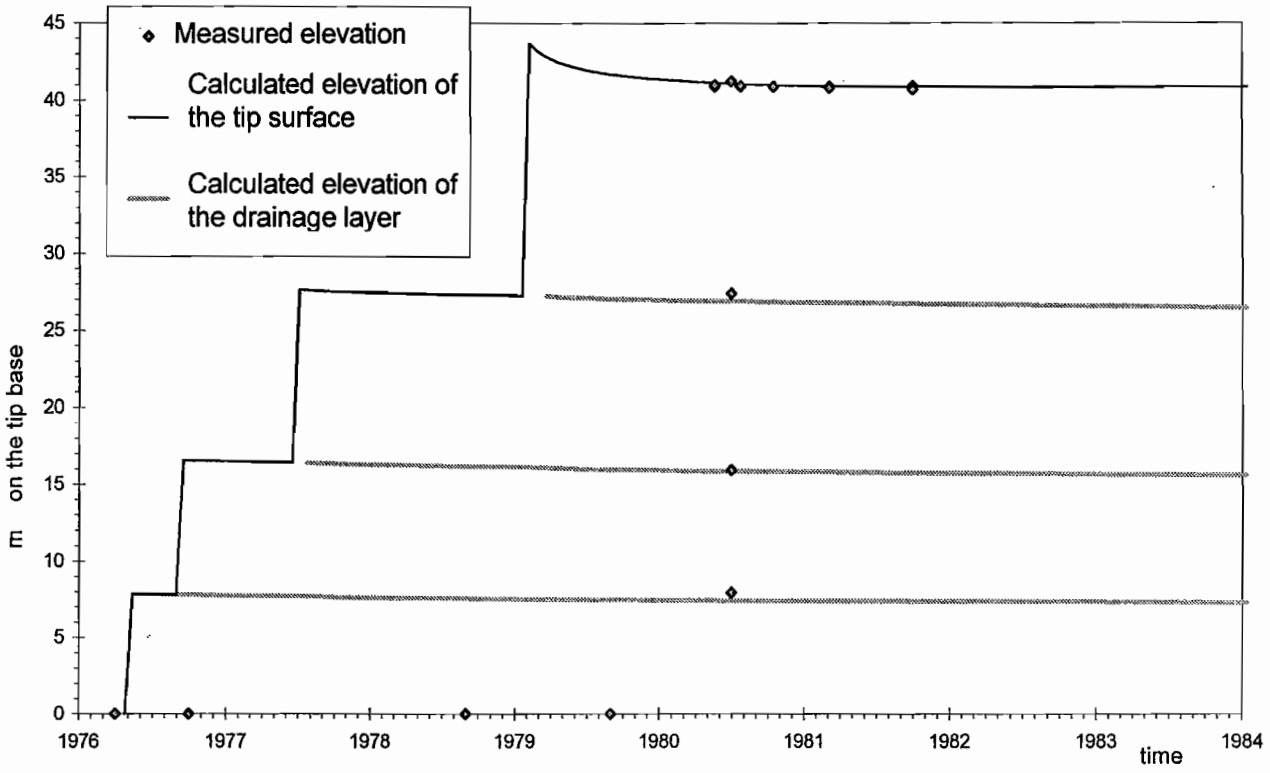

Fig. 25 – Vincesimo waste tip with drains: comparison between the time variation of settlements in the retaining structure as inferred from the TSCM4 Programme and in-situ measurements.
Fig. 25 – Discarica con dreni Vincesimo: confronto tra l'andamento nel tempo degli assestamenti nella struttura di contenimento ottenuto dalle analisi con il programma TSCM4 e le misure in sito.

method [1958]) can only interpret the waste material behaviour *a posteriori*, whereas the method considering finite deformations (TSCM4 Programme) can predict the waste behaviour satisfactorily even from a quantitative point of view.

In the case study, GIBSON's procedure [1958] gives results which agree with the observations only if the adopted consolidation parameters are derived from pore pressure measurements carried out in the same waste tip. Furthermore, the approximation degree of the results varies with the process stages. In other words, if this method is applied, c_v is not an intrinsic material parameter governing the real phenomenon of pore pressure dissipation, but it is a working coefficient to be used to interpret the data of the given study problem [DESIDERI & RAMPELLO, 1993].

On the contrary, the procedure applying the TSCM4 Programme allows to predict the tip behaviour with good approximation in all the stages of the consolidation process, even if the parameters of the constitutive laws have been calibrated relative to another tip and for pore pressures of different magnitude. This result suggests that the procedure developed can represent the tip consolidation processes and that the parameters of the constitutive laws describe the waste behaviour with good approximation.

6. Conclusions

Waste tips of any kind and origin change with time; these transformations begin during the construction phase and result in a progressive volume decrease. If no chemical processes occur, changes are due to a porosity reduction and can be compared to consolidation processes in natural soils.

This comparison holds good for hydraulic waste tips, in which the construction methods are similar to the processes occurring during and after the sedimentation stage of a natural soil.

The similarities between compaction processes and natural soil consolidation are not so marked when block tips are considered, in which the waste material is subjected to mechanical actions upon excavation, transportation and dumping. In this case the waste material is made up of brittle fragments of various sizes, chaotically arranged; they are separated by voids or by a matrix having rather uniform characteristics. Some of the processes causing a porosity reduction do not comply with the assumptions of the consolidation theory. Full-scale investigations have been performed in order to study the possibility of applying to this kind of waste tips the analysis and calculation methods developed to investigate the natural soil consolidation.

The paper reports on the block waste tips in the Santa Barbara mining area; they form large stacks that have been monitored for a long time, so that a large amount of data is available regarding the laboratory characteristics of the waste material and its in-situ behaviour.

At the laboratory sample scale fragments of o.c. clay varying in size from a decimetre to a few millimetres in a clayey softer matrix can be identified. The waste material is saturated and the values of its physical and mechanical properties depend on the depth from which the samples were taken.

The index properties are the same as the original soil (Santa Barbara clay) and the mechanical properties lie between the laboratory reconstituted material (intrinsic properties) and the original soil.

Deformability plays a main role with reference to the study problem. The oedometric curves show a very gradual slope variation and are not well represented by the equations usually applied to saturated natural, normally consolidated or overconsolidated soils. Instead, equations (2), that were developed to model the behaviour of soils having high initial void ratio values, are appropriate.

The values of the compressibility parameters that fit to the in-situ behaviour of the waste material lie within the ranges of variation obtained in the laboratory; however, under low stresses they differ from those obtained by statistical data processing of the laboratory test results.

Since the in-situ waste material is highly heterogeneous, its full-scale behaviour cannot be deduced only from the laboratory test results, but it has to be studied by means of in-situ measurements carried out during and after the tip construction.

Thus, it has been ascertained that during construction the pore pressure increases in the tip body as the weight of the material being dumped increases; at depth greater than 7-10 m below tip surface the pore pressure increments are in agreement with the state of waste complete saturation.

During construction of the waste stacks (which went on for about five years) significant dissipation of pore pressure occurred.

In the tips with drains after about 15 years from the end of the construction phase, pore pressure values are close to zero, showing that primary consolidation can be regarded as ended.

So far, the compressibility characteristics of the waste material are similar to those of a reconstituted soil that has reached normal consolidation.

The interpretation of the in-situ measurements according to Terzaghi's consolidation theory allows to describe the main phase of the excess pore pressure dissipation with good approximation, as long as values of the consolidation coefficient are adopted that keep account of the size of the tips and are derived from in-situ measurements of the pore pressure rather than from mean laboratory test results.

In order to have a better agreement among in-situ measurements, analysis results and laboratory observations the following improvements were introduced:

- the effect of the construction time on the consolidation processes;
- the analytic expressions of the constitutive laws, so that they can represent the variations of the compressibility and consolidation parameters in the whole stress range under study (0-2 MPa);
- the values of the characteristic parameters during consolidation phase, determined from the laboratory test results (oedometric and hydraulic conductivity tests) and from the in-situ behaviour of a "sample" tip;
- the proposal of a consolidation theory that takes both the effect of large deformations and the soil own weight into account.

The numerical model worked out considers all the above conditions; it has proved to be a good modelling and prediction tool regardless of the distinctive features of the study problem (tip size, boundary conditions, construction history).

This model is quite versatile since it allows reliable predictions as to the pore pressure variation with time, which is the key factor in the stability and consolidation problems of the waste tips, by applying various data from different sources (results of laboratory tests on the material, in-situ measurements of the volume decrease, in-situ measurements of pore pressure), that is it allows a better use of all available data. Thus:

- the model calibration can be improved, starting from a first assumption based on the laboratory results, by adopting the pore pressure values measured during construction of a waste tip so that the tip behaviour can be predicted more and more accurately:
- the model can be calibrated on the basis of the laboratory test results and of the measurements of the volume decrease in a "sample" waste tip and used to predict the behaviour of other tips.

Acknowledgements

This study was carried out with a partial financial support of the Italian "Ministero dell'Università e della Ricerca Scientifica e Tecnologica" (M.U.R.S.T., 40%).

The authors wish to thank the Management and Staff of the Gruppo Impianti Minerari Santa Barbara (ENEL, Florence) and the Management of the ENEL-CRIS Mailand for having given the permission to use and then to publish the data reported in the paper.

The authors are extremely grateful to Prof. Dobroslav Znidarcic, Colorado University, Boulder, for the major contribution he gave to the development of the numerical model.

References

BARLA G., JARRE P., SACCHI G. (1986) – *Studio delle discariche di sterile dell'amiantifera di Balangero.* AGI, Proc. 16° Conv. Naz. di Geot., Bologna, vol. III, pp. 273-285.

BERTUCCIOLI P. (1995) – *Deformabilità di un'argilla sovraconsolidata con discontinuità.* PhD. Thesis, Università di Roma "La Sapienza", Università di Napoli "Federico II".

BERTUCCIOLI P., DISTEFANO D., ESU F., FEDERICO G. (1992) – *Initial deformations of high cuts in overconsolidated jointed clay.* Proc. 6° ISL, Christchurch, vol. II, pp. 1265-1270.

BLIGHT G. E. (1977) – *Slopes in mining and industrial waste.* Proc. 9° ICSMFE, Tokio, vol. VI, pp. 600-604.

BURGHIGNOLI A. & VESTRONI F. (1975) – *Sulla consolidazione monodimensionale delle argille.* AGI, 12° Conv. Naz. Geot., Cosenza, Special Session: "Costruzioni su argille tenere", pp. 265-277.

BURLAND J. B. (1990) – *On the compressibility and shear strength of natural clays.* Géotechnique, vol. XL, n. 3, pp. 329-378.

BUTTERFIELD R. (1979) – *A natural compression law for soils (an advance on e–log p').* Géotechnique, vol. XXIX, n. 4, pp. 469-480.

CALABRESI G., PANE V., RAMPELLO S., BIANCO O. (1994) – *Geotechnical problems in costruction over a thick layer of mine waste.* Proc. 1° Int. Congr. "Enviromental Geotechnics", Edmonton, Canada, pp. 449-454.

COLLESELLI F. & NOSENGO S. (1975) – *Il problema dell'inserimento ambientale di grandi quantità di residui solidi. Indagine geologica e geotecnica per la sistemazione di una discarica di 25 milioni di metri cubi in zona montana.* Mem. Soc. Geol. It., vol. XIV, pp. 351-370.

D'ELIA B., DISTEFANO D., ESU F., FEDERICO G. (1979) – *Design criteria for uncompacted clay fills.* Proc. VII ECSMFE, Brighton, vol. I, pp. 125-130.

D'ELIA B., DISTEFANO D., ESU F., FEDERICO G. (1983) – *Improvement of an uncompacted clay fill.* Proc. 8° ECSMFE, Helsinki, vol. II, pp. 745-749.

D'ELIA B., ESU F., BERTUCCIOLI P., MILILLO A. D. (1994) – *Comportamento nel tempo di discariche di materiali argillosi.* Proc. 3° Conv. del Gruppo Naz. Coord. Studi Ing. Geot. CNR, Mondovì, vol. I, n. 2, pp. 117-132.

DESIDERI A. & RAMPELLO S. (1994) – *Processi di consolidazione di mezzi saturi e non. Relazione generale del tema II.* Proc. 3° Conv. del Gruppo Naz. Coord. Studi Ing. Geot. CNR, Mondovì, vol. II, n. 2, pp. 1-56.

ESU F. & D'ELIA B. (1971) – *Pore pressure in a clay tip.* Proc. 4° Conf. "Soil Mechanics", Budapest, pp. 385-395.

ESU F., D'ELIA B., DISTEFANO D., FEDERICO G. (1978) – *Problemi di stabilità di alte discariche minerarie.* Proc. 13° Conv. Naz. Geot., Merano, vol. I, pp. 187-198.

FARRAR D.M (1979) – *Settlement and pore-water pressure dissipation within an embankment built of London Clay.* Proc. Conf. "Clay fills", Inst. of Civ. Eng., London, pp. 101-106.

FEDERICO G. (1990) – *Processi di consolidazione delle discariche della miniera Santa Barbara.* Ricerche e studi geotecnici per la coltivazione della miniera di lignite a cielo aperto di S. Barbara (AR), Università di Roma "La Sapienza", D.I.T.S. e D.I.S.G., ESAGRAFICA Ed., pp. 69-83.

GIBSON R. E. (1958) – *The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time.* Géotechnique, vol. VIII, n. 4, pp. 171-182.

GIBSON R.E., ENGLAND G. L., HUSSEY M. J. L. (1967) – *The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. I. Finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers.* Géotechnique, vol. XVII, pp. 261-273.

KAVVADAS M. (1995) – *Mechanical behaviour of bonded soil. Engineering and mathematical modelling.* Lectures at DISG, Università di Roma "La Sapienza".

KUNTSCHE K. (1992) – *Bodenmechanische Setzungsprognosen für Tagebaukippen.* Braunkohle, vol. XII, pp. 26-29.

LIU J.C. (1989) – *Fortran code of the TSCM3 programme.* Colorado University at Boulder (private communication).

LIU J.C. & ZNIDARCIC D. (1991) – *Modelling one-dimensional compression characteristics of soils.* ASCE J. of Geot. Eng., vol. CXVII, n. 1, pp. 162-169.

MESRI G. & ROKHSAR A. (1974) – *Theory of consolidation for clays.* ASCE J. of Geot. Eng. Div., vol. C, n. 8, pp. 889-904.

MILILLO A. D. (1996) – *Processi di consolidazione di materiali argillosi di discarica.* PhD Thesis, Università di Roma "La Sapienza", Università di Napoli "Federico II".

PANE V. & SCHIFFMAN R. L. (1981) – *A comparision between two theories of finite strain consolidation.* Soil and Foundation, vol. XIX, n. 4, pp. 81-84.

RAMPELLO S., VIGGIANI G., CALABRESI G. (1996) – *Observed land subsidence due to the consolidation of a mine waste,* Proc. 2° Int. Congr. "Environmental Geotechnics", Osaka.

SCULLY R. W., SCHIFFMAN R. L., OLSEN H. W., KO H.Y. (1994) – *Validation of consolidation properties of phosphatic clay at very high void ratios.* ASCE, Proc. Symp. "Sedimentation, consolidation models", pp. 158-181.

TERZAGHI K. & FRÖHLICH O. K. (1936) – *Theorie der Setzung von Tonschichten: eine Einfuhrung in die An-*

alytische Tonmechanik. F. Deutike, Leipzig, Germany.

VAUGHAN P.R., HIGHT D. W., SODHA V. G., WALBANCKE H. J. (1978) – *Factors controlling the stability of clay fills in Britain.* Proc. Conf. "Clay fills", Inst. of Civ. Eng., London, pp. 205-217.

WAHLER W. A. & SCHLICK D. P. (1976) – *Mine refuse impoundments in the United States.* Proc. 12° ICOLD, Mexico City, vol. I, n. 44, s. 14, pp. 270-319.

WILLIAMS D. J. (1992) – *Emerging techniques for disposal of coal wastes.* Enviromental issues and waste management in energy and minerals production, Balkema Ed., pp. 447-455.

YOU Z. & ZNIDARCIC D. (1994) – *Initial stage of soft soil consolidation.* Centrifuge 94, Balkema Ed., pp. 399-403.

ZNIDARCIC D. & LIU J.C. (1989) – *Consolidation characteristic determination for dredged material.* Proc. 22° Annual Dredging Sem., Tacoma, Washington, CDS Report n. 317, pp. 45-65.

Modellazione dei processi di consolidazione di discariche di materiali argillosi in blocchi

Antonio D. Milillo, Beniamino D'Elia, Franco Esu

Sommario

È studiato il comportamento del materiale di discarica risultante dagli scavi minerari nell'argilla sovraconsolidata di Santa Barbara (AR). Per effetto dello scavo, del trasporto e della sistemazione in discarica, il materiale è costituito da blocchi e frammenti dell'originale argilla di Santa Barbara immersi in una matrice argillosa. Il materiale è sistemato in accumuli alti fino a 70 m che coprono aree di alcuni km^2. Il comportamento degli accumuli è studiato utilizzando i dati di misure piezometriche, di rilievi degli assestamenti e di prove di laboratorio su campioni prelevati a diverse date. Sulla base di questi dati è stato messo a punto un modello numerico del processo di consolidazione che ha consentito di prevedere con buona approssimazione il comportamento in vera grandezza degli accumuli.

1. Introduzione

Le discariche, depositi di materiali sciolti di varia natura derivanti dall'attività umana, costituiscono delle opere geotecniche particolari, con costi di realizzazione spesso rilevanti ed il cui impatto ambientale può essere imponente per l'ampiezza delle aree occupate, per problemi di isolamento di sostanze inquinanti, nonché in vista di un utilizzo delle aree per usi civili, industriali o agricoli [COLLESELLI e NOSENGO, 1975; BLIGHT, 1977; CALABRESI *et al.*, 1994].

In base all'origine del materiale si parla di discariche di rifiuti urbani, di discariche minerarie e di discariche industriali. Le discariche minerarie sono costituite dai terreni asportati per raggiungere il minerale utile e dai residui dei trattamenti di arricchimento del minerale estratto. Le discariche industriali sono costituite dagli scarti delle lavorazioni industriali, tra i quali possono essere inclusi anche i materiali provenienti da demolizioni e da scavi effettuati per la realizzazione di opere di ingegneria civile.

Una distinzione può essere fatta in base al materiale costituente, in particolare a seconda che si tratti di materiale inquinante o no (Fig. 1):

1) discariche di materiali con elevata potenzialità inquinante (rifiuti urbani, residui di alcune lavorazioni industriali, scorie nucleari,...) per le

quali i problemi di protezione ambientale ed isolamento sono preponderanti;

2) discariche di materiali non inquinanti (rocce, terre non coesive, terre coesive e materiali assimilabili ai precedenti) che a volte sono anche riutilizzabili per la costruzione di opere in materiali sciolti.

Una sostanziale differenza tra le discariche del secondo tipo ed altre costruzioni in materiali sciolti, come dighe e rilevati, è che nelle discariche il materiale non è selezionato ed è messo in posto senza trattamenti e senza compattazione; il materiale ha perciò porosità iniziale molto alta e può avere grado di saturazione iniziale minore dell'unità.

Nell'ambito delle discariche di materiali non inquinanti, si hanno discariche "idrauliche", nelle quali il materiale è trasportato in sospensione in acqua e depositato in bacini chiusi, e discariche "in blocchi". In queste ultime il terreno originario è frantumato in varie pezzature per mezzo di esplosivo o escavatori meccanici ed è trasportato o su gomma, o su rotaia, o con nastri trasportatori. Durante queste operazioni il materiale non subisce aggiunte d'acqua e viene, perciò, posto in discarica con contenuto d'acqua prossimo o inferiore a quello originario.

La struttura del materiale delle discariche in blocchi è costituita tipicamente da frammenti dei terreni originari di varia dimensione, immersi in una matrice pressoché omogenea e di consistenza inferiore a quella dei frammenti.

Questa struttura è simile a quella di alcuni terreni "rimaneggiati" naturali, ossia di terreni che hanno subìto in sito azioni di destrutturazione principalmente meccaniche [KAVVADAS, 1995], come ad esempio i materiali di colata e i detriti di frana.

Le caratteristiche geotecniche del materiale delle discariche in blocchi sono fortemente variabili nello spazio e nel tempo. La variabilità nello spazio, determinata dall'eterogeneità dei caratteri strutturali, fa sì che il comportamento del materiale non sia univocamente determinato dai parametri di stato globali (porosità) e dai valori delle tensioni efficaci agenti. La variabilità nel tempo rende necessario, ai fini di studiare il comportamento nel tempo delle discariche, tenere in conto gli effetti dei processi di alterazione, rigonfiamento, collasso e consolidazione per peso proprio che hanno luogo durante e dopo la deposizione.

In Europa discariche minerarie in blocchi sono presenti in Germania, in Polonia ed in altri paesi dell'Europa Orientale; di particolare importanza per dimensione sono le discariche dei bacini lignitiferi della Renania e della Slesia.

Nel nostro paese esistono diversi casi notevoli di discariche in blocchi collegate ad attività mineraria in sotterraneo e a cielo aperto: si ricordano i casi delle miniere di Pietrafitta [CALABRESI *et al.*, 1994; RAMPELLO *et al.*, 1996], Monte Montanara [COLLESELLI e NOSENGO, 1975], Balangero [BARLA *et al.*, 1986] ed infine il comprensorio S. Barbara nel Valdarno Superiore, le cui discariche, costituite dai terreni asportati durante la coltivazione dei giacimenti di lignite, costituiscono l'oggetto della presente nota.

Nella gestione delle discariche minerarie spesso si pone l'accento sui problemi di stabilità, data la loro potenziale pericolosità, mentre si trascura lo studio del loro comportamento nel lungo periodo.

La stabilità degli accumuli è un fattore essenziale in casi particolari, come ad esempio le discariche costituite da materiali liquefacibili oppure quelle poste su pendii, o in zone ad alta vulnerabilità, ma è più generale il problema di dover rilasciare ad usi civili o industriali grandi aree subpianeggianti ed economicamente appetibili formate da discariche dismesse. Nei riguardi di tale problema, accanto alla necessità di individuare e risolvere gli eventuali rischi di contaminazione ambientale, è fondamentale lo studio della compressibilità del materiale di discarica. È infatti da prevedere che, poiché nelle discariche non si adottano provvedimenti costruttivi che garantiscono il massimo addensamento, la compressibilità dei materiali sia generalmente molto elevata e risulti un fattore vincolante per il tipo di utilizzo delle aree.

Sulle problematiche delle discariche idrauliche in letteratura è possibile reperire una ricca casistica, una vasta panoramica di soluzioni tecnologiche ed alcuni studi relativi alla analisi dei processi di sedimentazione e consolidazione [WAHLER e SCHLICK, 1976; PANE e SCHIFFMAN, 1981; WILLIAMS, 1992; YOU e ZNIDARCIC, 1994]. Minore attenzione è stata, invece, rivolta alle discariche in cui il materiale è movimentato con mezzi meccanici [KUNTSCHE, 1992; RAMPELLO *et al.*, 1996]. Questo fa sì che, per tali opere, gli studi relativi al comprensorio Santa Barbara costituiscano una notevole parte dei dati pubblicati. A partire da tali studi la presente nota intende portare un contributo alla comprensione dei fenomeni assimilabili a processi di consolidazione che hanno luogo nel lungo periodo nei materiali delle discariche in blocchi ed alla conoscenza delle caratteristiche di compressibilità dei materiali che le compongono.

2. Le Discariche del comprensorio minerario Santa Barbara

La miniera a cielo aperto S. Barbara ha sfruttato due giacimenti di lignite nei depositi lacustri del Valdarno Superiore, situati tra le colline del Chianti ad ovest ed i monti del Pratomagno ad est (Fig. 2).

La coltivazione a cielo aperto ha comportato lo scavo di oltre 300 milioni di m^3 di terreno di copertura che è stato portato a discarica in aree interne ed

esterne alle zone di coltivazione. Le discariche esterne coprono globalmente un'area di circa 9 chilometri quadrati (Fig. 2) formando accumuli con spessore fino a 60-70 m [ESU e D'ELIA, 1971; ESU *et al.*, 1978; D'ELIA *et al.*, 1979 e 1983; FEDERICO, 1990; D'ELIA *et al.*, 1994].

La copertura dei banchi di lignite è costituita dai terreni del complesso superiore argilloso dell'Argilla di Meleto ("Argilla di S. Barbara" [BERTUCCIOLI *et al.*, 1992]). Tale complesso è un deposito pliocenico di ambiente lacustre costituito da limi e argille grigio-azzurri, stratificati e fortemente sovraconsolidati (OCR fino a 15 [BERTUCCIOLI, 1995]). Lo spessore degli strati è compreso tra 0,1 e 1 m. Lo spessore dell'intero deposito supera i 150 m. In corrispondenza dei due giacimenti di lignite l'argilla ha proprietà geotecniche leggermente differenti (Tabelle I e II).

Le discariche esterne oggetto dello studio sono costituite dai materiali provenienti dalla zona del primo giacimento sfruttato (Castelnuovo). I materiali asportati nella zona del secondo giacimento (Allori-S.Donato) sono stati utilizzati prevalentemente come riempimento del cavo del giacimento Castelnuovo e non sono stati oggetto di studi specifici.

I terreni di copertura sono stati asportati con escavatori a ruota o a catena di tazze e il materiale scavato è stato movimentato per mezzo di linee di nastri trasportatori con velocità dell'ordine di 5 m/s. Durante il tragitto il materiale ha subito azioni meccaniche per il rimescolamento e gli urti che avvengono sui nastri trasportatori, durante il passaggio da un nastro trasportatore al successivo e nel deposito per lancio da cavallette alte fino a 20 m (Fig. 3)

A causa delle ripetute sollecitazioni meccaniche il materiale di discarica risulta formato da blocchi e frammenti dell'originaria Argilla di S. Barbara, con dimensioni massime dell'ordine di alcuni decimetri, e da una frazione fina (Fig. 4). Le operazioni di scavo, trasporto e messa in discarica sono state relativamente veloci, con riferimento alle caratteristiche di conducibilità idraulica del materiale, e di fatto non hanno dato luogo a significative variazioni di contenuto d'acqua dei frammenti di argilla.

Il materiale appena scaricato aveva la struttura di un detrito grossolano ed era caratterizzato da una porosità elevata a causa della presenza di vuoti di grandi dimensioni tra i blocchi di argilla. Le caratteristiche geotecniche di questo materiale non erano determinabili a causa dell'accrescimento rapido e continuo dei cumuli ed a causa del fatto che la struttura descritta era presente solo nei metri più superficiali e solo per un limitato periodo di tempo dopo la deposizione.

Al procedere della costruzione, infatti, i vuoti di grande dimensione tendevano a scomparire per effetto dell'assestamento e della rottura dei frammenti sotto l'azione del peso degli strati successivamente riportati.

Nel caso delle prime discariche realizzate la stabilità dei cumuli non era un requisito essenziale, in quanto esse erano poste in zone interne al perimetro della coltivazione o in aree esterne prive di insediamenti o infrastrutture. Le configurazioni di queste discariche erano pertanto determinate con criteri empirici accettando che potessero avvenire dei franamenti.

L'analisi dei profili assunti dai cumuli mostrava che:

- con due strati di discarica, per circa 30 m di altezza, i rilevati erano stabili con un angolo medio di scarpa $\beta \leq 25°$;
- con altezze di discarica comprese tra 30 e 45 m si avevano fenomeni di instabilità per angoli di scarpa $\beta \geq 8°$;
- per altezze dell'ordine di 60 m, l'angolo β necessario per la stabilità era 3°–4°.

Tabella I – Proprietà fisiche dell'Argilla di Santa Barbara.

giacimento	w_n *(%)*	γ *(kN/m³)*	γ_s *(kN/m³)*	*%< 2 μm*	*%>0,6 mm*	w_L	I_P	I_C	A
Castelnuovo	45 29-51	17,3 15,7-19,0	26,2 24,6-27,0	35 *22-69*	0-10	84 72-96	40 30-51	0,75-1,05	1,32 0,75-1,35
Allori-S.Donato	42 21-46	17,6 16,0-20,0	26,6 *25,5-27,4*	28 10-48	0-20	66 32-67	24 13-31	0,75-1,05	0,8 0,7-0,9

Tabella II – Resistenza e deformabilità dell'Argilla di Santa Barbara.

giacimento	c' *(MPa)*	φ'	φ'_r	c_u *(MPa)*	C_C	C_S	c_v *($10^{-7}m^2/s$)*
Castelnuovo	0,1 *0,05-0,15*	22° 16°-26°	11° 11°-15,5°	1,1 *0,8-1,4*			
Allori-S.Donato	0,1 0,05-0,20	23° 16°-29°	11° 10°-13°	>1	0,79 *0,64-1,16*	0,145 *0,06-0,16*	2 20-0,9

La causa dei bassi angoli di scarpa ammissibili è stata individuata negli eccessi di pressione neutra che si generavano nel corpo dei cumuli per effetto del peso dei materiali che via via venivano riportati [ESU *et al.*, 1978].

Con il procedere della coltivazione si è reso necessario utilizzare, come zone di discarica, aree esterne al bacino minerario in cui era essenziale garantire condizioni di sicurezza in fase di costruzione e ad opera ultimata a causa dell'esistenza di importanti infrastrutture di trasporto nelle immediate vicinanze degli accumuli. Per poter collocare volumi di terreno significativi in tali accumuli, però, non potevano essere adottati gli angoli di scarpa individuati come stabili durante la gestione delle discariche interne.

La conformazione delle valli destinate ad accogliere le discariche, valle Forestello e valle Vincesimo, ha suggerito di costruire strutture di contenimento a valle del materiale scaricato alla rinfusa. Tali strutture sono state realizzate con il materiale di discarica disposto in strati con spessore dell'ordine di 10 m. Sul terreno di appoggio e tra gli strati sono stati posti materassi drenanti allo scopo di favorire i processi di consolidazione [ESU *et al.*, 1978].

Per garantire lo smaltimento degli eccessi di pressione neutra fino a valori compatibili con la stabilità, la costruzione delle strutture di contenimento è proceduta per fasi successive. I tempi di attesa tra la realizzazione di uno strato e quella del successivo sono stati calcolati sulla base della teoria della consolidazione monodimensionale e il procedere della consolidazione è stato controllato in corso d'opera per mezzo di misure di pressione neutra: in ogni caso prima di iniziare la costruzione di uno strato si è attesa la dissipazione del 50% delle sovrappressioni neutre generate dalla costruzione dello strato precedente.

Data la modesta conducibilità idraulica del materiale di discarica, per la misura della pressione neutra sono state impiegate celle elettropneumatiche con breve tempo di risposta. Le notevoli e disuniformi riduzioni di spessore delle discariche hanno sottoposto a forti sollecitazioni i collegamenti delle celle con gli strumenti di misura, per tale motivo alcune delle celle installate durante la costruzione sono andate fuori servizio dopo pochi mesi di funzionamento.

3. Sperimentazione di laboratorio sul materiale di discarica

Alla scala del campione di laboratorio il materiale di discarica si presenta come un insieme di frammenti dell'originaria Argilla di Santa Barbara immersi in una matrice omogenea meno consistente (Fig. 5).

Tutte le caratteristiche geotecniche misurate sono pressoché coincidenti con quelle misurate in passato nelle altre discariche del comprensorio [ESU e D'ELIA, 1971; ESU *et al.*, 1978; D'ELIA *et al.*, 1979] e risultano piuttosto disperse a causa dell'eterogeneità iniziale del materiale (Tabella III). All'aumentare del tempo di permanenza in discarica e della profondità di prelievo, però, la dispersione dei dati diminuisce poiché il materiale tende ad omogeneizzarsi (le proprietà dei frammenti e della matrice diventano simili). Tale tendenza è particolarmente marcata nei campioni prelevati a profondità maggiore di 30 m.

Ovviamente le caratteristiche indici del materiale di discarica sono pressoché uguali a quelle dell'argilla originale; le modeste differenze sono da attribuire al fatto che sabbie, frammenti di lignite ed altri materiali sono mischiati con l'argilla.

Nel materiale prelevato da discariche con dreni, dopo 15 anni dal termine della costruzione è riconoscibile una certa influenza della profondità di prelievo dei campioni sui valori di alcune caratteristiche geotecniche: ad esempio il contenuto d'acqua e l'indice dei vuoti diminuiscono al crescere della profondità (Fig. 6). Variano con la profondità di prelievo anche le caratteristiche meccaniche, in particolare la compressibilità.

Le curve edometriche nel piano e–log σ'_v sono caratterizzate dalla variazione molto graduale della pendenza per cui la determinazione della tensione di snervamento è incerta (Fig. 7).

Malgrado questa incertezza i valori della tensione di snervamento σ'_Y, ricavati con gli usuali metodi grafici, mostrano una certa dipendenza sia dalla profondità di prelievo del campione, sia dalla percentuale di frammenti di dimensione superiore a 5 mm presenti. Dalla Fig. 8 si deduce, infatti, che il rapporto σ'_Y / σ'_v tende ad uno all'aumentare della profondità. Tale rapporto è maggiore di uno nei campioni superficiali nei quali l'influenza della struttura è marcata, nei quali, cioè, l'omogeneizzazione tra frammenti e matrice non si è ancora svi-

Tabella III – Campi di variazione delle caratteristiche geotecniche dei campioni prelevati nella discarica con dreni Forestello dopo 15 anni dal termine della costruzione.

γ_s (kN/m^3)	γ (kN/m^3)	w_n (%)	e_0	S_R	%>60 μm	%<2 μm	w_L	I_P	A	Rp (MPa)
25,4 ÷ 26,7	16,4 ÷ 18,5	31 ÷ 50	0,86 ÷ 1,51	0,97 ÷ 1	17 ÷ 35	22 ÷ 49	41 ÷ 80	18 ÷ 39	0,57 ÷ 1,05	0,08 ÷ 0,45

luppata e la maggior parte dei frammenti sono riconoscibili ad occhio nudo.

Nel piano normalizzato log σ'_v–I_v [BURLAND, 1990] le curve edometriche del materiale di discarica ricadono tra la ICL e la SCL relativa a terreni naturali normalmente consolidati (Fig. 9). Nella figura sono riportate, a titolo di confronto, anche le curve edometriche limiti dell'Argilla di Santa Barbara.

Le curve di consolidazione mostrano che gli effetti della consolidazione secondaria sono marcati solo per valori della tensione verticale efficace maggiori di 1 MPa (Fig. 10). Le prove edometriche indicano, pur con notevole dispersione dei risultati, una certa dipendenza del coefficiente di consolidazione dalla tensione efficace agente (Fig. 11).

Prove di permeabilità a carico variabile e a portata costante (flow-pump) hanno indicato una sensibile dipendenza della conducibilità idraulica del materiale dall'indice dei vuoti (Fig. 12).

4. Comportamento delle discariche

4.1. Processi di consolidazione

I processi di addensamento e consolidazione nelle discariche comportano grandi variazioni di volume e modifiche della struttura e delle proprietà fisiche del materiale. Per lo studio di tali processi vanno puntualizzati i seguenti aspetti.

- Al momento della deposizione il materiale in superficie presenta grandi vuoti riempiti d'aria. A causa di questi vuoti il materiale subisce una fase di addensamento a contenuto d'acqua pressoché costante per effetto dell'applicazione del primo ricarico [ESU e D'ELIA, 1971].
- Esaurita in tempi brevi la fase di addensamento a contenuto d'acqua costante, la consolidazione del materiale deposto procede in condizioni di saturazione pressoché completa [D'ELIA *et al.*, 1979].
- Durante i processi di consolidazione il materiale è sottoposto a notevoli variazioni dello stato tensionale efficace e dell'indice dei vuoti [FEDERICO, 1990].
- La costruzione delle discariche, protratta per tempi lunghi con fasi di attesa e fasi di accrescimento, influenza il decorso della consolidazione [D'ELIA *et al.*, 1994].

Per studiare il comportamento delle discariche è di fondamentale importanza interpretare sulla base di adeguate trattazioni teoriche i valori di grandezze misurate che siano rappresentative del procedere della consolidazione: la distribuzione con la profondità a diversi tempi dell'indice dei vuoti; il decorso nel tempo delle pressioni neutre; gli spostamenti verticali.

Nel caso in esame a causa delle modalità costruttive non è stato possibile installare strumentazioni fisse per la misura degli spostamenti verticali. Gli abbassamenti della superficie della discarica e le riduzioni di spessore dei singoli strati sono stati pertanto ricavati da:

- rilevamenti topografici delle quote della superficie della discarica;
- rilevamenti aerofotogrammetrici della superficie della discarica (scala 1:2000) in date diverse (1969, 1979, 1983, 1989);
- misure delle profondità degli strati drenanti, eseguite durante la perforazione dei sondaggi per il prelievo dei campioni indisturbati e per l'installazione delle celle piezometriche.

I dati così ottenuti hanno dispersione elevata e, esclusi i rilievi topografici, scarsa risoluzione. Le misure in superficie risentono, infatti, della disuniformità degli abbassamenti dovuta alla disomogeneità del materiale e alle variazioni nel tempo della quota del terreno dovute a ruscellamento, aratura e livellamento. Le misure in fori di sondaggio hanno, invece, accuratezza limitata dal fatto che le superfici dei dreni piani sono irregolari a causa delle tecniche costruttive impiegate.

Nonostante tali limiti, però, le indicazioni sulle deformazioni delle discariche fornite dai rilievi risultano utili per interpretare il comportamento degli accumuli.

4.2. La discarica Forestello

La discarica nel suo complesso ha un volume di circa 52 milioni di m^3 e copre un'area di oltre 100 ha.

La valle, lunga circa 2,6 km e larga in sommità 600-700 m, è incisa nelle argille e sabbie limose stratificate sovrapposte all'Argilla di Santa Barbara (Argille di Figline).

La struttura di contenimento, alta 62 m e lunga circa 740 m, è stata realizzata in sei strati, con spessori di progetto, dal basso verso l'alto: 9, 9, 10, 10, 12, 12 m (figure 13 e 14).

A monte della struttura di contenimento la discarica è stata realizzata alla rinfusa, in strati la cui altezza iniziale di progetto è compresa tra 6 e 15 m.

Nella discarica Forestello, tra il 1972 e il 1995, sono state installate complessivamente 68 celle piezometriche elettropneumatiche: 48 nella struttura di contenimento, 11 nella discarica senza dreni e 9 nel terreno di appoggio. La posizione di dette celle è riportata nelle sezioni delle figure 15, 16a e 16b rispettivamente per gli anni di installazione 1972, 1978 e 1993-95.

La durata del tempo di funzionamento delle celle installate nella struttura di contenimento varia da pochi mesi ad alcuni anni.

Nelle figure 17a e 17b è riportato l'andamento nel tempo della pressione neutra, misurata mediante alcune celle ritenute rappresentative del comportamento della discarica in corrispondenza della postazione PS.

Dai rilievi delle profondità degli strati drenanti, eseguiti nella discarica con dreni a tempi diversi, si ottengono indicazioni sulla riduzione nel tempo degli spessori dei singoli strati (Fig. 18).

Si noti che il IV ed il I strato hanno avuto abbassamenti finali quasi eguali. Va però ricordato che l'abbassamento misurato del IV strato è dovuto principalmente alla riduzione di volume degli strati IV, III, II e I sotto il carico del V e del VI strato, mentre l'abbassamento del I strato è dovuto alla riduzione di volume del solo I strato per effetto del peso di tutti gli altri strati.

4.3. La discarica Vincesimo

La discarica nel suo complesso ha un volume di circa 31 milioni di m^3 e si estende su un'area di oltre 120 ettari.

La valle di riempimento è lunga circa 2 km e larga in sommità circa 700 m ed è simile per forma e caratteri geologici alla valle di Forestello.

La struttura di contenimento, alta 56 m e lunga circa 600 m, è stata realizzata in cinque strati di materiale argilloso intercalati da strati drenanti sabbiosi. Gli spessori di progetto degli strati sono, dal basso verso l'alto: 9, 9, 11, 15, 12 m. A monte della struttura di contenimento è stata realizzata la discarica alla rinfusa in strati la cui altezza iniziale di progetto è compresa tra 6 e 15 m.

Nella discarica Vincesimo, tra il 1975 e il 1979, sono state installate complessivamente 24 celle piezometriche elettropneumatiche: 22 nella struttura di contenimento e 2 nel terreno di appoggio.

Nella Fig. 19 è riportato l'andamento nel tempo della pressione neutra, misurata mediante le celle installate nella mezzeria di ciascun strato della struttura di contenimento.

Le misure piezometriche nella struttura di contenimento e nella discarica senza dreni [ESU e D'ELIA, 1971; D'ELIA *et al.*, 1979] mostrano che per effetto dell'aumento di carico, dovuto alla costruzione di uno strato, negli strati sottostanti si genera un aumento di pressione neutra. Questo aumento, dato che il grado di saturazione iniziale del materiale è minore di uno, è generalmente minore dell'incremento di tensione totale applicato $\Delta\sigma_v$.

La distribuzione degli eccessi di pressione neutra indotti dalla costruzione di uno strato di spessore $\Delta z \simeq 10$ m è rappresentata in Fig. 20, nella quale si vede che gli incrementi di pressioni neutra Δu sono estremamente ridotti fino ad una profondità $h_c = 7 \div 10$ m; per profondità comprese tra h_c e $h_c+\Delta z$ l'incremento di pressione neutra cresce linearmente con la profondità z secondo la relazione $\Delta u = (z-h_c)\gamma$, dove γ è il peso dell'unità di volume medio del materiale riportato; per profondità maggiori di $h_c+\Delta z$ l'incremento di pressione neutra rimane costante e pressoché uguale a $\Delta\sigma_v$.

I dati piezometrici indicano che gli incrementi di tensione totale non generano apprezzabili sovrappressioni neutre finché al di sopra del punto considerato non sono deposti $7 \div 10$ m di materiale di discarica. Un risultato simile è comune in rilevati di materiale argilloso in blocchi [FARRAR, 1978]. Negli strati di terreno a profondità maggiore di $7 \div 10$ m, invece, il peso del materiale deposto provoca un aumento della pressione neutra paragonabile all'incremento di tensione totale $\gamma\Delta z$. In altre parole il coefficiente B di Skempton è praticamente zero nelle zone più superficiali e raggiunge valori prossimi all'unità in corrispondenza della profondità $h_c = 7 \div 10$ m.

5. Analisi della consolidazione

5.1. Generalità

Come già accennato, in uno strato di materiale posto in discarica hanno luogo due processi di diminuzione di volume, che si susseguono nel tempo all'aumentare del peso dei materiali sovrastanti:

- in una prima fase l'addensamento dell'insieme frammenti di argilla – matrice argillosa avviene senza che si generino pressioni neutre positive ed il fenomeno, dovuto alla riduzione del volume dei grandi vuoti che contengono aria, avviene a contenuto d'acqua costante;
- in una seconda fase, con l'aumentare del carico, si raggiunge la saturazione e conseguentemente si generano pressioni neutre positive e si sviluppano processi di consolidazione primaria.

Nell'analisi che segue non si considera la prima fase di addensamento che, come detto al precedente paragrafo, riguarda solo uno strato superficiale della discarica di spessore minore di 10 m, il cui comportamento è di secondaria importanza nello studio della consolidazione di accumuli di spessore 50-60 m.

In quanto segue si analizzano cioè i processi di consolidazione che si verificano in condizioni di saturazione.

I processi di consolidazione nei materiali di discarica sono influenzati dalla disomogeneità e dalle variazioni nel tempo delle proprietà caratteristiche del materiale, dai valori elevati dell'indice dei vuoti iniziale, dalle grandi deformazioni, dalla consolidazione secondaria e dalle modalità costruttive. È perciò necessario adattare le procedure di analisi usual-

mente adottate allo studio della consolidazione dei terreni naturali alle particolari caratteristiche dei materiali di discarica.

5.2. Condizioni al contorno e stato iniziale

Nelle discariche con dreni gli strati hanno spessore molto minore della estensione planimetrica (Fig. 14) e sono posti tra due materassi drenanti. La consolidazione del singolo strato avviene perciò in condizioni di deformazione monodimensionale con doppio drenaggio ed è riconducibile al caso edometrico.

Non si hanno dati diretti sui valori della pressione neutra nei materassi drenanti. Le misure piezometriche hanno indicato, però, che negli strati di discarica la pressione dell'acqua a tempi lunghi assume valori molto piccoli. In base a questa informazione e considerate le capacità di drenaggio dei materassi di sabbia, si è assegnato un valore della pressione neutra costante pari alla pressione atmosferica in corrispondenza delle superfici superiore ed inferiore di ciascuno strato di discarica.

Le condizioni iniziali nel generico strato di discarica sono state ricavate tenendo conto delle misure piezometriche richiamate nel paragrafo 4.3., si è cioè considerato che, a profondità sotto il piano di discarica maggiori di circa 7 m, gli incrementi di pressione neutra siano uguali all'incremento di tensione totale verticale. Data tale distribuzione sono stati calcolati i valori iniziali dell'indice dei vuoti.

Lo spessore iniziale degli strati non è noto a priori. Infatti nel progetto delle discariche era specificata solo la quota da raggiungere alla fine della costruzione di ciascuno strato. Durante la fase di costruzione, la superficie inferiore dello strato in costruzione si abbassava a causa del consolidarsi degli strati più profondi di modo che lo spessore di materiale da riportare per raggiungere la quota di progetto risultava indefinito.

Lo spessore iniziale del singolo strato da introdurre nelle analisi è stato perciò ricavato facendo riferimento ai rilievi delle quote della superficie della discarica e dei materassi drenanti effettuati a diverse date ed ai corrispondenti valori dell'indice dei vuoti determinati in laboratorio. Per ciascuno strato delle strutture di contenimento delle discariche Forestello e Vincesimo si è così stimato il valore Δz del volume della fase solida per unità di superficie[1] e da questo si è ricavato lo spessore iniziale (Tabelle IV e V). Va osservato che, di norma, lo spessore iniziale di ciascuno strato, eccetto il primo, è maggiore dello spessore di progetto in conseguenza dell'addensamento degli strati sottostanti avvenuto durante la costruzione dello strato.

5.3. Procedure utilizzate nelle analisi

Le ipotesi della classica formulazione della teoria della consolidazione [TERZAGHI e FRÖHLICH, 1936], come si è detto, non sono verificate nel caso delle discariche ed è perciò necessario riferirsi a formulazioni più generali che permettano di tenere conto della variabilità delle caratteristiche di compressibilità e conducibilità idraulica durante il processo, della non linearità delle leggi costitutive, dell'effetto del peso proprio, delle deformazioni secondarie, dell'applicazione graduale del carico e delle fasi costruttive.

Si fa perciò riferimento alla rappresentazione analitica della consolidazione monodimensionale elaborata da GIBSON *et al.* [1967]. Questa rappresentazione è compatibile con deformazioni finite, fa ipotesi poco restrittive sulla compressibilità e sulla conducibilità idraulica del materiale e tiene conto dell'effetto del peso proprio. La formulazione non tiene conto delle deformazioni secondarie, ma, come detto al paragrafo 3., per il materiale in esame gli effetti delle deformazioni secondarie sono modesti ai livelli tensionali esistenti in sito e pertanto trascurare le deformazioni secondarie è accettabile.

L'equazione differenziale che regge il fenomeno è pertanto [GIBSON *et al.*, 1967]:

$$\pm\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w}-1\right)\frac{d}{de}\left[\frac{k(e)}{1+e}\right]\frac{\partial e}{\partial z}+\frac{\partial}{\partial z}\left[\frac{k(e)}{\gamma_w(1+e)}\frac{d\sigma'}{de}\frac{\partial e}{\partial z}\right]+\frac{\partial e}{\partial t}=0 \qquad (1)$$

in cui la coordinata spaziale "ridotta" z rappresenta volume della fase solida per unità di superficie. Il primo termine, il cui segno dipende dall'orientamento scelto per l'asse z, rappresenta il contributo del peso proprio, il secondo quello del carico esterno.

Nell'analisi della consolidazione di un singolo strato l'approssimazione che la costruzione sia istantanea è accettabile dato che il tempo necessario per raggiungere elevati gradi di consolidazione è dell'ordine di alcuni anni, mentre i singoli strati sono costruiti in tempi dell'ordine qualche mese (tabelle IV e V).

Se però si considera il comportamento dell'intera discarica, il cui tempo di costruzione è dell'ordine alcuni anni, è necessario tenere in conto l'effetto delle fasi costruttive sui processi di consolidazione.

[1] Detti Δx lo spessore di uno strato ed e il valore medio dell'indice dei vuoti si ha $\Delta z = \Delta x/(1+e)$.
Poiché per ciascuno strato si hanno più coppie, ciascuna relativa ad una diversa data, di misure di Δx ed e; Δz è stato ricavato con metodi di minimizzazione degli errori su tali misure [MILILLO, 1996]

Tabella IV – Volume della fase solida per unità di superficie (Δz) e spessore iniziale degli strati della discarica con dreni Forestello in corrispondenza della postazione PS.

	spessore di progetto (m)	*inizio costruzione*	*fine costruzione*	Δz (m^3/m^2)	*indice dei vuoti iniziale*	*spessore iniziale (m)*
strato I	9	Agosto 1971	Ottobre 1971	3,58	1,40	8,6 *
strato II	9	Ottobre 1971	Dicembre 1971	3,72	1,33	8,7 *
strato III	10	Marzo 1972	Giugno 1972	4,89	1,37	11,6
strato IV	10	Aprile 1973	Novembre 1973	5,50	1,25	12,4
strato V	12	Maggio 1975	Novembre 1975	9,99	1,47	24,7
strato VI	12	Marzo 1977	Giugno 1977		1,47	

* Lo spessore dei primi strati è minore di quello di progetto in quanto in corrispondenza della postazione PS il terreno di appoggio forma un dosso alto circa 0,5 m

Tabella V – Volume della fase solida per unità di superficie (Δz) e spessore iniziale degli strati della discarica con dreni Vincesimo.

	spessore di progetto (m)	*inizio costruzione*	*fine costruzione*	Δz (m^3/m^2)	*indice dei vuoti iniziale*	*spessore iniziale (m)*
strato I	9	Marzo 1976	Giugno 1976	3,40	1,67	9,1
strato II	9	Agosto 1976	Ottobre 1976	3,82	1,67	10,2
strato III	11	Giugno 1977	Luglio 1977	4,89	1,72	13,3
strato IV	15	Gennaio 1979	Marzo 1979	6,05	1,68	16,2
strato V	12	Dicembre 1980	Giugno 1981	6,40	1,31	14,8

L'equazione (1) è stata integrata numericamente con il metodo delle differenze finite implementato nel programma TSCM3 [JIN-CHUAN LIU, 1989].

La versione originale di questo programma non consente di modellare né l'accrescimento graduale della discarica, né la variabilità delle condizioni al contorno nel tempo, esso richiede infatti condizioni al contorno del tipo Neuman-Dirichelet, cioè indice dei vuoti costante, tensione efficace costante o velocità di filtrazione costante.

Nel programma sono state perciò introdotte alcune modifiche relativamente semplici, che hanno consentito di assegnare alla base e alla sommità dello strato valori variabili nel tempo dell'indice dei vuoti e della tensione efficace, nota la legge costitutiva $e = f(\sigma'_v)$. È stato così possibile rappresentare l'effetto del procedere della costruzione di uno strato di discarica sugli strati precedentemente deposti.

Il programma modificato, denominato TSCM4 [MILILLO, 1996], è stato impiegato nell'analisi delle discariche considerando separatamente ogni strato di discarica con dreni e assumendo che ciascuno strato sia costruito istantaneamente ad un tempo compreso tra la data di inizio e la data di fine della sua costruzione.

Per confronto alcune analisi della consolidazione delle discariche sono state ripetute accettando la validità della formulazione di TERZAGHI e FRÖHLICH [1936] e assumendo un valore costante di c_v, secondo la procedura numerica suggerita da GIBSON [1958] per tenere conto della successione delle fasi costruttive

5.4. Leggi costitutive del materiale di discarica

Le curve di compressione edometrica dei terreni naturali sono usualmente interpretate utilizzando la classica espressione di tipo semilogaritmico, o una espressione di tipo potenza [BUTTERFIELD, 1979], o espressioni che prevedono una ben definita soglia di snervamento [MESRI e ROKHSAR, 1974; BURGHIGNOLI e VESTRONI, 1975].

Tali espressioni, però, non sono atte a rappresentare il comportamento di materiali di discarica [VAUGHAN *et al.*, 1978; PANE e SCHIFFMAN, 1981; ZNIDARCIC e LIU, 1989; SCULLY *et al.*, 1994].

Nel caso in esame le prove indicano che, nel campo di tensioni fino a 2 MPa, durante la fase di carico il cambiamento di pendenza della curva edometrica è graduale e non si sviluppa nell'intorno di un ben definito valore della tensione verticale efficace. Per il materiale oggetto dello studio le leggi costitutive devono, perciò, tenere in conto la non linearità della relazione e–$\log \sigma'_v$ a bassi livelli tensionali ed inoltre devono poter rappresentare il comportamento dello strato superficiale, in cui i valori

delle tensioni efficaci sono praticamente nulli pur essendo finiti i valori dell'indice dei vuoti e della conducibilità idraulica.

Tra le diverse forme analitiche compatibili con tali vincoli sono apparse adeguate quelle elaborate da LIU e ZNIDARCIC [1991] per modellare la consolidazione di discariche idrauliche:

$$e = A\,(Z + \sigma'_v)^B\,; \qquad k = C e^D \tag{2}$$

ove A, B, C, D e Z sono parametri caratteristici del materiale, correlati ai valori dell'indice dei vuoti e della permeabilità per stato tensionale nullo ($e_0 = A\,Z^B$; $k_0 = C\,A^D\,Z^{B+D}$).

Dalle precedenti è immediato ricavare la dipendenza della conducibilità idraulica e del coefficiente di consolidazione dalle tensioni efficaci:

$$k = C\,[A\,(Z + \sigma'_v)^B]^D \tag{3}$$

$$c_v = -\,C\,A^{D-1}(\sigma'_v+Z)^{1+B(D-1)}\,[1+A\,(\sigma'_v+Z)^B]^2\,/(B\,\gamma_w) \tag{4}$$

I campi di variazione dei parametri A, B, C, D, Z del materiale in studio sono stati desunti da prove di compressione edometrica e da prove di permeabilità in laboratorio [MILILLO, 1996].

I valori definitivi di tali parametri sono stati ricavati mediante la *back analysis* del comportamento del materiale in una delle discariche considerate. In particolare sono state utilizzate le misure degli abbassamenti nella discarica con dreni Forestello e le distribuzioni con la profondità dell'indice dei vuoti determinate in tale discarica al termine della costruzione e 15 anni dopo tale termine [MILILLO, 1996].

I risultati, in termini di abbassamento, delle analisi eseguite con i valori dei parametri che meglio rappresentano il comportamento del materiale in discarica sono riportati in Fig. 21.

Il miglior accordo tra dati misurati e risultati dell'analisi si ottiene se si assume che i parametri delle leggi costitutive del generico strato cambino quando le tensioni efficaci sono pari a circa 0,2 MPa, ossia a profondità dell'ordine di 15-20 m.

Per gli strati superficiali risulta che i valori dei parametri da assegnare al terreno sono (Fig. 22 e 23):

$$A = 0{,}921\ (\text{MPa})^{-B};\quad B = -0{,}194;\quad Z = 0{,}04\ \text{MPa}$$
$$C = 1\text{x}10^{-11}\ \text{m/s};\quad D = 18 \tag{5}$$

Per gli strati profondi, invece, sono da assumere valori simili a quelli ottenibili da una semplice interpretazione statistica dei risultati delle prove di laboratorio (Fig. 22 e 23):

$$A = 1{,}156\ (\text{MPa})^{-B};\quad B = -0{,}329;\quad Z = 0{,}7\ \text{MPa}$$
$$C = 4\text{x}10^{-11}\ \text{m/s};\quad D = 11 \tag{6}$$

Con la procedura di GIBSON [1958] si è trovato che i valori dei parametri che assicurano il miglior accordo in tutto il campo studiato tra valori calcolati e dati misurati sono:

$$A = 1{,}072\ (\text{MPa})^{-B};\quad B = -0{,}252;\quad Z = 0{,}19\ \text{MPa} \tag{7}$$

In questo caso C e D non intervengono ed il valore costante del coefficiente di consolidazione che permette di interpolare meglio le misure in sito è il valor medio delle determinazioni di laboratorio nel campo tensionale esistente in sito: $c_v = 2\text{x}10^{-7}\ \text{m}^2/\text{s}$.

5.5. Discarica con dreni Vincesimo: confronto tra valori della pressione neutra misurati e calcolati

Programma TSCM4 – L'andamento nel tempo della pressione neutra è stato calcolato in corrispondenza di due piezometri installati al centro (Fig. 24a) e di due piezometri installati a tre quarti (Fig. 24b) dell'altezza del I strato della discarica Vincesimo. Le figure riportano gli andamenti nel tempo delle quote piezometriche misurate e calcolate adottando i valori dei parametri individuati durante l'analisi della consolidazione della discarica Forestello.

I risultati dell'analisi sono in buon accordo con l'andamento della pressione neutra misurato, sia in termini di valori di u, sia con riferimento alla forma delle curve u–t. Un analogo buon accordo esiste anche tra gli abbassamenti calcolati e le misure in sito (Fig. 25).

Procedura di GIBSON [1958] – Con riferimento alle stesse situazioni analizzate con il programma TSCM4 e assumendo un valore costante del coefficiente di consolidazione $c_v = 4\text{x}10^{-7}\ \text{m}^2/\text{s}$, nelle figure 24a e 24b sono riportati gli andamenti nel tempo delle quote piezometriche calcolate. Dalle figure si rileva che con la procedura di GIBSON [1958] è possibile cogliere l'andamento generale della pressione neutra, ma si sovrastimano i picchi di pressione neutra dovuti alla costruzione dei singoli strati e si ottengono velocità di dissipazione degli eccessi di pressione neutra maggiori di quelle effettive.

Va notato, inoltre, che per ottenere valori di pressione neutra in accettabile accordo con quelli misurati, è stato necessario adottare un valore del coefficiente di consolidazione, ricavato dall'interpretazione delle stesse misure piezometriche da D'ELIA *et al.* [1994], che è circa doppio di quello individuato in precedenza. Infatti impiegando il valore del coefficiente di consolidazione ricavato per mezzo dell'analisi del comportamento della discarica con dreni Forestello ($c_v = 2\text{x}10^{-7}\ \text{m}^2/\text{s}$), si sovrastimano in misura inaccettabile i valori della pressione neutra. Questo risultato si giustifica considerando che nella discarica Forestello, alta 60 m, le tensioni

efficaci verticali medie sono maggiori di quelle esistenti nella sezione considerata della discarica Vincesimo, alta 43 m.

I risultati esposti evidenziano che mentre la procedura che considera le deformazioni infinitesime (procedura di GIBSON [1958]) è solo in grado di interpretare a posteriori il comportamento del materiale di discarica, la procedura che considera le deformazioni finite (programma TSCM4) può prevedere in modo soddisfacente tale comportamento anche dal punto di vista quantitativo.

Nel caso in esame la procedura di GIBSON [1958] fornisce, infatti, risultati in accordo con le osservazioni solo se si adottano parametri di consolidazione che siano ricavati dalle misure di pressione neutra eseguite nella stessa discarica. Inoltre il grado di approssimazione dei risultati è diverso nelle varie fasi del processo. In sostanza, con questa procedura, c_v non è un parametro intrinseco del materiale che governa il fenomeno reale della dissipazione delle pressioni neutre, bensì è un coefficiente operativo finalizzato all'interpretazione dei dati del particolare problema in esame [DESIDERI e RAMPELLO, 1993].

La procedura che utilizza il programma TSCM4, invece, permette di prevedere con buona approssimazione il comportamento della discarica in tutte le fasi del processo di consolidazione, anche se i parametri delle leggi costitutive sono stati tarati con riferimento ad un'altra discarica e a grandezze diverse dalla pressione neutra. Questo risultato suggerisce che la procedura messa a punto permette di rappresentare i processi di consolidazione nelle discariche e che i parametri delle leggi costitutive descrivono con sufficiente approssimazione il comportamento del materiale.

6. Conclusioni

Le discariche di ogni tipo ed origine subiscono trasformazioni nel tempo che iniziano durante la costruzione e che comportano una riduzione progressiva di volume. Nei casi in cui non intervengano processi chimici, queste trasformazioni sono dovute a diminuzione della porosità e possono essere assimilate ai processi di consolidazione dei terreni naturali.

Ciò vale in particolare per le discariche idrauliche, nelle quali le modalità di costruzione sono analoghe ai processi che hanno luogo durante e dopo la sedimentazione di un terreno naturale.

Assimilare i processi di addensamento alla consolidazione dei terreni naturali appare meno immediato per le discariche in blocchi in cui un materiale è movimentato e messo in posto con mezzi meccanici. In esse, infatti, il materiale è formato da frammenti fragili di varie dimensioni caoticamente disposti separati da vuoti o immersi in una matrice pressoché omogenea ed alcuni dei processi che portano alla diminuzione della porosità non sono compatibili con le ipotesi introdotte nella teoria della consolidazione. Al fine di verificare l'applicabilità a tali discariche di strumenti di analisi e previsione messi a punto con riferimento alla consolidazione dei terreni naturali, si sono condotti studi in vera grandezza.

In questo studio si sono esaminate le discariche in blocchi del comprensorio minerario S. Barbara, che formano accumuli di grandi dimensioni tenuti sotto controllo per un lungo periodo di tempo e per i quali, pertanto, sono disponibili molti dati relativi alle caratteristiche di laboratorio del materiale e al comportamento in sito.

Alla scala dell'elemento di volume campionato il materiale è costituito da frammenti di argilla sovraconsolidata di dimensione variabile dal decimetro ad alcuni millimetri immersi in una matrice argillosa meno consistente, è saturo ed ha valori delle caratteristiche fisiche e meccaniche dipendenti dalla profondità di prelievo dei campioni.

Le proprietà indice sono sostanzialmente quelle del terreno originario (Argilla di Santa Barbara) e le proprietà meccaniche risultano intermedie tra quelle del materiale ricostituito in laboratorio (proprietà intrinseche) e quelle del terreno originario.

Di particolare importanza per il problema studiato sono le caratteristiche di deformabilità. La forma delle curve edometriche presenta una variazione di pendenza molto graduale ed è mal rappresentata dalle equazioni impiegate usualmente per terreni naturali saturi, normalmente consolidati o sovraconsolidati. Appaiono invece adeguate le relazioni (2), sviluppate per rappresentare il comportamento di terreni aventi elevati valori dell'indice dei vuoti iniziale.

I valori delle caratteristiche che meglio interpretano il comportamento in sito del materiale di discarica sono compresi nei campi di variazione individuati mediante la sperimentazione di laboratorio, ma per bassi stati tensionali sono diversi da quelli medi ottenuti dalla elaborazione statistica dei risultati delle prove effettuate in laboratorio.

Poiché il materiale è molto eterogeneo, il suo comportamento a scala reale non può essere desunto solo dai risultati delle prove di laboratorio e deve essere studiato per mezzo di misure in sito condotte durante e dopo la costruzione.

Si è così riconosciuto che durante la costruzione nel corpo delle discariche la pressione neutra cresce al crescere del peso dei materiali via via riportati; gli incrementi di pressione neutra sono compatibili con la condizione di completa saturazione per profondità maggiori di 7-10 m.

Durante la costruzione degli accumuli (protrattasi per tempi dell'ordine di 5 anni) è stata rilevata

una non trascurabile dissipazione delle pressioni neutre.

Nelle discariche con dreni dopo 10-15 anni dal termine della costruzione i valori di pressione neutra misurati sono pressoché nulli, pertanto la consolidazione primaria può considerarsi ultimata.

Attualmente le caratteristiche di compressibilità del materiale di discarica sono simili a quelle di un terreno ricostituito che ha raggiunto lo stato di normale consolidazione.

L'interpretazione dei dati delle misure in base alla teoria della consolidazione di Terzaghi permette di cogliere con buona approssimazione la fase centrale del processo di dissipazione degli eccessi di pressione neutra se si adottano valori del coefficiente di consolidazione dipendenti dalle dimensioni del problema studiato e ricavati dalle misure in sito di pressione neutra piuttosto che dalla media dei risultati delle prove di laboratorio.

Per migliorare l'accordo tra dati delle misure, risultati delle analisi e indicazioni di laboratorio, sono stati introdotti affinamenti che hanno riguardato:

- l'effetto del tempo di costruzione sul decorso dei processi di consolidazione;
- la forma analitica delle leggi costitutive, tale da poter rappresentare le variazioni della compressibilità e delle caratteristiche di consolidazione del materiale in tutto il campo tensionale di interesse (0-2 MPa);
- i valori dei parametri caratteristici del materiale in fase di consolidazione, determinati con riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio (edometriche e di conducibilità idraulica), sia al comportamento in sito in una discarica "campione";
- la formulazione della teoria della consolidazione in grado di considerare l'effetto delle grandi deformazioni e del peso proprio.

Il modello di calcolo messo a punto, che considera tutte le condizioni sopra elencate, si è dimostrato un valido strumento di interpretazione e previsione indipendentemente dalle particolarità del problema analizzato (dimensione della discarica, condizioni al contorno, storia della costruzione).

Tale modello risulta abbastanza versatile in quanto consente di fare previsioni attendibili dell'andamento nel tempo della pressione neutra, che rappresenta il fattore determinante nei problemi di stabilità e consolidazione degli accumuli di materiale di discarica, utilizzando dati di provenienza e tipo diversi (risultati di prove di laboratorio sul materiale; misure in sito di riduzione di volume; misure in sito di pressione neutra) permettendo, cioè, di sfruttare al meglio tutte i dati a disposizione. Tale versatilità permette di:

- affinare la taratura del modello, a partire da una prima ipotesi basata sui soli risultati di laboratorio, facendo riferimento ai valori di pressione neutra via via misurati durante la costruzione di una discarica in modo da poter prevedere con accuratezza via via crescente il comportamento dell'accumulo;
- tarare il modello sulla base dei risultati di prove di laboratorio e delle misure di riduzione di volume di una discarica campione e poi utilizzarlo per prevedere il comportamento di altri accumuli.

Ringraziamenti

Il lavoro è stato in parte eseguito con il contributo finanziario del Ministero dell'Università e della Ricerca Scientifica e Tecnologica (M.U.R.S.T. 40%)

Si ringraziano la Direzione ed il Personale del Gruppo Impianti Minerari Santa Barbara (ENEL, Firenze) e la Direzione dell'ENEL-CRIS di Milano per aver consentito l'utilizzazione e la pubblicazione dei dati contenuti nel lavoro.

Si ringrazia il prof. Dobroslav Znidarcic della Colorado University at Boulder per il fondamentale contributo alla messa a punto degli strumenti numerici utilizzati.