



**Politecnico  
di Torino**

# **POLITECNICO DI TORINO**

**Department of Structural, Geotechnical and Building  
Engineering**

Master's Degree Thesis

**Ground Improvement Techniques for Seabed Consolidation:  
An Evaluation of Stone Columns and Soil Mixing based on  
Settlement Performance**

**Supervisor**

Prof. Andrea Dominijanni  
Eng. Carlo Alberto Marconi  
Geom. Francesco Pesce  
Eng. Danilo Dottore

**Candidate**

Ali Ftouni

A / Y 2023-2024



## Acknowledgements

First and foremost, I would like to express my sincere gratitude to my academic advisor, Professor Andrea Dominijanni, for his invaluable guidance and support throughout this entire research journey. His expertise, encouragement, and insightful feedback have been instrumental in shaping this thesis and allowing me to reach my full potential. I am deeply grateful for his dedication and mentorship.

My deepest appreciation also extends to my on-site supervisors, Eng. Danilo, Geom. Francesco Pesce and for my college Eng. Simone Campisi for their invaluable guidance and unwavering support during the challenging yet rewarding months spent at the Augusta site.

I would also like to extend my sincere gratitude to Deme, the construction company responsible for the expansion of the port Augusta . Their cooperation and willingness to facilitate my research activities were instrumental in the successful completion of this thesis.

Beyond the academic and professional circles, I would like to express my heartfelt gratitude to my family and friends, whose unwavering love and encouragement provided me with the strength and motivation to persevere through the demanding stages of this research. Your constant support and belief in me have been my anchor throughout this journey.

In conclusion, I extend my gratitude to all those who have been part of this academic journey. Your contributions and support have been vital to the attainment of my master's degree.



## Abstract

This thesis investigates the consolidation behavior of a test embankment constructed on compressible soils at the site of Augusta, Sicily, Italy. Upon my experience of three months, directly on-site, extensive field monitoring of settlement and piezometric had been conducted over six months to evaluate the effectiveness of two ground improvement techniques: stone columns and soil mixing.

Standard methods for calculating overpressure using sensor readings were found to be unreliable due to the influence of the construction activities required highlighting the need for alternative approaches. This study illustrates that the settlement measurements offer a more reliable and direct method for assessing embankment performance.

By analyzing the collected data, this report compares the consolidation efficiency of stone columns and soil mixing, considering factors such as settlement rate, time required for consolidation, and potential cost implications.

The findings provide valuable insights into the selection of appropriate ground improvement techniques for achieving optimal embankment stability and consolidation, particularly in challenging soil conditions. The research contributes to the field of geotechnical engineering by offering practical recommendations for embankment design and construction, informed by real-world data, analysis, and an understanding of stone column theory and its practical application. This thesis also highlights the value of on-site observation and data collection in understanding complex geotechnical processes.

## Table of Contents

1	Project description: .....	11
1.1	South Side Operational Quay: .....	12
1.2	Northside operational Quay: .....	14
1.3	Head operational quay: .....	15
1.4	Executive phases for South Operational Quay: .....	16
2	Geotechnical Description of the site: .....	23
2.1	Introduction: .....	23
2.2	Investigation campaign of the executive project: .....	23
2.2.1	On-site investigations: .....	24
2.3	Supplementary investigations: .....	26
2.3.1	On-site investigations: .....	26
2.3.2	Laboratory investigations: .....	27
2.3.3	Result of the survey campaign: .....	28
2.4	Cave material: .....	35
3	Stone columns: .....	38
3.1	Weak deposits (surface sediments): .....	38
3.2	Stone column technique: .....	38
3.3	General information about the bottom-feed type Vibro replacement: .....	38
3.4	Extension of the intervention and characteristics of the treatments: .....	39
3.5	Methodology used for the sizing of stone columns: .....	40
3.5.1	Resistance parameters – Priebe method: .....	40
3.5.2	Stiffness and permeability parameters: Equivalent Column Method .....	42
4	Test embankment .....	44
4.1	A general framework of the planned work: .....	44
4.2	Stone columns used in the test embankment and method of installation: .....	44
4.3	Monitoring of the test embankment .....	46
4.3.1	Monitoring of neutral pressures with vibrating wire piezometers: .....	47
4.3.2	Settlement monitoring with Magnetic settlement gauge .....	47
4.4	Implementation phases of the monitoring plan and frequency reading: .....	48
4.5	Results: .....	48
4.5.1	Magnetic settlement gauge: .....	48
4.5.2	Vibrating wire piezometers .....	59
4.6	Result analysis: .....	64
4.6.1	Piezometric results: .....	64

4.6.2	Settlement results: .....	65
5	Calculation of consolidation time: .....	75
5.1	Oedometric result.....	75
5.2	Asaoka method:.....	77
5.2.1	Vertical consolidation coefficient in the absence of stone columns: .....	77
5.2.2	Horizontal consolidation of soil in the presence of stone columns: .....	81
5.3	Cost analysis of the two methods: .....	85
6	Conculsion.....	89
7	References.....	90

## Table of Figures

Figure 1.1 Project executive plan .....	11
Figure 1.2 South Operational Dock position .....	12
Figure 1.3 Typical section of the operational dock on the south side .....	13
Figure 1.4 Structural plan.....	13
Figure 1.5 North Operational Dock position .....	14
Figure 1.6 Typical section of the operational dock on the north side.....	15
Figure 1.7 Head Operation Dock section .....	15
Figure 1.8 Structural plan of the head quay .....	16
Figure 2.1 Plan of the location of continuous core drilling .....	23
Figure 2.2 Plan of the location of the environmental surveys .....	24
Figure 2.3 Downhole test results – shear wave propagation profiles Vs and compression waves Vp..	24
Figure 2.4 CPTU test results .....	25
Figure 2.5 (Dete & Quadros) of the CPTU results .....	25
Figure 2.6 Plan of the location of the surveys.....	26
Figure 2.7 Plan with the location of surveys .....	27
Figure 2.8 Surface sediments – Unit volume weight and the water content .....	28
Figure 2.9 Surface sediments – Casagrande Plasticity map .....	29
Figure 2.10 Surface Sediments: trend with depth from the seabed of the limits of plasticity and liquidity of the natural water content and of consistency index .....	30
Figure 2.11 Surface Sediments (a) consolidation pressure $p'_c$ , (b) effective vertical tension, and (c) over consolidation ratio OCR .....	31
Figure 2.12 Surface sediments – failure envelop obtained from a direct shear test .....	31
Figure 2.13 Surface sediments – Trend of the permeability coefficient K as a function of the axial effective pressure.....	32
Figure 2.14 Marly clays – Unit volume weight and water content .....	32
Figure 2.15 Marly clays – casagrande Plasticity map.....	33
Figure 2.16 Marly clays: trend with depth from the seabed of the limits of plasticity and liquidity of the natural water content and of consistency index.....	33
Figure 2.17 Marly clays (a) consolidation pressure $p'_c$ , (b) effective vertical tension, and (c) over consolidation ratio OCR .....	34
Figure 2.18 Marly clays- permeability coefficient K.....	34
Figure 3.1 Consolidation of sediments by Vibro replacement – executive sequence .....	39
Figure 3.2 Frame work plan for the consolidation of the surface sediments .....	40
Figure 3.3 Abacus for determining the improvement factor n as $A/A_c$ varies.....	41
Figure 3.4 Abacus for determining $\Delta(A/A_c)$ as $D_c/D_s$ varies .....	42
Figure 3.5 Abacus used to determine the correction coefficient $N_{corr}$ for a friction angle of gravel of $40^\circ$ .....	43
Figure 3.6 Abacus for determining the $k_{composite}$ coefficient as a function of the substitution ratio and $k_c/k_s$ .....	43
Figure 4.1 Stone column installation on site using bottom feed method.....	45
Figure 4.2 stone columns mesh .....	45
Figure 4.3 Consolidation of surface sediments – longitudinal section with filling material .....	46
Figure 4.4 planimetric position of the monitoring stations .....	46
Figure 4.5 transversal section with the position of the monitoring stations in the ground .....	47
Figure 4.6 Settlement result of station M1 of magnetic settlement guage A1.....	50



Figure 4.7 Settlement result of station S1 of magnetic settlement guage A2 .....	51
Figure 4.8 Settlement result of station S2 of magnetic settlement guage A3 .....	53
Figure 4.9 Settlement result of station S3 of magnetic settlement guage A4 .....	55
Figure 4.10Figure: Settlement result of station S4 of magnetic settlement guage A5 .....	57
Figure 4.11 Settlement result of station M2 of magnetic settlement guage A6 .....	58
Figure 4.12 PCV1 overpressure .....	60
Figure 4.13 PCV2 overpressure .....	61
Figure 4.14 PCV3 overpressure .....	62
Figure 4.15 Settlement measure of Magnetic Sensor A6 of station S1 and M2 .....	65
Figure 4.16 Timetable for the construction of the test embankment .....	66
Figure 4.17 Planimetric development of the filling phases up to a height of +1.0m.....	66
Figure 4.18 Longitudinal section of the test embankment.....	67
Figure 4.19 Casagrande plasticity map of the surface sediments.....	67
Figure 4.20 Surface sediments: Trend of plasticity and liquidity limits, natural water content, and consistency index with depth.....	68
Figure 4.21 First phase filling: finished altitude of +1.00 m above sea level .....	69
Figure 4.22 Second phase filling: finished altitude +5.20 m above sea level.....	69
Figure 4.23 Finished test embankment .....	70
Figure 4.24 DEM of the site.....	72
Figure 5.1 Plan with the location of the CPTU and DPSH surveys and tests.....	75
Figure 5.2 Settlement curve and Asoaka curve (Sivakugan, 2009) .....	77
Figure 5.3 Asoaka curve .....	79
Figure 5.4 Percentage error .....	80
Figure 5.5 Theoretical curve vs Experimental curve .....	80
Figure 5.6 Equivilant radius (Lancellotta, 2009).....	82
Figure 5.7 Curve fitting results vs the experimental data .....	83
Figure 5.8 Percentage of error .....	83
Figure 5.9 Relation between the degree of consolidation and time factor for radial flow.....	84
Figure 5.10 Phase 1 .....	86
Figure 5.11 Phase 2 .....	87
Figure 5.12 Phase 3 .....	87
Figure 5.13 Phase 4 .....	88
Figure 5.14 Phase 5 .....	88

## TABLE of Tables

Table 2.1 Summary of the laboratory tests.....	27
Table 2.2 Soil classification based on Casagrande plasticity chart .....	29
Table 2.3 physical characteristics and mechanical parameters of the 2 layers of soil .....	35
Table 2.4 Quantity of natural material for the construction .....	35
Table 4.1 summary of the construction phases of the test embankment .....	48
Table 4.2 Settlement result of station M1 of magnetic settlement guage A1 .....	49
Table 4.3 Settlement result of station S1 of magnetic settlement guage A2 .....	51
Table 4.4 Settlement result of station S2 of magnetic settlement guage A3 .....	53
Table 4.5 Settlement result of station S3 of magnetic settlement guage A4 .....	54
Table 4.6 Settlement result of station S4 of magnetic settlement guage A5 .....	56
Table 4.7 Settlement result of station M2 of magnetic settlement guage A6 .....	58
Table 4.8 Result of the monitoring station S1 of piezometric column PCV1 .....	59
Table 4.9 Result of the monitoring station S2 of piezometric column PCV2 .....	61
Table 4.10 Result of the monitoring station S3 of piezometric column PCV3 .....	62
Table 4.11 Monitoring station S4 piezometric column PCV4 .....	63
Table 4.12 Phases of construction of the test embankment .....	71
Table 4.13 Summary of the amount of material used .....	71
Table 4.14 With stone columns: calculation of the percentage of substitution .....	72
Table 4.15 Summary of the number of stone columns.....	73
Table 4.16 Stone column: Calculation of percentage of substitution .....	73
Table 5.1 Result of the oedometric test .....	75
Table 5.2 Dimensionless factor T as a function of the degree of consolidation of soil.....	76
Table 5.3 Asoaka settlements.....	78
Table 5.4 Summary of the parameters used to get $C_v$ .....	79
Table 5.5 Mean Percentage error.....	80
Table 5.6 Time required for primary consolidation.....	81
Table 5.7 Summary of the $C_v$ and time of PC .....	81
Table 5.8 Summary of results.....	84
Table 5.9 Time required for consolidation for $U = 90\%$ .....	84
Table 5.10 Summary of the results of Stations S3,S4, and M2 .....	84
Table 5.11 Average cost of materials .....	85
Table 5.12 Cost of conctruction of Stone columns .....	85
Table 5.13 Cost of Soil Mixing .....	85
Table 5.14 Cost difference for the whole area .....	85

## 1 PROJECT DESCRIPTION:

---

The project involves the expansion of the existing yards within the commercial port of Augusta, through the construction of a new terminal in the area located below the Syracuse – Catania railway line to the north of the existing docks.

At the end of the works, the new terminal will consist of three operational Quays, called South Operational Quay, North Operational Quay, and Head Operational Quay. In addition, an apron with an extension of approximately 110,000 m<sup>2</sup>. From the constructional point of view, the work will be carried out through the formation of a landfill, bordered on the side by sheet pile walls and combiwalls, waterproofed at the joints on all sides, and fixed in the waterproof substrate.

In this case, it is possible to prevent the possible leakage due to filtration towards the outside of the surface sediment box.

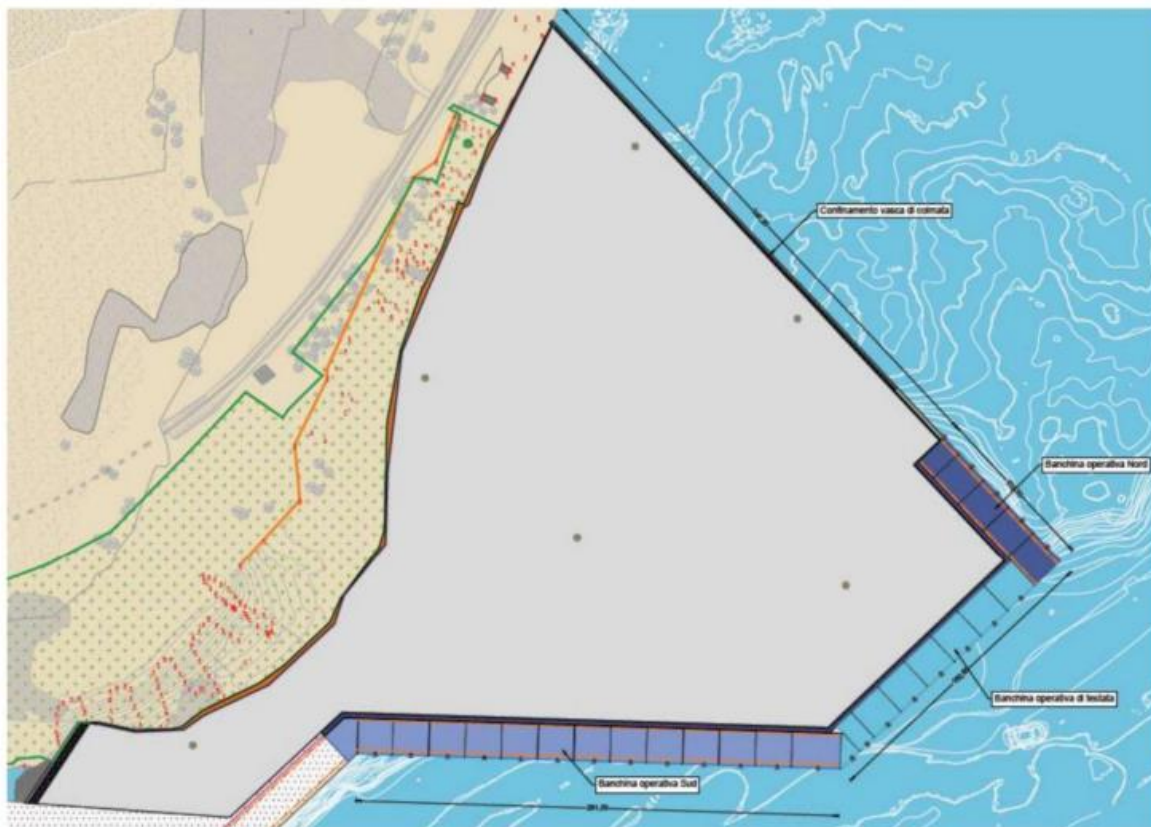


Figure 1.1 Project executive plan

## 1.1 SOUTH SIDE OPERATIONAL QUAY:

The project envisages that the southern side section of the operational quay, which extends for a length of 298.60 m, connects to the existing open quay and continues eastward up to the temporary head. The operational quay has a cofferdam-type metal structure which is a combined system of metal sheet piles of thickness between 12.5 and 14 mm and steel pipe of diameter 1524 mm. Steel tie rods are positioned in correspondence with the tubes.



Figure 1.2 South Operational Dock position

After having created the Cofferdam and completed its filling with suitable granular material, the quay is completed with 4 rows of bored piles with a distance between centers equal to 6.0 m to support the reinforced concrete superstructure above. Figure 1.2 shows a typological section of the southern operational dock.



## 1.2 NORTHSIDE OPERATIONAL QUAY:

The stretch of operational quay on the north side, which extends for a length of 102.30 m, is between the temporary head and confinement of the seaside reclaimed basin. Same as the south side, it is created using “combi-wall” where metal sheet piles and steel tubes of diameter 1524mm and thickness 12.5 and 14 mm will be used.

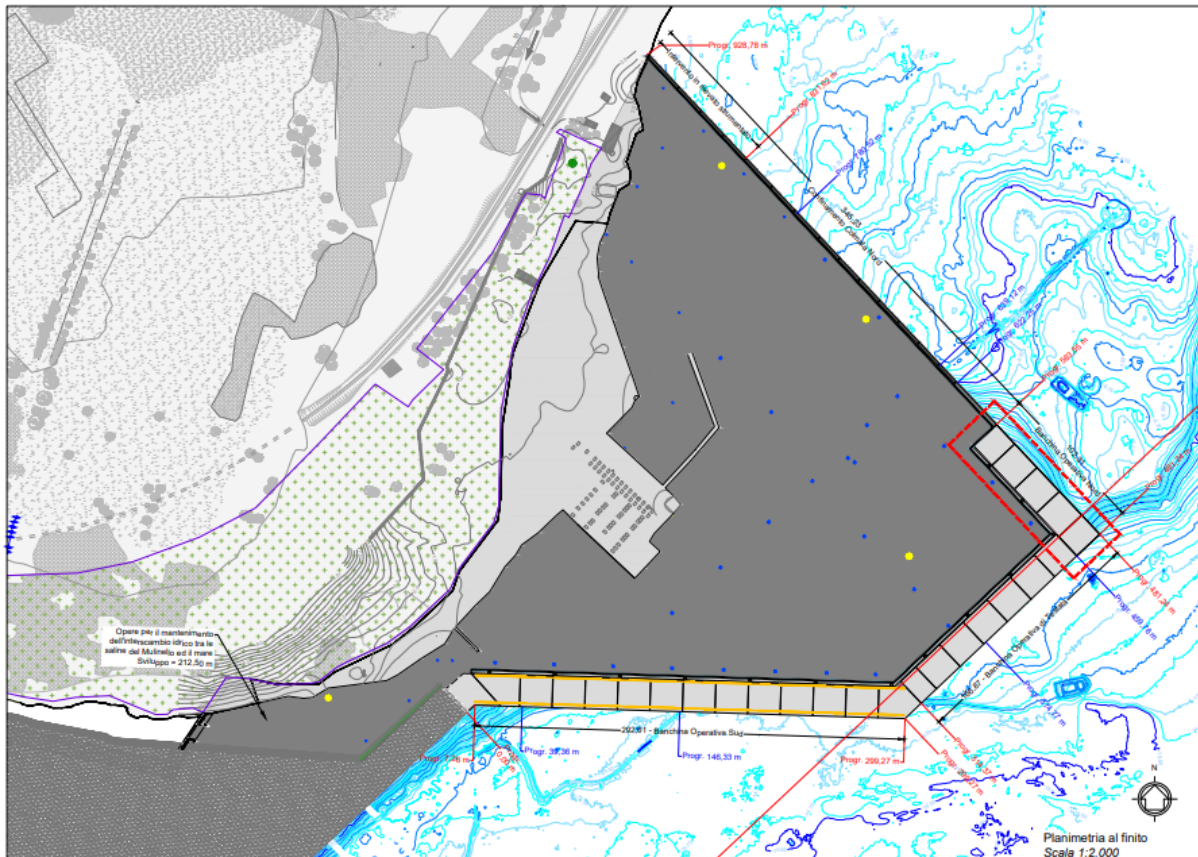


Figure 1.5 North Operational Dock position

The tubes that make up the combi-walls are made of steel type of S460MH with an external diameter of 1524 mm and a length of 28.00 m (from an altitude +1.00 m above sea level to altitude -27.00 m above sea level).

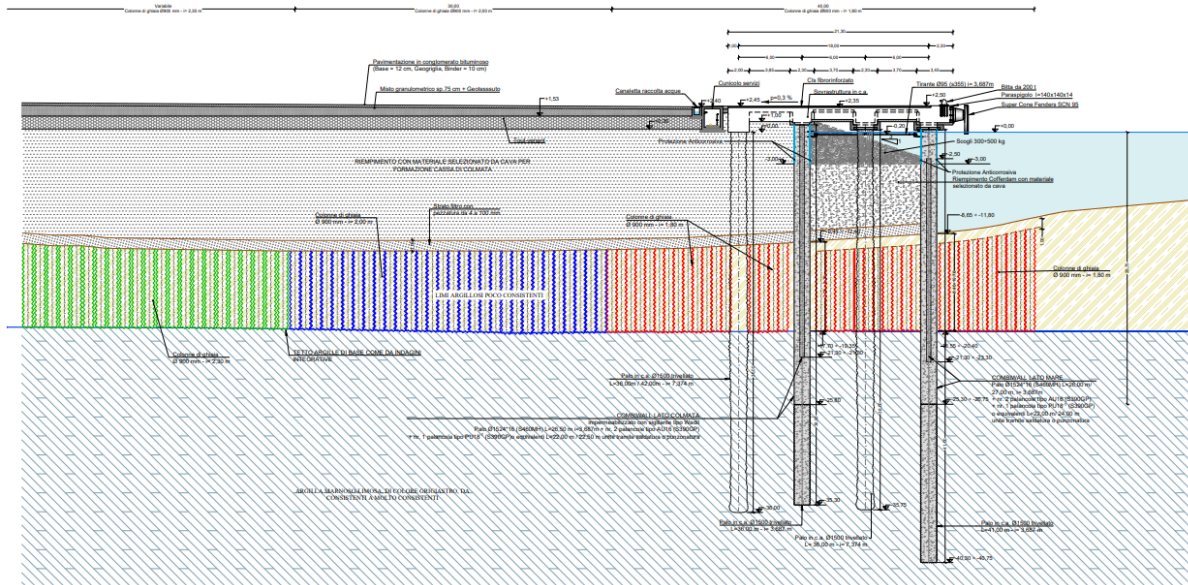


Figure 1.6 Typical section of the operational dock on the north side

The combi-wall is completed with the insertion of 3 Larssen 716 sheet piles between the 2 steel piles of length 23.00 m for the seaside and 22.00 m for the landfill side.

### 1.3 HEAD OPERATIONAL QUAY:

The head operational quay has a longitudinal development of approximately 167m and has been divided from a construction point of view into two main standard sections. Below is a brief description of the main structural elements.

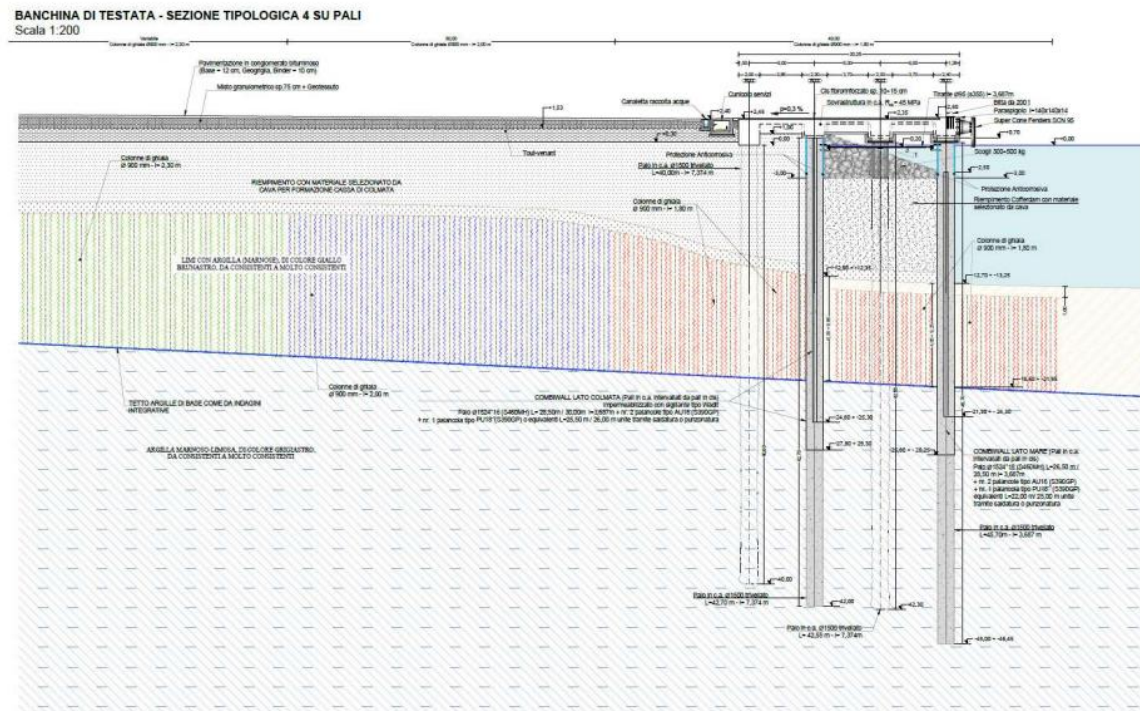


Figure 1.7 Head Operation Dock section

The configuration of the superstructure of the head quay is made up of U-shaped prefabricated elements, pulvini, and prefabricated concrete elements attached to a concrete slab cast in situ. The deck is founded on piles arranged longitudinally in 4 rows. The superstructure of the head quay has a width of 21.30 m and a length of approximately 145 m and has been divided into 7 segments, joined together. The 7 segments are identified and can be seen from the figure below:

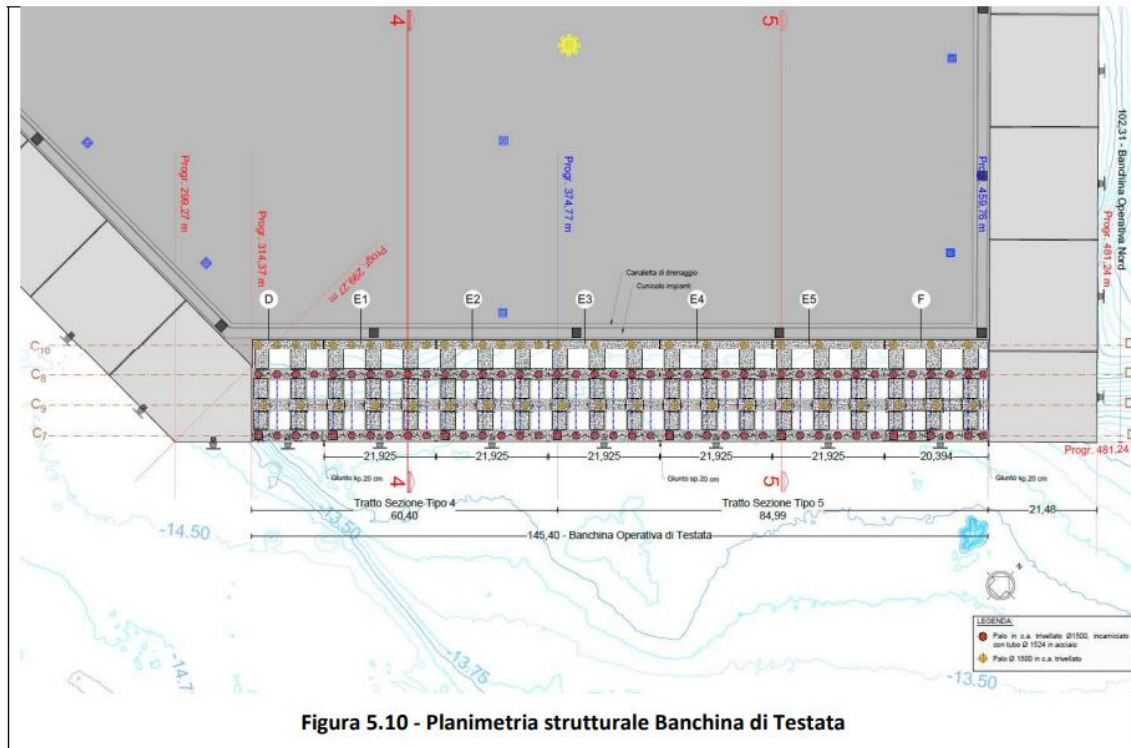


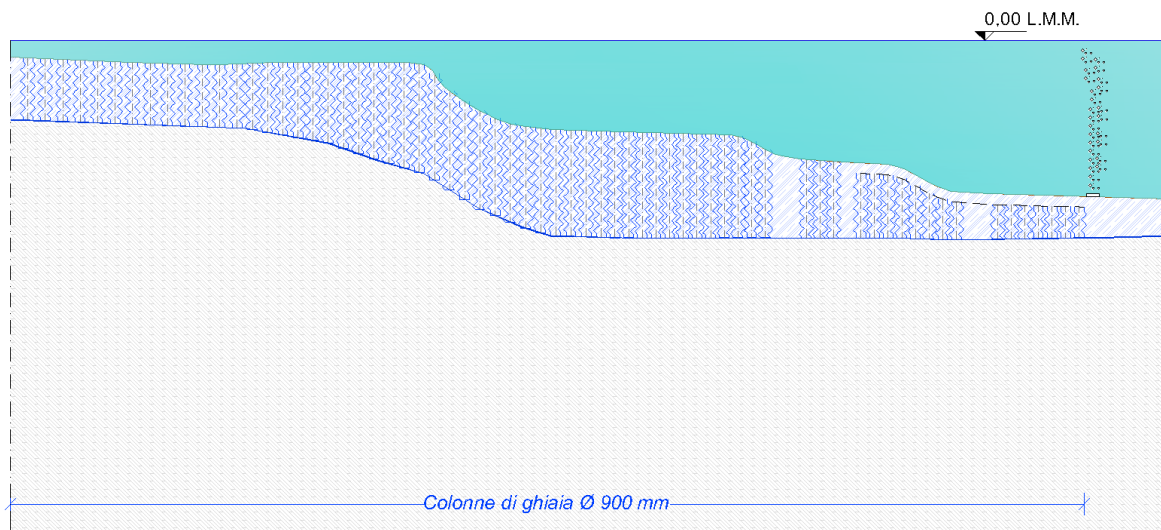
Figure 1.8 Structural plan of the head quay

#### 1.4 EXECUTIVE PHASES FOR SOUTH OPERATIONAL QUAY:

The main phases of the project can be summarized as follows into 14 main phases, where at each phase a main activity will be done. The example below describes the construction phases of the South Operational Dock but approximately the same procedure can be followed for the North and Head operational docks.

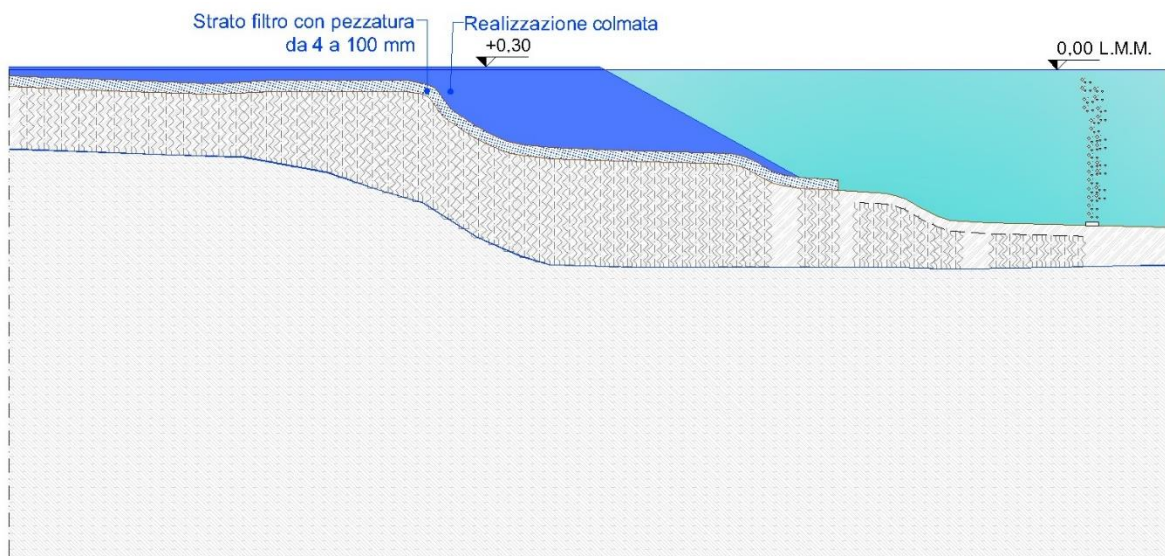


- **Phase 1-2:**



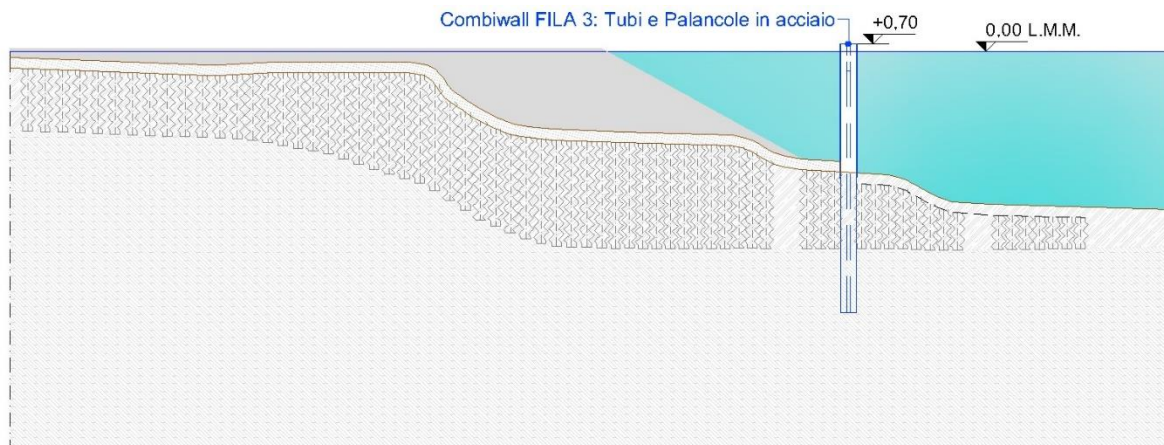
Consolidation of the surface sediments by the insertion of a stone column using vibroreplacement techniques. In addition, contamination via floating barriers/bubble screen system

- **Phase 3**



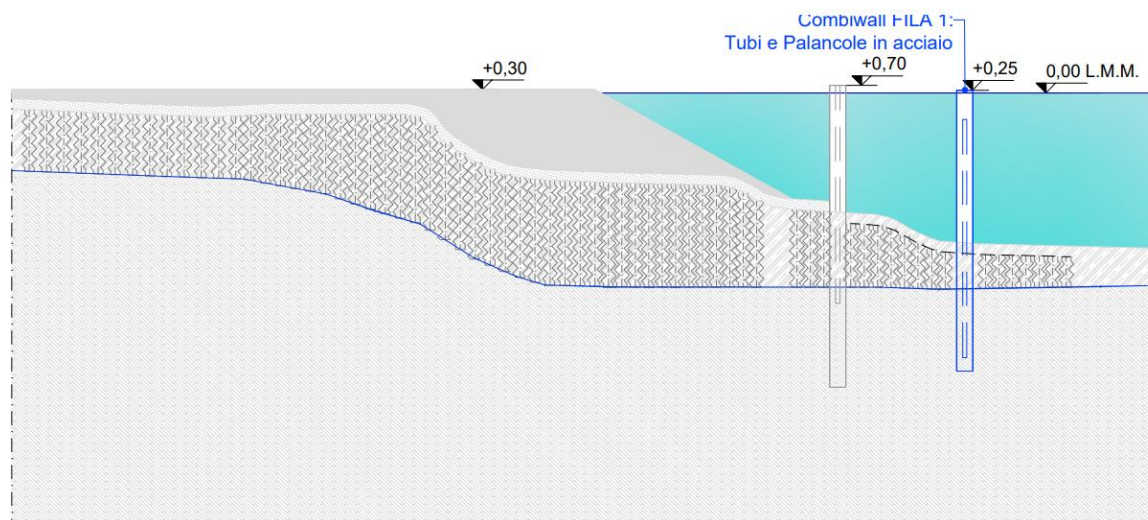
- Partial filling of the land for the formation of a work path, after creating a filter layer of thickness 1.00 m.

- **Phase 4:**



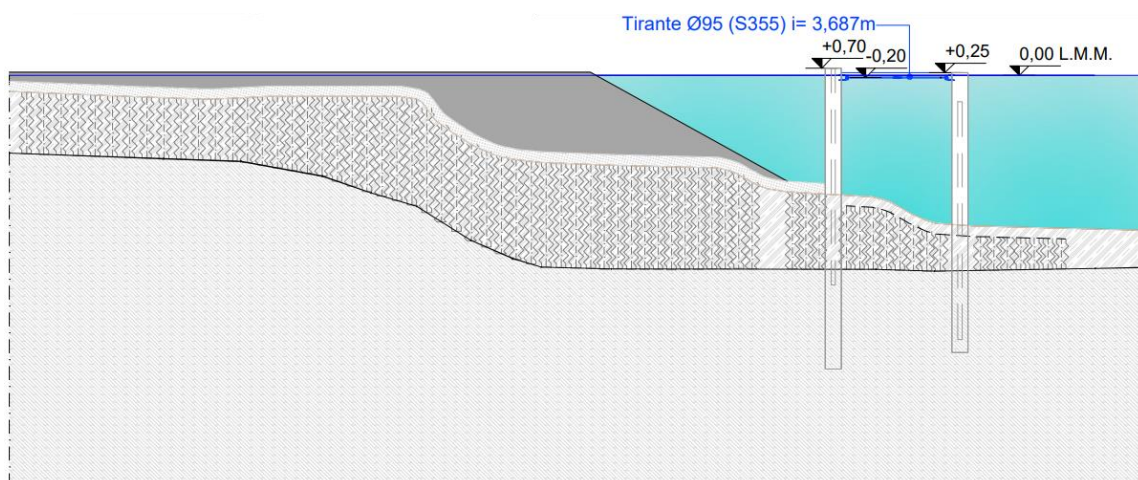
- Installation of the waterproof Combiwall by sea on the Colmata side (Combiwall Row 3)

- **Phase 5:**



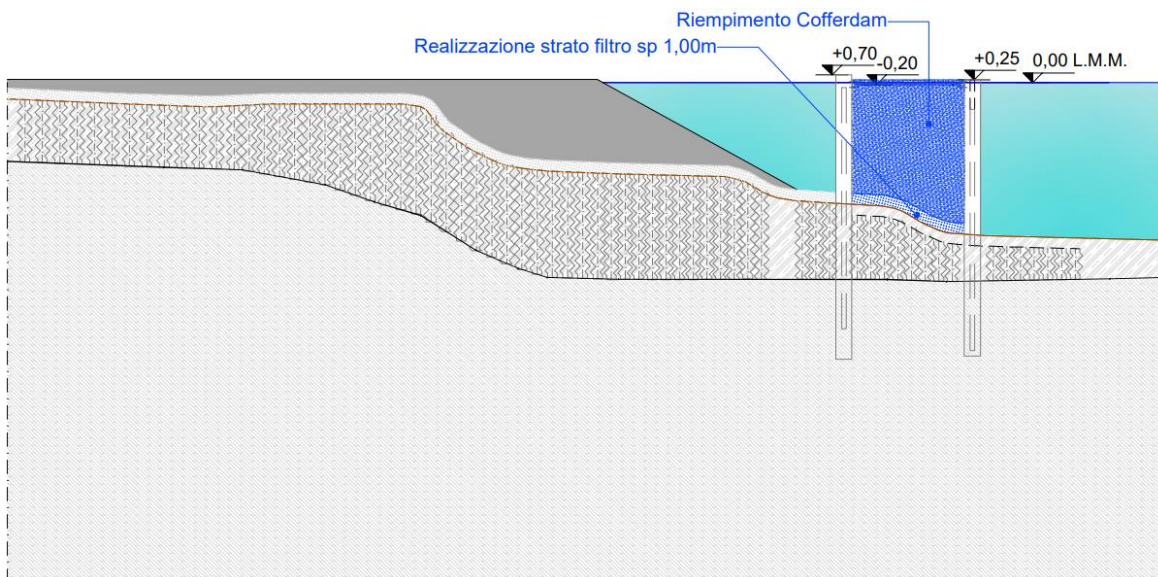
- Installation of the waterproof Combiwall by sea on the Colmata side (Combiwall Row 3)

- **Phase 6:**



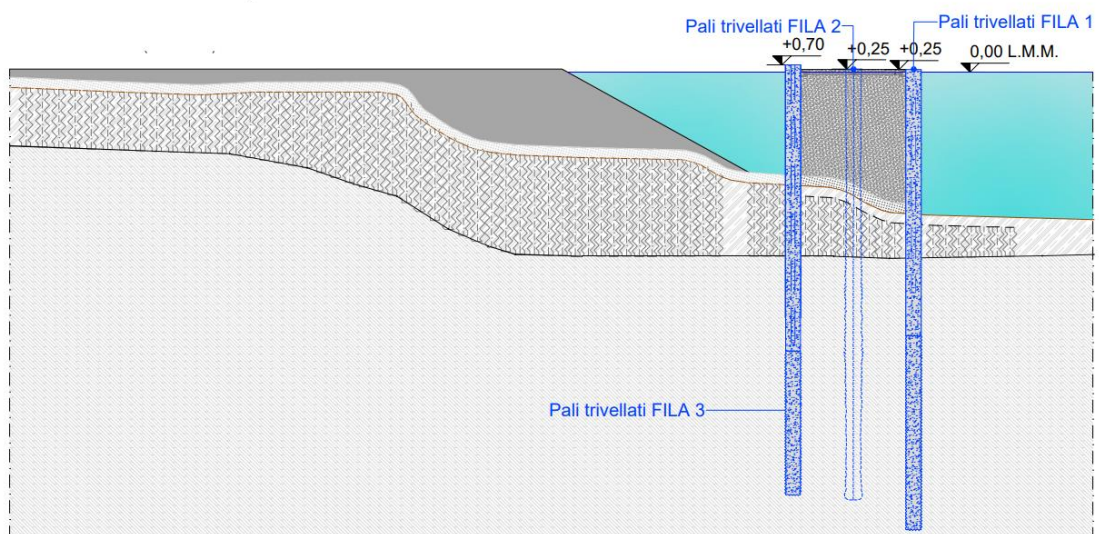
- Construction of tie rod between Combiwall Row 1 and 3 by land via the work strip

- Phase 7 :



- Cofferdam filling by land through the work path, after creating a thick filter layer 1.00 m

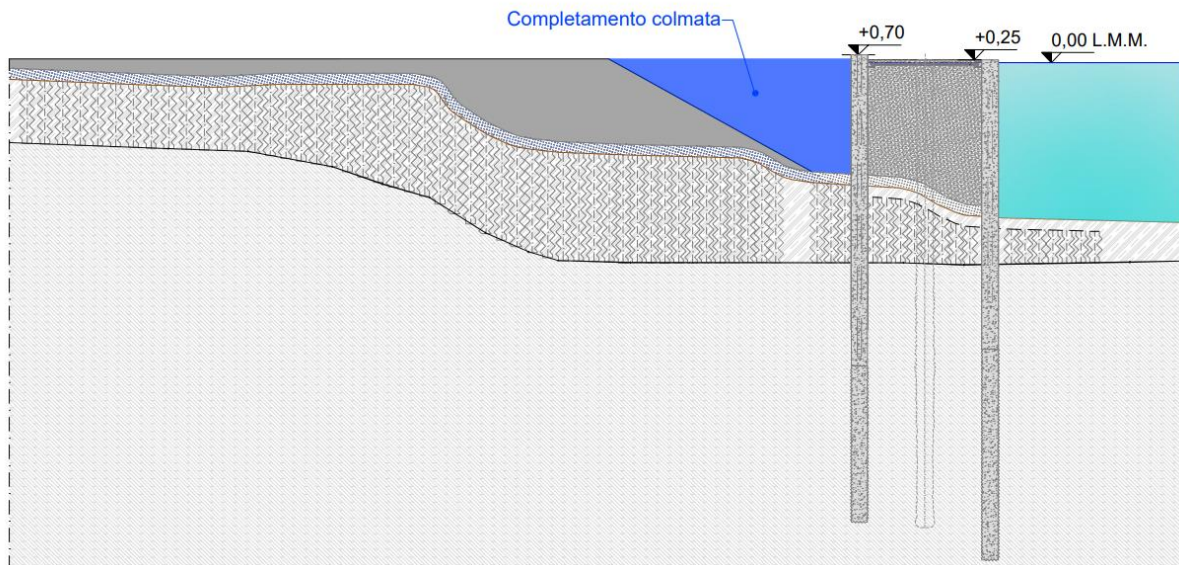
- Phase 8:



**Realization through Cofferdam of:**

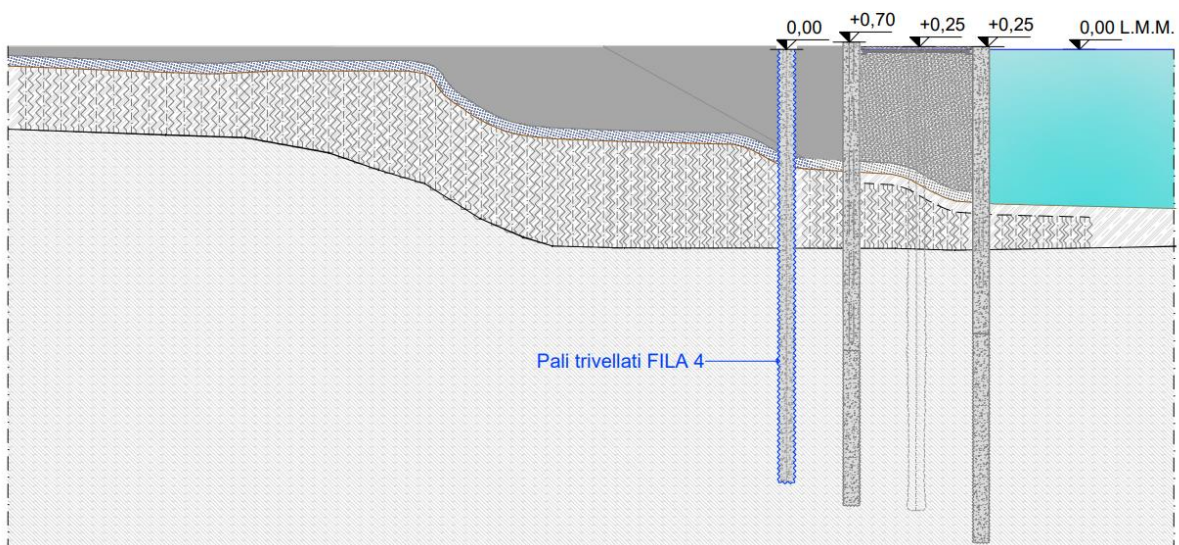
- bored piles of the Combiwall on the seaside (Piles Row 1)
- bored piles of the Combiwall Colmata side (Piles Row 3)
- Row 2 bored piles

- **Phase 9:**



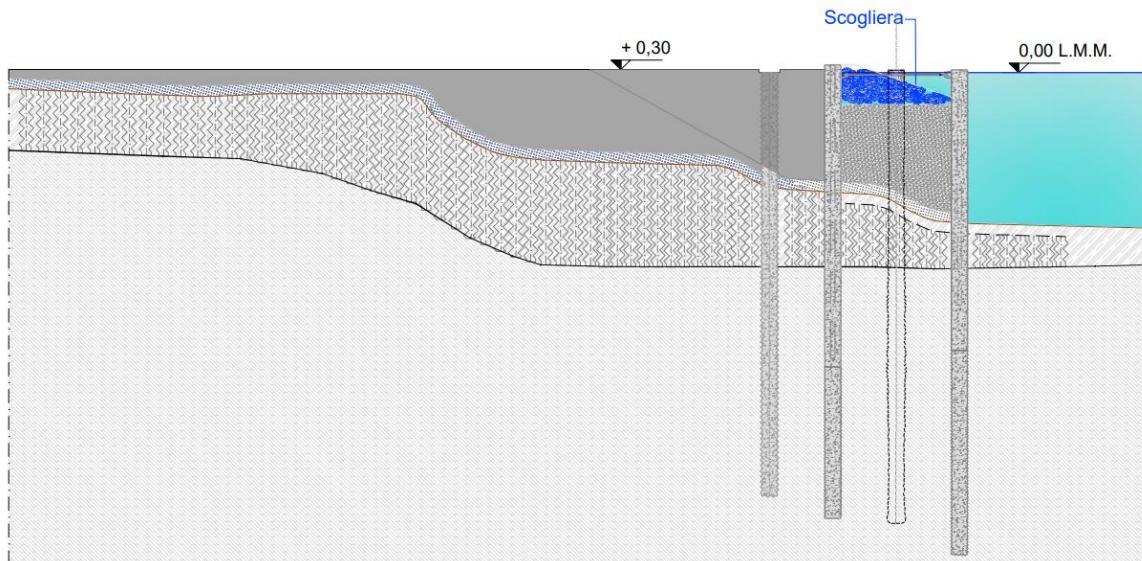
- Completion of filling the landfill on the back of the Dam by land up to +0.30 m above sea level.

- **Phase 10:**



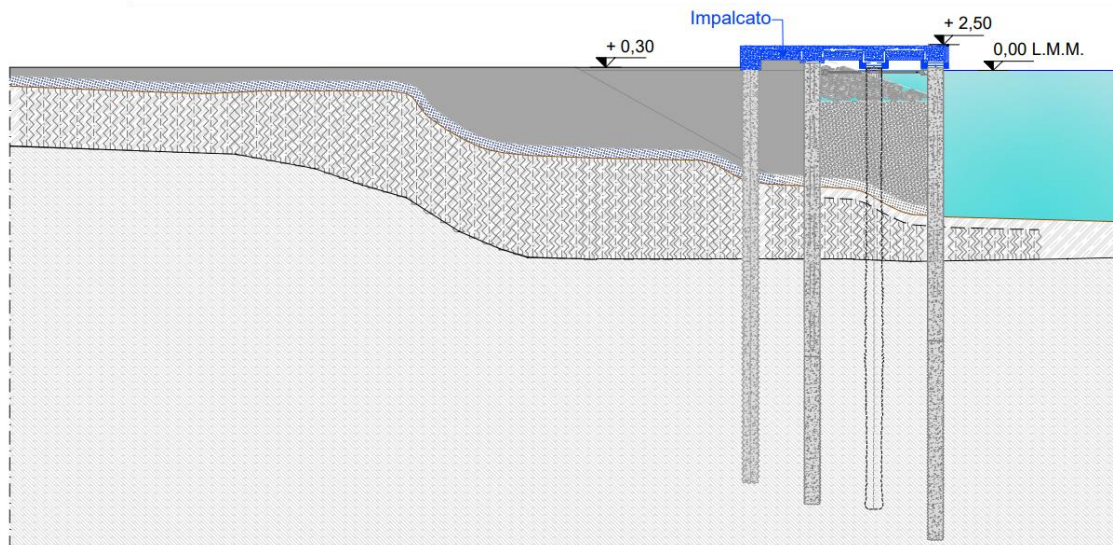
- Construction of the 4<sup>th</sup> row bored piles by land

- **Phase 11:**



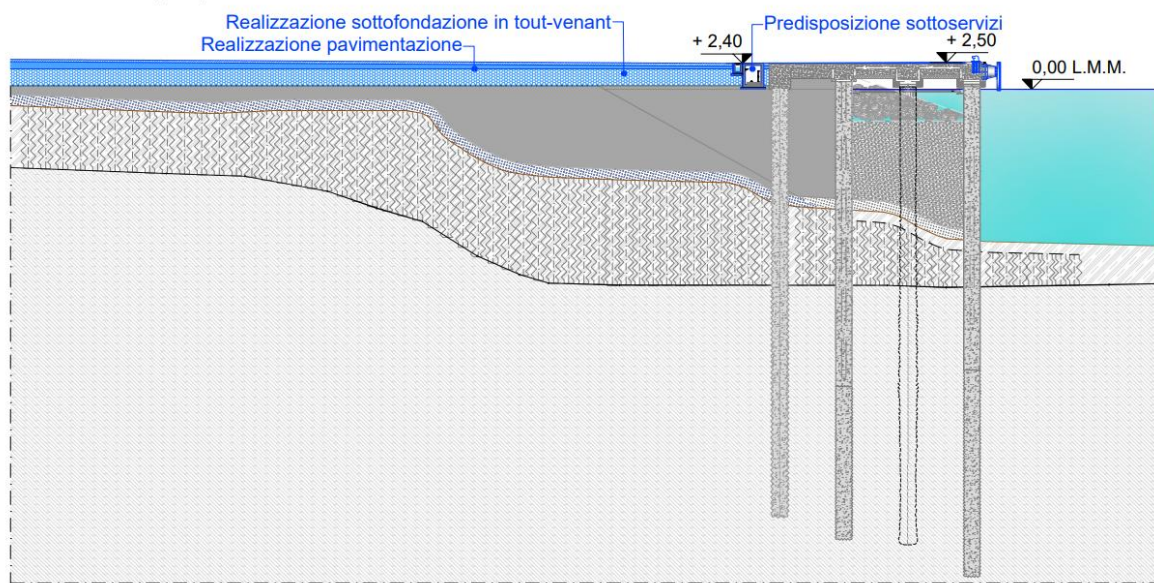
- Excavation and construction of anti-reflective cliff

- **Phase 12:**



- Construction of the deck by land

- Phase 13 / 14:



- Construction of underpinning in tout-venant and preparation of underground services
- Construction of systems and flooring.

## 2 GEOTECHNICAL DESCRIPTION OF THE SITE:

---

### 2.1 INTRODUCTION:

During the executive project, the design investigations highlighted the presence of an extensive formation of Grey-Blue Marly clays (Argille Marnose Grigio-Azzurre) which is attributable to the lower Pleistocene, with a thickness exceeding 100 m. These clays are covered by altered fill material in correspondence with the mainland while for the sea surface, superficial sediments of very poor consistency are found which can be classified as sandy silts with the presence of a strong organic component, defined in the project as “Grey Silt” (Argille Giallastre) with a maximum height of 8 m.

Below is a first summary of the investigation campaign of the Executive project.

### 2.2 INVESTIGATION CAMPAIGN OF THE EXECUTIVE PROJECT:

The investigation campaign of the Executive project consists of:

- 3 continuous core drilling surveys (S1, S7, S40bis) up to a maximum depth of -45 m from the seabed.
- 50 environmental and stratigraphic characterization surveys down to a depth of -10 m from the sea bed.
- 2 downhole seismic test, in correspondence with drilling points S1 and S7.
- 2 active seismic test type MASW.
- 2 CPTU Static penetrometric tests, in correspondence with the drilling points S1 and S7.
- Laboratory geotechnical tests.



*Figure 2.1 Plan of the location of continuous core drilling*

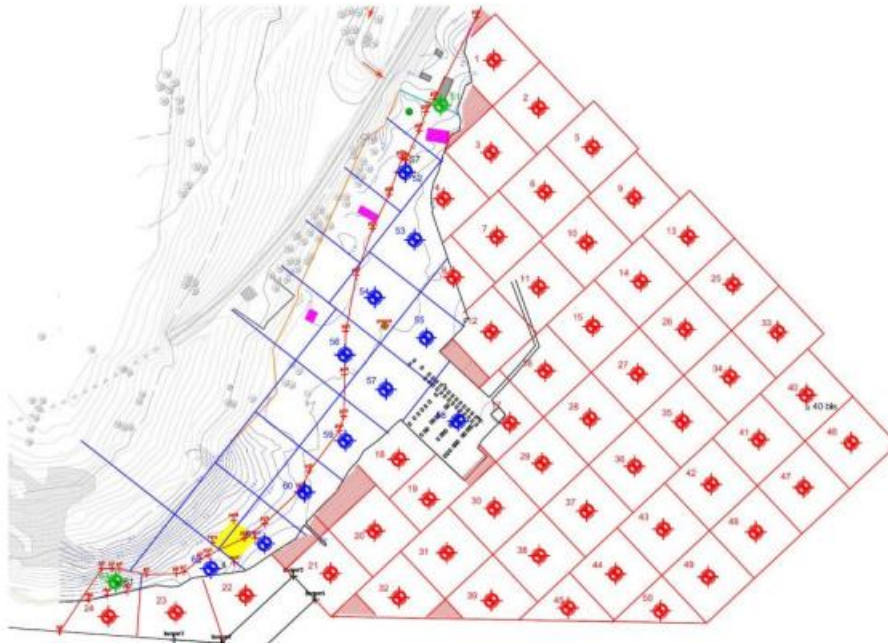


Figure 2.2 Plan of the location of the environmental surveys

### 2.2.1 On-site investigations:

Below the are results of the on-site investigations:

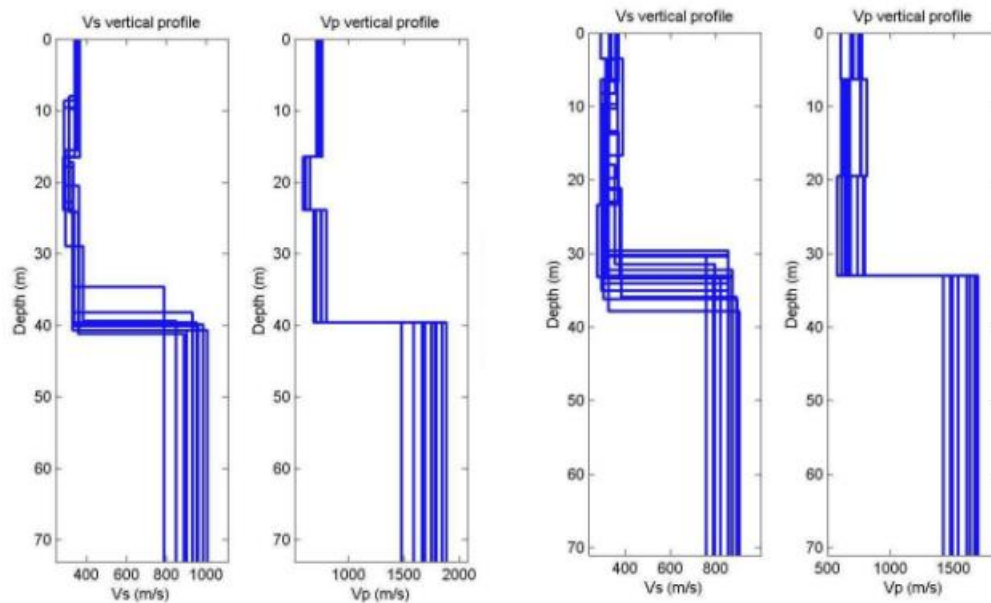


Figure 2.3 Downhole test results – shear wave propagation profiles  $V_s$  and compression waves  $V_p$

The shear wave velocity ( $V_s$ ) is a measure of the ability of the soil to deform in shearing motion and the compression wave ( $V_p$ ) is a measure of the ability of the soil to deform in the compressional motion. As seen in figure 2.3, the vertical profile of  $V_s$  had suddenly changed from around 400 to 900 m/sec, this indicates in the stratigraphic composition of the soil, suggesting the presence of a more rigid layer.



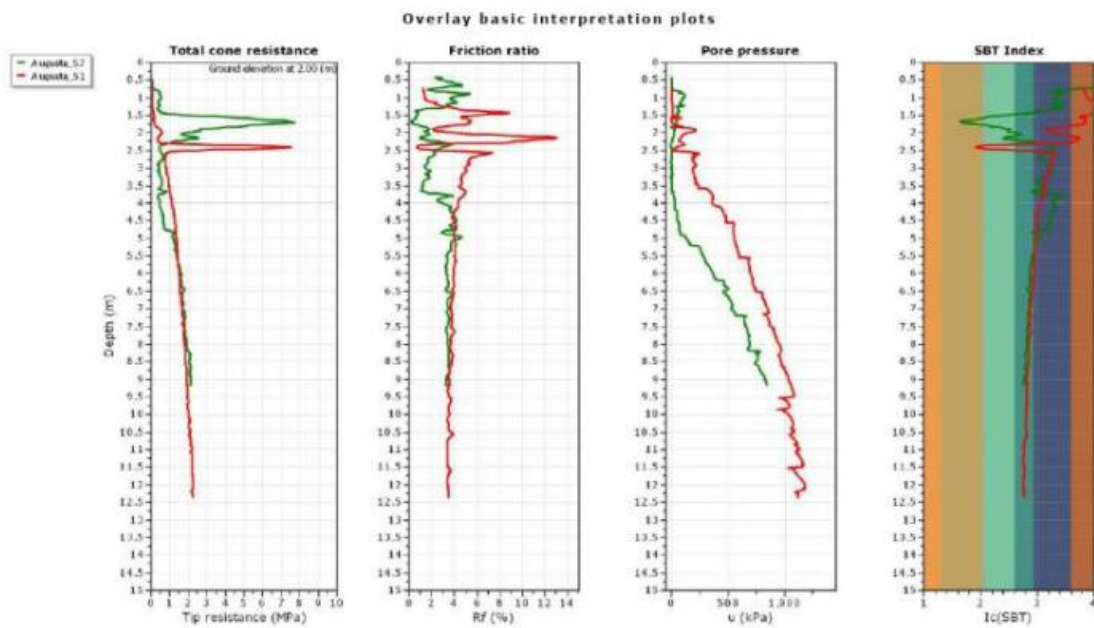


Figure 2.4 CPTU test results

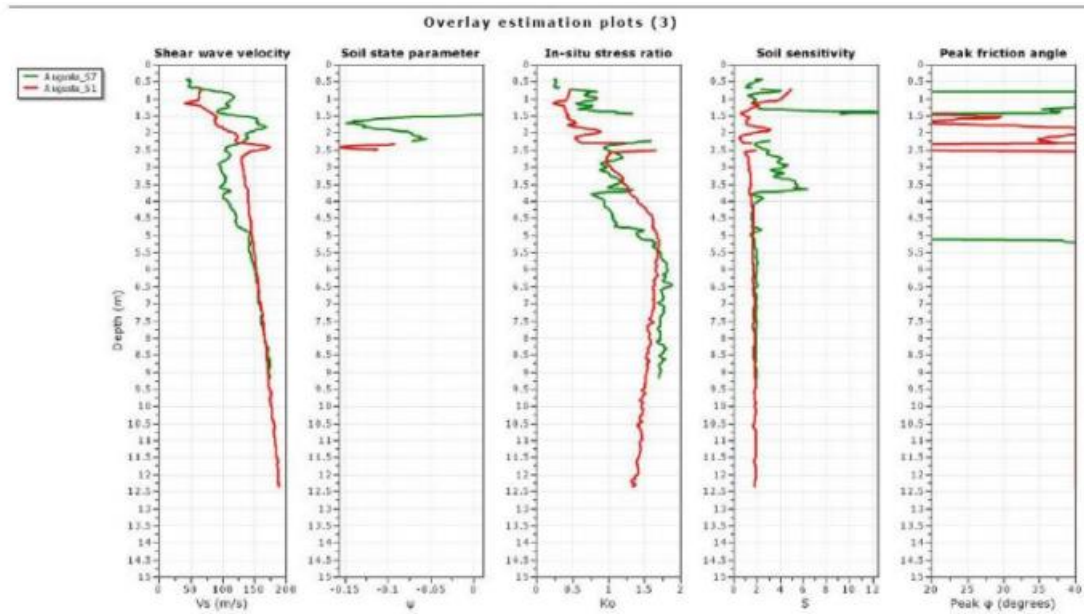


Figure 2.5 [1] of the CPTU results

## 2.3 SUPPLEMENTARY INVESTIGATIONS:

### 2.3.1 On-site investigations:

The on-site investigations included continuous core drilling, CPTU, SPT, and DPSH-type penetrometrics tests. The figure below shows the location of the surveys and on-site tests.

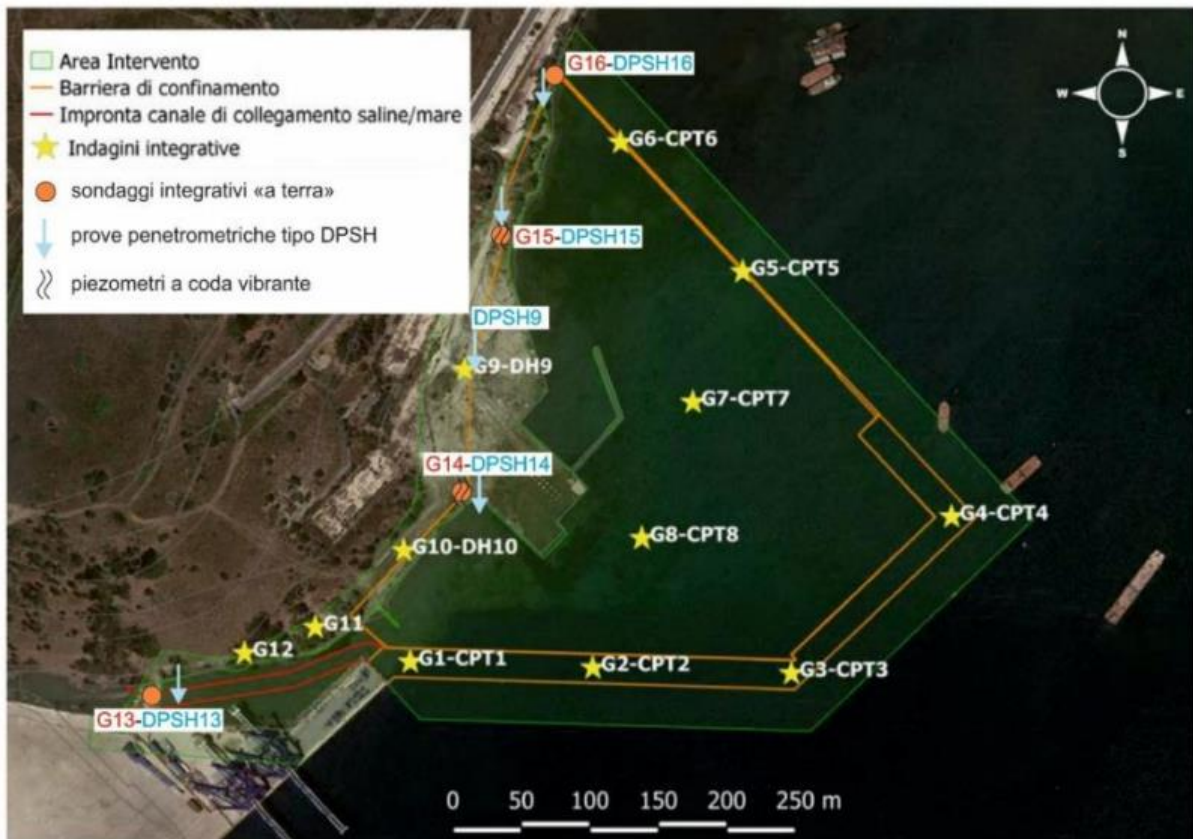


Figure 2.6 Plan of the location of the surveys

Overall, the following investigations are carried out:

- 16 continuous core drilling surveys of which 8 are done at sea and 8 on the coastal strip.
- 8 CPTU static penetrometric tests, with 9 dissipation tests.
- 5 dynamic penetrometer tests of DPSH type, on as many verticals located along the coastal strip and precisely in correspondence with G9, G13, G15, and G16.



Figure 2.7 Plan with the location of surveys

To gain a comprehensive understanding of the stratigraphic layers beneath the project site, the surveys were conducted all around the project site.

### 2.3.2 Laboratory investigations:

A total of 25 samples were tested. In particular, for the sea surveys they were 20 undisturbed samples were tested, and distributed in the different materials as follows:

- 8 samples in surface sediments;
- 3 samples in the yellowish marly clays;
- 9 samples in grey-blue marly clays.

For the surveys of the coastal strip, 5 undisturbed samples were tested:

- 1 sample in cover depots;
- 4 samples in the blue marly clays.

All the samples were subjected to geotechnical identification tests (grain size analysis, natural water content, volume weight, specific gravity, consistency limits, content of organic substance, degree of saturation). Numerous mechanical tests were also carried out (edometric tests, UU, CIU, and CID triaxial compression tests, direct shear tests, and measurements of permeability) as summarized in the following table:

	Edometric	Triax UU	Triax CIU	Triax CID	TD	Permeability
Superficial sediment	7	1	-	-	4	2
yellow marly clays	3	1	1	1	2	1
Blue marly clays	8	6	1	3	5	-
cover deposits	1	1	-	-	-	-
total	19	9	2	4	11	3

Table 2.1 Summary of the laboratory tests

### 2.3.3 Result of the survey campaign:

This paragraph summarises the main findings of the supplementary investigation campaign.

The investigation campaign highlighted how the surface sediments present on the seabed, alternatively defined as “clayey silts”, are characterized by predominantly silty-clayey and sandy grain size. These sediments rich in organic substance are normally consolidated with an OCR=1, and very low consistence ( $I_c < 1$ ). The sediment permeability coefficient measured in the vertical direction ( $k_v$ ) was found to be between  $4.2 \times 10^{-11}$  and  $2.2 \times 10^{-9}$  m/sec, but the horizontal permeability ( $k_h$ ) is presumably greater considering the stratification of the deposit. The surface sediment occurs with a maximum depth of 13 m.

The second layer of soil was found to be “Marly Clays” which have a silty-clayey grain size and are strongly over-consolidated and are very consistent ( $I_c = 0.8-1.0$ ). The permeability of the marly clay is lower than the 1<sup>st</sup> layer with a value of  $10 \times 10^{-10}$  m/sec.

#### 2.3.3.1 Surface sediments (Clayey Silt) :

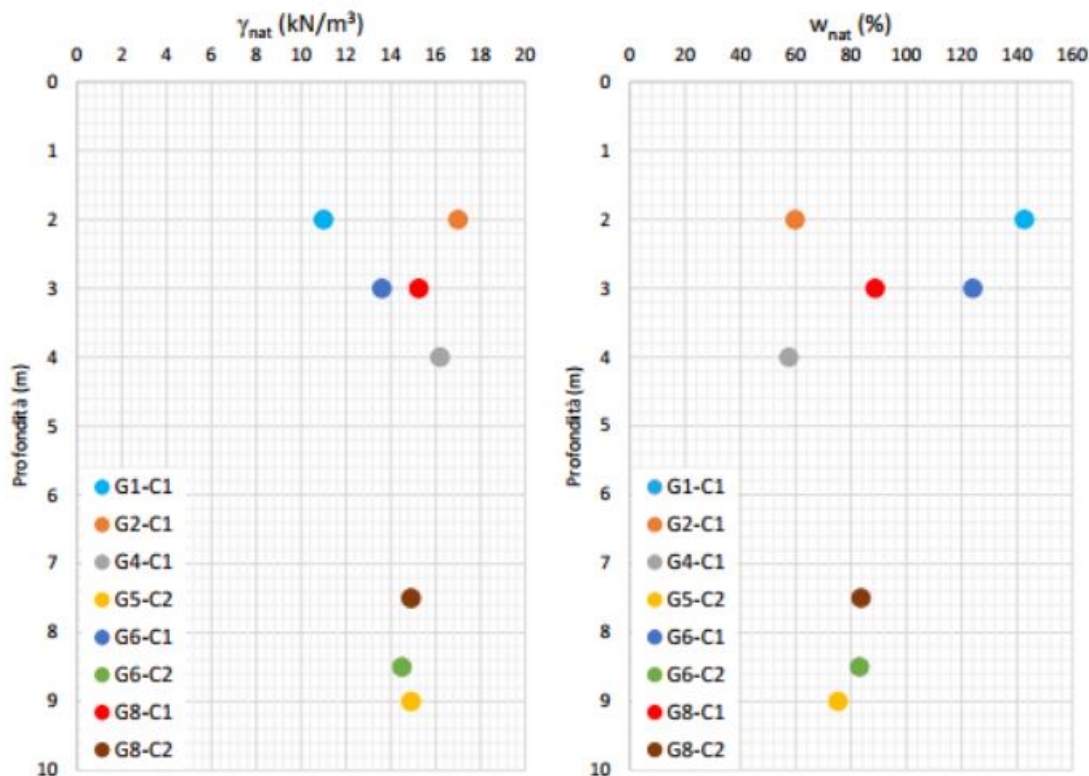


Figure 2.8 Surface sediments – Unit volume weight and the water content

This graph shows that the unit weight of the sediments increases as the water content of the sediment decreases. That reflects the effect of water since it displaces some of the air which makes the sediment more compact. Moreover, the unit weight of the sediments varies with the depth as it becomes more denser due to the compacting effect of the overlying sediments.

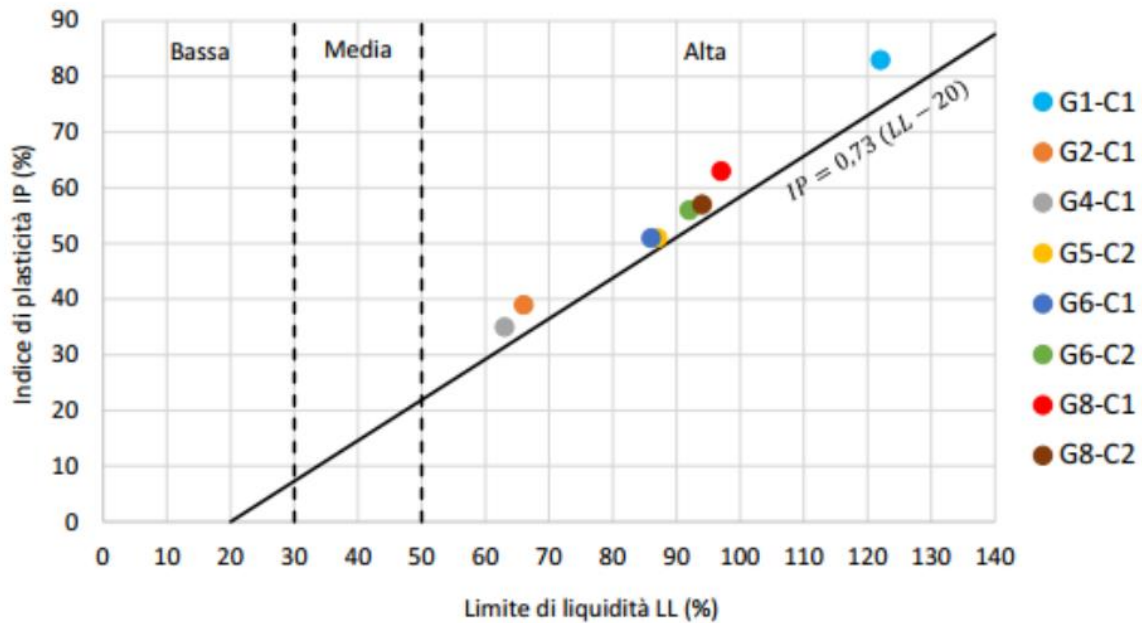


Figure 2.9 Surface sediments – Casagrande Plasticity map

Casagrande plasticity chart is used to classify soils based on their liquid limit(LL), and plasticity index (PI). The LL is the lowest moisture content of soil at which it flows like a liquid and the PI is the difference between the LL and the plastic limit(PL).

In figure 2.9, the different soil classifications are presented by different zones within the grid. The following table shows the soil classification(based on the USCS) and their corresponding zones based on Casagrande plasticity chart:

Soil Classification	Zone on the Casagrande Plasticity Chart
<b>Clay</b>	Above the line $y = 0.73 LL - 20$
<b>Silt</b>	Below the line $y = 0.73 LL - 20$
<b>Low plasticity clay</b>	$LL \leq 50$ and $PI \leq 7$
<b>Medium plasticity clay</b>	$LL \leq 50$ and $PI > 7$
<b>High plasticity clay</b>	$LL > 50$

Table 2.2 Soil classification based on Casagrande plasticity chart

As we can see, all of the points fall above the line corresponding to clay with a high plasticity.

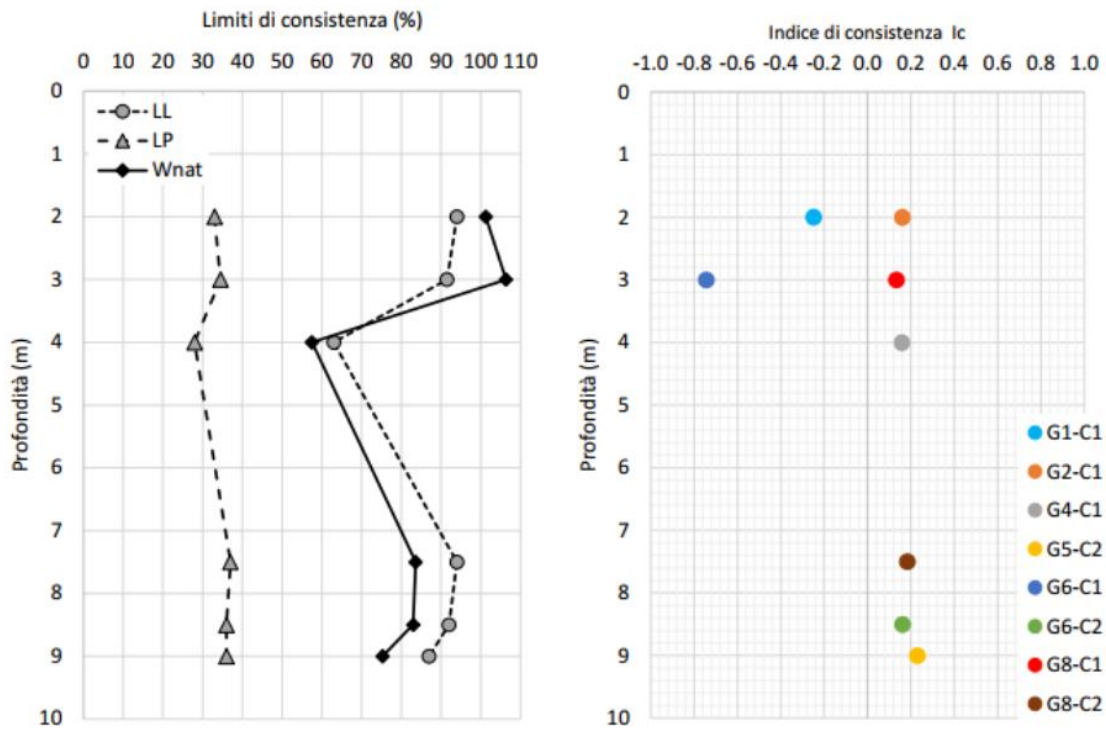


Figure 2.10 Surface Sediments: trend with depth from the seabed of the limits of plasticity and liquidity of the natural water content and of consistency index

The consistency index refers to the measure of the resistance of soil to shear deformation. It can be calculated by subtracting the water content of the soil from its liquidity limit and dividing the result by the plasticity index [2]:

$$I_c = \frac{LL - w_n}{PI}$$

Interestingly, as we see from the graph the samples G1-C1 and G6-C1 showed a negative consistency index, this can be interpreted by having a large amount of water content where it exceeds their liquid limit. Such results are dangerous since they can cause soil instability, landslides, and soil liquefaction.

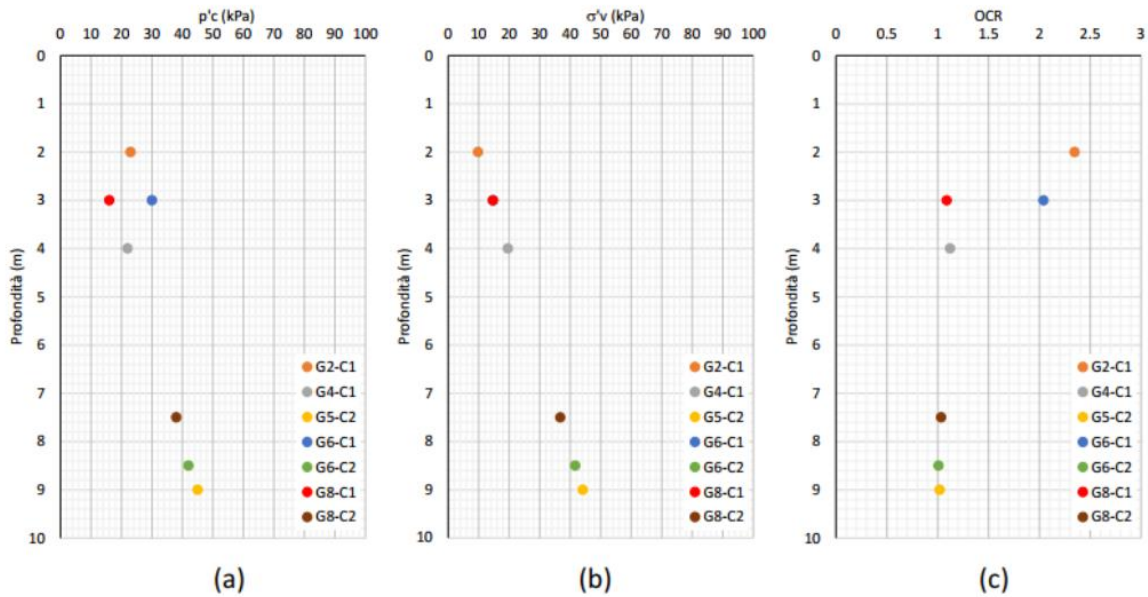


Figure 2.11 Surface Sediments (a) consolidation pressure  $p'_c$ , (b) effective vertical tension, and (c) over consolidation ratio OCR

In figure 2.11, the consolidation pressure is increasing as the depth is increasing since the deeper sediments had experienced more stress from the weight of the overlying sediments. The same conclusion can be established for the effective pressure as more weight it overlying. At a depth of 9m, the consolidation pressure was around 45 Kpa with effective pressure around 42 Kpa and OCR equal to 1.

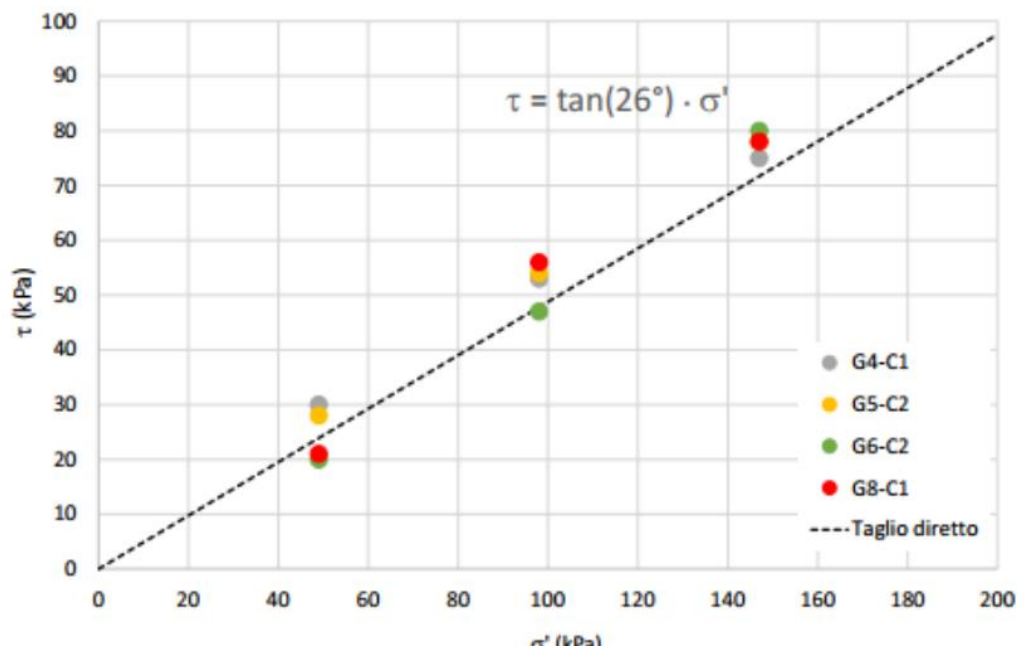


Figure 2.12 Surface sediments – failure envelop obtained from a direct shear test

The figure above is the representation of the Mohr – Coulomb failure criterion which is a widely used model for describing the shear strength of soil. The shear strength of the sediments increases as the normal effective stress, meaning more force is required to overcome the resistance of the soil to shearing.

The cohesion of the soil is zero, with an angle of friction of 26°.

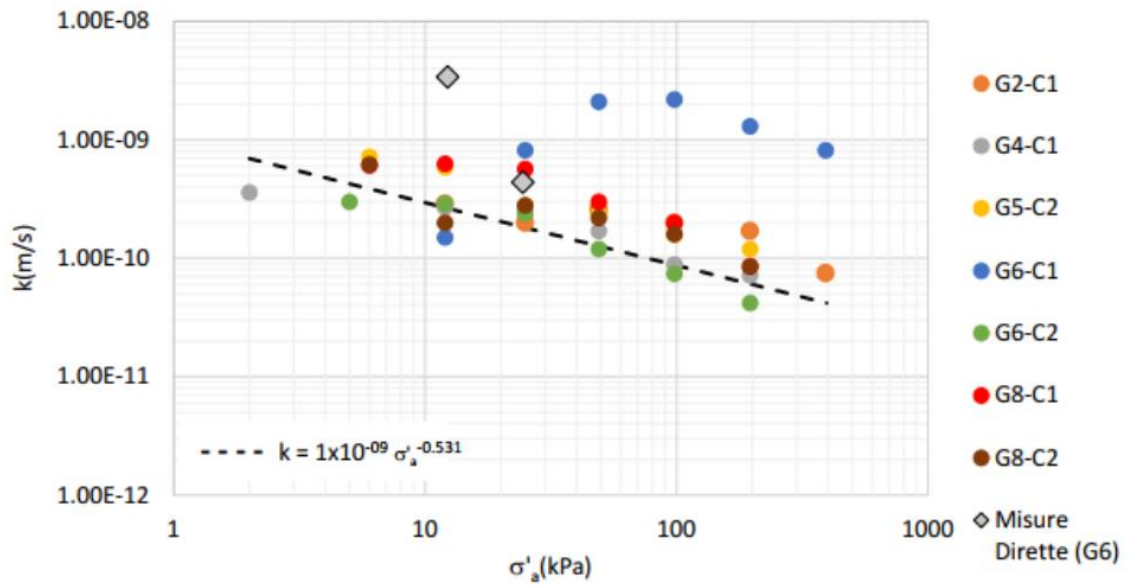


Figure 2.13 Surface sediments – Trend of the permeability coefficient  $K$  as a function of the axial effective pressure

In figure 2.13, we can see the effect of the axial effective pressure on the permeability, as the last decreases with the increase of the axial pressure where the pores of the soil become smaller and more compacted, which makes it difficult for water to flow through the soil.

### 2.3.3.2 Marly Clays:

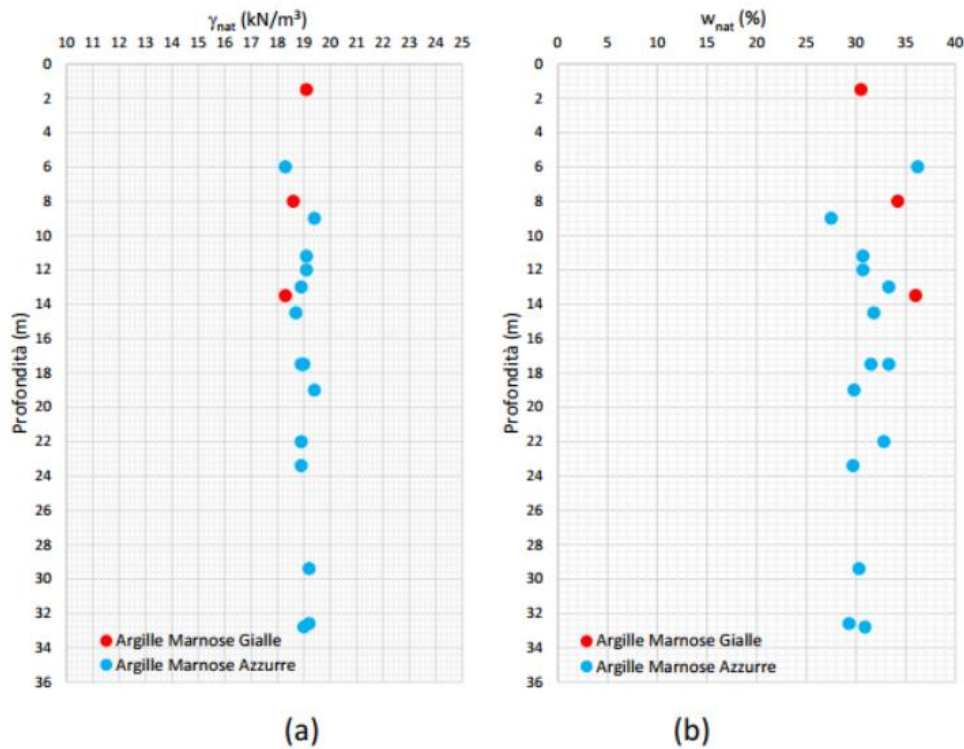


Figure 2.14 Marly clays – Unit volume weight and water content



In marly clays, we can see a more consistent result, where the unit density of this layer is constant since it is over-consolidated. The average value can be seen around 19 KN/m<sup>3</sup>.

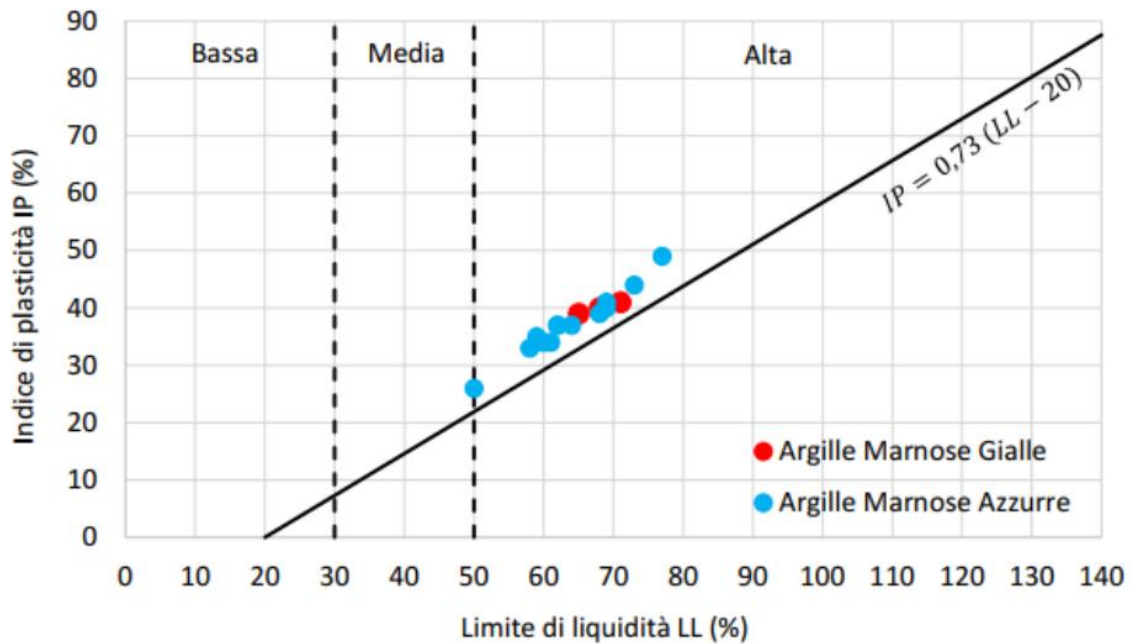


Figure 2.15 Marly clays – casagrande Plasticity map

Marly clays are more compacted material, so it is expected that the LL of such material to be less than the surface sediment layer, even though the PI index in this case is also high.

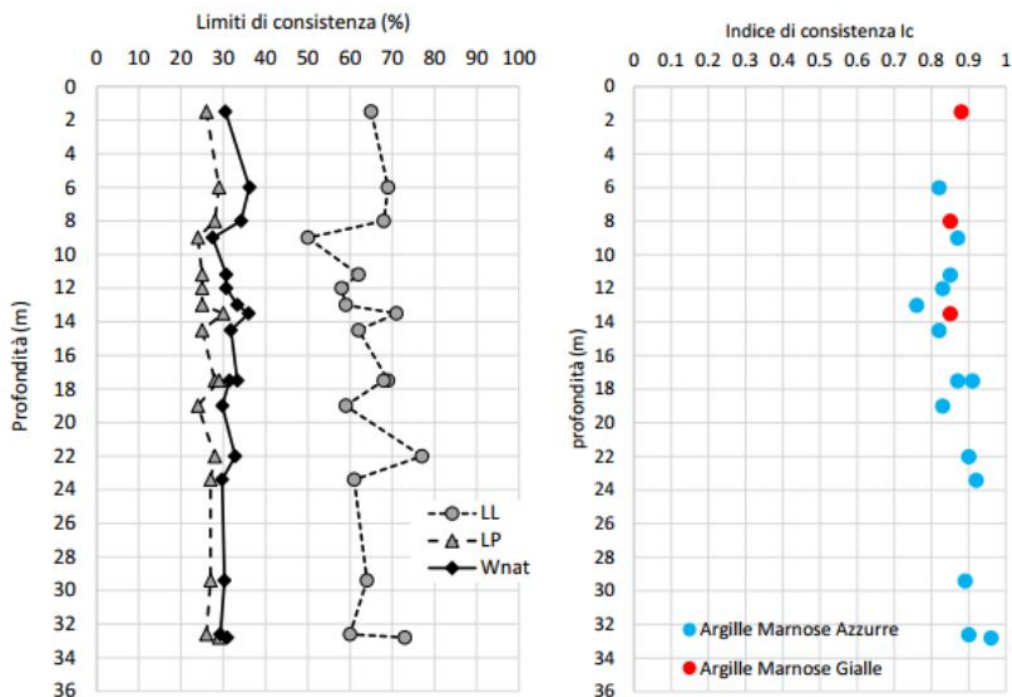


Figure 2.16 Marly clays: trend with depth from the seabed of the limits of plasticity and liquidity of the natural water content and of consistency index

The consistency of the marly clay is around 0.9 as the depth increases it shows a slight increase in its value. This reflects the high consistency of this layer and its high shear strength.

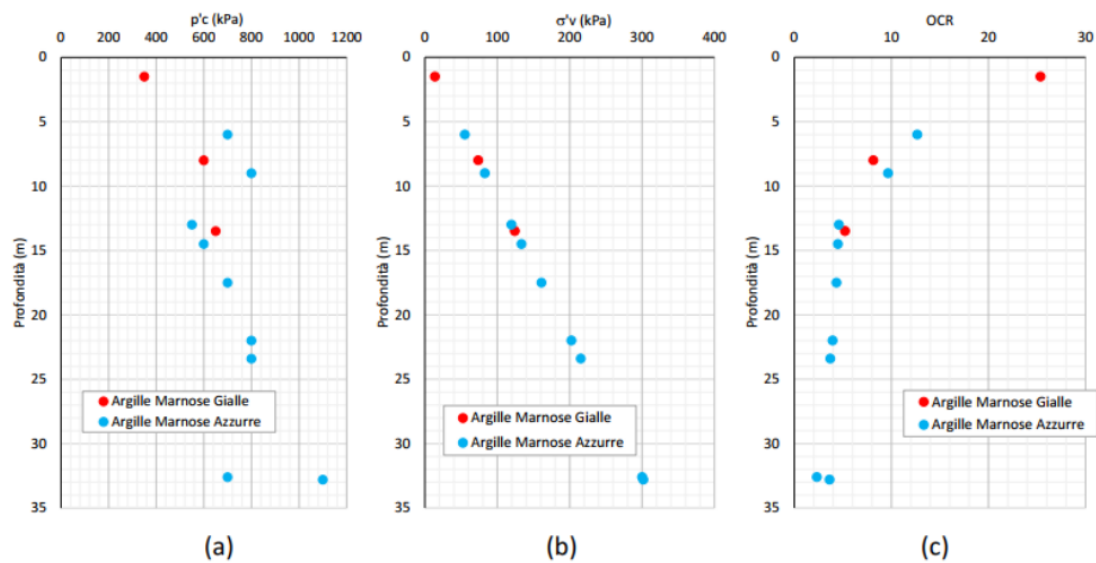


Figure 2.17 Marly clays (a) consolidation pressure  $p'c$ , (b) effective vertical tension, and (c) over consolidation ratio OCR

The consolidation pressure in marly clays is 10 orders of magnitude of the surface sediments layer, and it increases as the depth increases due to the overlaying weight. The over-consolidation ratio, in this case, is 4 compared to the surface layer as it was 1.

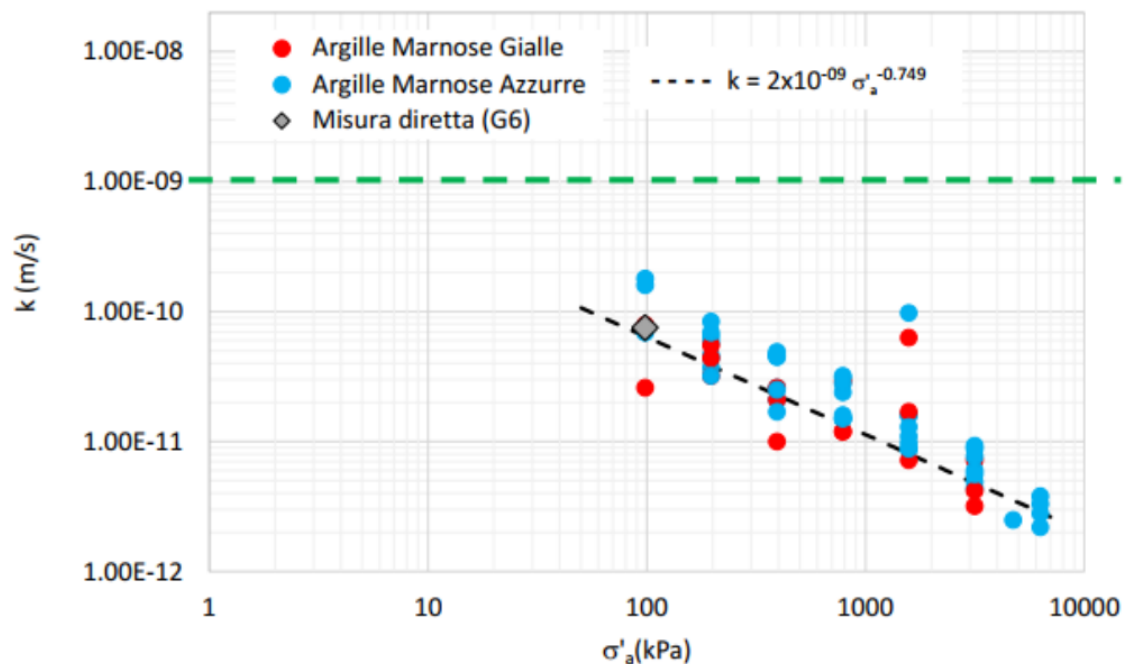


Figure 2.18 Marly clays- permeability coefficient  $k$

Figure 2.18, as we mention in the sediment layer, it is expected that the permeability coefficient to decrease as the effective stress increases.

The table below shows a summary of the result of the geotechnical characteristics of the two layers encountered before:

Layer	$\gamma$	$c'$	$\Phi$	Cu	Kv	Kh
	KN/m <sup>3</sup>	[kpa]	[ ° ]	[Kpa]	[m/sec]	[m/sec]
Surface sediments	14.7	0	26	4.33 z [m]	10 <sup>-10</sup> -10 <sup>-8</sup>	10 kv
Marly clays	19.0	30	20	104 + 9.66 z [m]	10 <sup>-11</sup> -10 <sup>-10</sup>	10 Kv

Table 2.3 physical characteristics and mechanical parameters of the 2 layers of soil

## 2.4 CAVE MATERIAL:

To carry out the works envisaged in the Variation Assessment it will be necessary to proceed with the procurement of the following materials:

- Embankment: materials used for the construction of preloading embankments
- Tout-venant: used for the construction of filter layer
- Scogli 300 /500 Kg: creation of anti-reflective dock cells.

In the table below, the summary of the quantities of natural materials necessary for the construction of the work in question:

	South Quay	Head Quay	North Quay	Confi.Colmata south	Square (Piazzale)	Total	U.M
Filter layer	8587	4950	890	8579	114009	137018	[t]
Tout-Venant	33715	26156	10276	21358	486965	578473	[m <sup>3</sup> ]
Scogli 300/500 Kg	14441	7998	4487	-	-	26926	[t]

Table 2.4 Quantity of natural material for the construction

For the supply of natural material, the quarries identified during the execution of the Environmental Impact Assessment in the Municipality of Priolo Gargano identified during the execution of the works in question were used.

For more information about the geotechnical properties of the soil and the test applied at each layer of soil, please refer to the attachments at the end of this report.

The quarries that will be used during the execution of the works are detailed below:

### 1- Cava denomination: Pasciuta di Sopra.

Type: Calcarenite quarry.

Authorization: Quarry n° 547 Authorization Reg. n° 09/07 of 10/02/2007 issued by Catania Mining District; Aeg Ionian Authorization Measure Reg. 09/13 of 10/10/2013.

Location: Municipality of Priolo Gargallo.

Distance from the construction site: Approximately 21 km.

Daily quarry production: Approximately 2,000 m<sup>3</sup>/day of inert material for embankments and fillings.

### 2- Quarry name: Quarries of S. Giuliano, Coco and Savaglia.

Type: Quarry of calcarenites and marble limestones.

Location: Loc. Petraro - Augusta (SR).

Distance from the construction site: 33.70 km (25.00 km SS 114; 8.70 km SS385).

Quarry production: Material for covering landfill layers and embankments.

**3- Quarry name: Mostringiano.**

Type: Calcarenite quarry.

Authorization: Catania Mining District.

Location: Loc. Mostringiano - Priolo Gargallo (SR).

Distance from the construction site: 15.00 km (local roads).

Daily quarry production: Inert material for concrete and bituminous conglomerates.

**4- Quarry name: Biggemi -Sardamag.**

Type: Calcarenite quarry.

Authorization: Catania Mining District.

Location: Loc. Biggemi - Priolo Gargallo (SR).

Distance from the construction site: 15.00 km (local roads).

Quarry production: 20,000 m<sup>3</sup>/day of inert material for concrete and 20,000 m<sup>3</sup>/day of Group A1a and A1b materials.

**5- Quarry name: Armicci -Motta Antonio.**

Type: Limestone tuff quarry.

Authorization: Catania Mining District.

Location: Loc. Armicci - Lentini (SR).

Distance from the construction site: 29.70 km (16.10 km SS 114; 13.60 km SS 194 and locality)

Quarry production: formation of "ashlars" (can be used for embankments or fills)

**6- Quarry name: Galermo Block.**

Type: Limestone tuff quarry.

Authorization: Catania Mining District.

Location: Loc. Pianomeda - Lentini (SR).

Distance from the construction site: 32.85 km.

Quarry production: Running out.

**7- Quarry name: Chisel.**

Type: Limestone quarry.

Authorization: Catania Mining District.

Location: Loc. Scalpello - Lentini (SR).

Distance from the construction site: 26.25 km (16.10 km SS 114; 10.15 km SS 194 and locality).

Quarry production: formation of "ashlars" (can be used for embankments or fills).

**8- Quarry name: Basalt Quarries Ferrara G. s C.**

Type: Basaltic lava quarry.

Authorization: Catania Mining District.

Location: Loc. Carmito - Lentini (SR).

Distance from the construction site: 33.00 km (25.00 km SS 114; 8.00 km SS 385)

Quarry production: 1,500 m<sup>3</sup>/day of inert material for concrete and 1,500 m<sup>3</sup>/day of material to be detected.

**9- Quarry name: Primosole.**

Type: Limestone quarry.

Authorization: Catania Mining District.

Location: Loc. Primosole (CT).

Distance from the construction site: 28.00 km (25.00 km SS 114; 3.00 km SS 385).

Quarry production: Limestone for concrete

**10- Quarry name: Sand Quarry - Gravel and washed sand.**

### 3 STONE COLUMNS:

---

The geotechnical characterization of the foundation soils was conducted in the previous paragraph and based on the investigations seen, a layer of variable strength and high compressibility can be seen along the entire project area.

Given the nature of the works in the project, where its constructability is strictly linked to the soil-structure interaction. It is necessary to provide consolidation intervention aimed at improving the mechanical properties of the surface sediments and thus guaranteeing the safety and functionality of the works during all construction phases.

To this end, the project involves the implementation of consolidation intervention for bottom-feed-type Vibro replacement.

#### 3.1 WEAK DEPOSITS (SURFACE SEDIMENTS):

Weak deposits have the following characteristics: [3]

- Low shear strength
- High compressibility
- Susceptibility to liquefaction

Such deposits are common to be found in the coastal region, and most of the marine deposits are of recent origin and have not undergone such consolidation. As a result, they have a low shear strength or high compressibility. Many problems are associated with such deposits:

- Low bearing capacity
- High settlement
- High seepage losses
- Liquefaction during earthquake
- Instability of foundation excavations

#### 3.2 STONE COLUMN TECHNIQUE:

Stone columns are cylindrical columns made below the ground level which is made of granular material ranging from 25 to 100 mm. A hole is made in the soft deposit layer where in our case the bottom-feed dry method had been used. This hole is filled with granular material and compacted to form the complete column. When this layer is filled with stone columns, the majority of the load coming from the upper layer is transferred to the stone column, which results in a difference in stiffness. A balance of 10-20% of the load is taken by clay deposit. With the help of the 10% surcharge load, the soft clay can provide adequate confinement to the cylindrical column.

#### 3.3 GENERAL INFORMATION ABOUT THE BOTTOM-FEED TYPE VIBRO REPLACEMENT:

Vibrosubstitution is a consolidation technique for soils of predominantly clayey silt and consists of the formation of column compacted elements, together with the soil that remains enclosed meaning without the removal of soil creating a composite system with characteristics of resistance and increased stiffness compared to the original ground.

In detail, the vibrating probe is first driven into the ground up to the design depth, displacing the presented soil in the lateral direction. Once the design depth has been reached, the granular material

is introduced from the tip of the probe (bottom feed). With the action of lowering the probe, the material is thickened and undergoes a lateral expansion which compacts the surrounding soil. During the filling, the vibrating probe is raised and lowered by a few centimeters until the optimal quantity of material per column has been reached. The process is repeated until the hole is filled and compacted, forming a column of gravel. During the process, the drilling tool is connected to appropriate IT equipment, which allows the pressure and depth data achieved and the quantity of material introduced to be monitored in real-time.

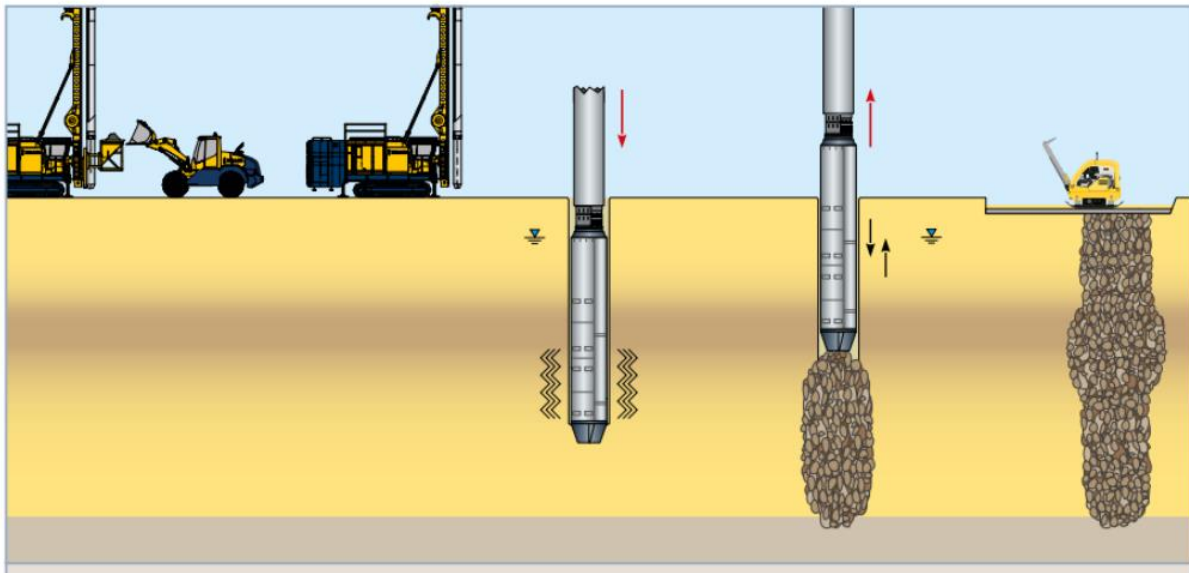


Figure 3.1 Consolidation of sediments by Vibro replacement – executive sequence

### 3.4 EXTENSION OF THE INTERVENTION AND CHARACTERISTICS OF THE TREATMENTS:

The consolidation intervention involves the creation of columns of vibro-compacted stone columns of diameter 900mm arranged according to equilateral triangular quincunx mesh. The columns will have a length equal to the thickness of the compressible surface sediment, variable along the development of the work, and a center-to-center distance variable between 1.80 m and 2.50 m.

The area subject to intervention was therefore divided into sub-areas, each characterized by a specific spacing of the columns. The distance between the columns where other parameters are equal determines the degree of improvement in the mechanical properties that can be achieved through the consolidation intervention, both in terms of resistance and stiffness.

The distance between the centers of the stone columns was defined according to a logic of optimization of the interventions, adopting a denser mesh in the areas that have a greater influence on the stability of the works (areas interfering with quays and sheet piles), in the areas characterized by a greater thickness of compressible sediments and higher seabed depth, where a greater filling volume is expected and therefore a greater load due to its weight.

In summary, we can see four types of meshes:

- Type 1 mesh – 1.80m x 1.80m is used in the area directly interfering with the docks and the north side confinement sheet piles, for a width band of approximately 40m;

- Type 2 mesh – 2.00m x 2.00m is provided in the area on the back of the area of type 1 for a band approximately 30m wide;
- Type 3 mesh – 2.30m x 2.30m is used in the area with the fill where a greater seabed depth is expected and in the area interfering with the works for maintaining the water exchange the salt marshes of the whirlpool and the sea;
- Type 4 mesh – 2.50m x 2.50m is used in the filled areas closest to the mainland, where the seabed has reduced depths and therefore a lower filling thickness is expected (-4.00m below sea level)

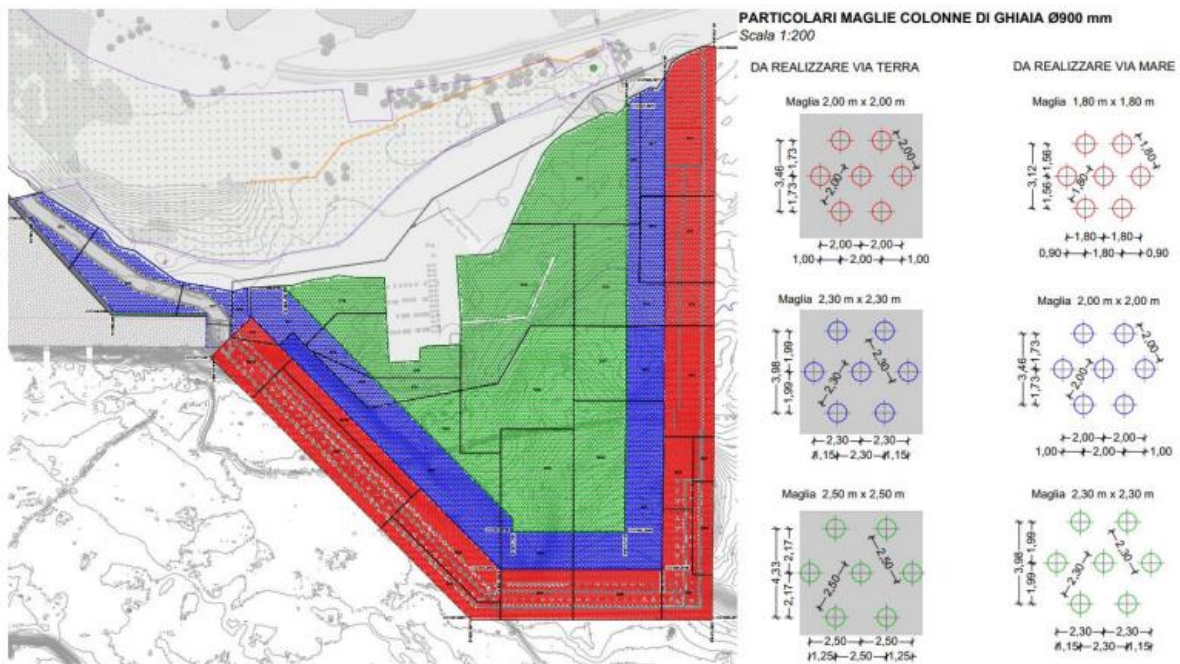


Figure 3.2 Frame work plan for the consolidation of the surface sediments

### 3.5 METHODOLOGY USED FOR THE SIZING OF STONE COLUMNS:

The effectiveness of consolidation interventions by vibroreplacement depends on the nature of the soil to be treated, the power of the machine used and the diameter of the column to be achieved. The mechanical response of the columns – soil system is determined not only by the initial characteristics of each of the elements but also by their interaction at different depths.

Various methods are presented in the literature: empirical methods, homogenization criteria, analytical methods, and numerical methods.

For the sizing of the intervention, the following homogenization criteria were followed which refer to experimental reports known in the literature for vibro-replacement intervention in soils:

- Equivalent column method used for determining the stiffness parameters ( $E'$ ) and permeability ( $k$ );
- Priebe method used for determining the resistance parameters ( $\phi'$ )

#### 3.5.1 Resistance parameters – Priebe method:

The method involves the application of homogenization criterion, for the shear resistance angle, according to which the friction angle of the consolidated material is equal to:



$$\tan\phi' = m \tan\phi'_c + (1 - m) \tan\phi'_s$$

Where:

- $\phi'_c$  : is the friction angle of the column;
- $\phi'_s$  : friction angle of the soil;
- $m$ : is the coefficient depending on the improvement factor  $n$  according to the relationship

$$m = (n - 1 + \overline{A_c/A}) / n$$

$$\overline{A_c/A} = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta(\frac{A}{A_c})}$$

- $A$ : influence area of a single column, which for an equilateral triangular mesh is equal to  $A = \pi s^2 / 4$
- $A_c$ : area of stone the stone column
- $\Delta(\frac{A}{A_c})$  Ratio that allows taking into account the compressibility of stone columns

The improvement factor  $n$  is obtained using the abacus as seen below.

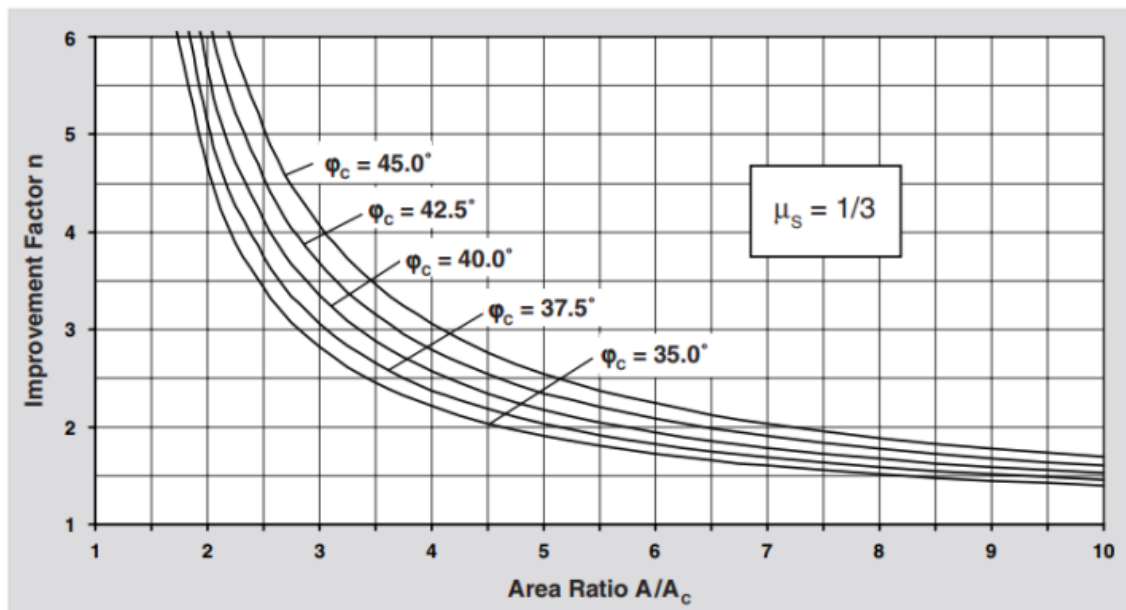


Figure 3.3 Abacus for determining the improvement factor  $n$  as  $A/A_c$  varies

To take into account the compressibility of stone columns, the ratio  $\Delta(\frac{A}{A_c})$  is obtained for Figure 3.4, which depends on the value of the friction angle  $\phi'$ , and on the ration of the oedometric modulus of the stone columns and soil named as  $D_c/D_s$  ( $E_{ed,c}/E_{ed,s}$ ).

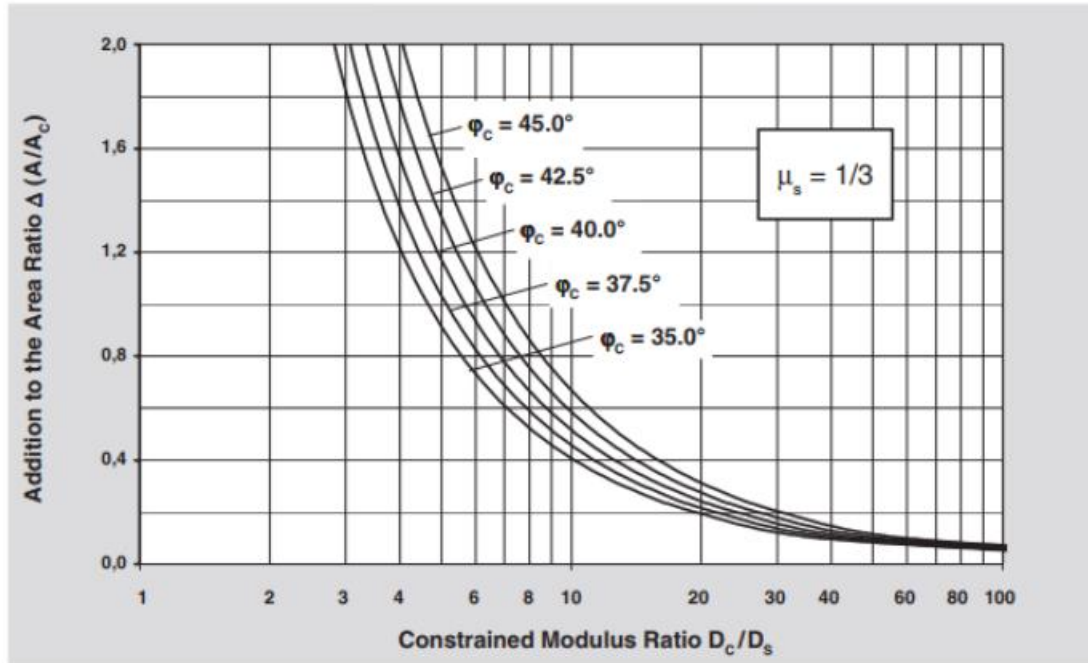


Figure 3.4 Abacus for determining  $\Delta(A/A_c)$  as  $D_c/D_s$  varies

### 3.5.2 Stiffness and permeability parameters: Equivalent Column Method

To determine the equivalent stiffness and permeability parameters, we need to refer to the basic parameters of the problems, i.e. the area replacement ratio( $\alpha$ ), the intensity of the acting load, and the shear resistance angle of the material constituting the column( $\phi'_c$ ).

- Estimation of the Edometric Module( $E_{ed, eq}$ )

The equivalent eodometric modulus of the consolidated soil is determined starting from the estimate of Young's modulus of the consolidated soil ( $E_{eq}$ ), using this relation:

$$E_{eq} = \frac{E_{composite}}{N_{corrective}}$$

$$E_{composite} = \alpha \cdot E_c + (1 - \alpha)E_s$$

Where

- $\alpha$ : the area replacement ratio
- $A_c$ : area of the column
- $A$ : total area of the influence column
- $E_c$ : the young modulus of the material constituting the columns
- $E_s$ : the young modulus of the soil
- $N_{corr}$ : the corrective factor

The corrective factor takes into account the non-perfectly elastic behavior of the material constituting the columns and the surrounding soil and is determined through the paragraph in figure 3.5, once the replacement ratio and the load acting on the extrados are known. The friction of the material constituting the column is considered  $40^\circ$ .

$$E_{ed} = E \frac{1 - \nu}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}$$

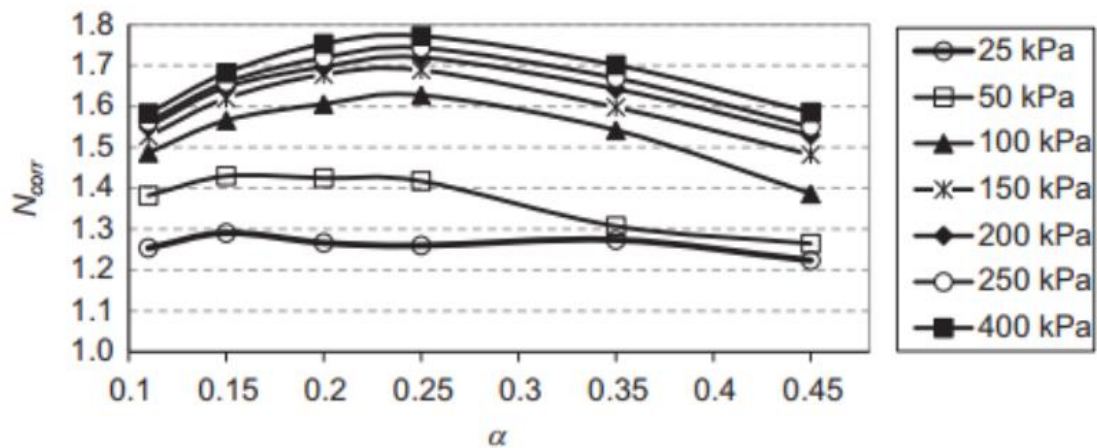


Figure 3.5 Abacus used to determine the correction coefficient  $N_{corr}$  for a friction angle of gravel of  $40^\circ$

### Estimation of the coefficient of permeability:

The equivalent permeability of the consolidated soil is determined through the relation shown below:

$$K_{eq} = \frac{k_{comp} k_s}{10^{-4}} \left( \frac{m}{day} \right)$$

Where

- $K_{comp}$ : is the composite permeability coefficient.
- $K_s$ : is the permeability coefficient of the soil.

The composite permeability coefficient is determined through the abacus of figure 3.6, as a function of the substitution ratio and the ratio  $k_c/k_s$  between the permeability of the material constituting the column ( $k_c$ ) and the soil ( $k_s$ ).

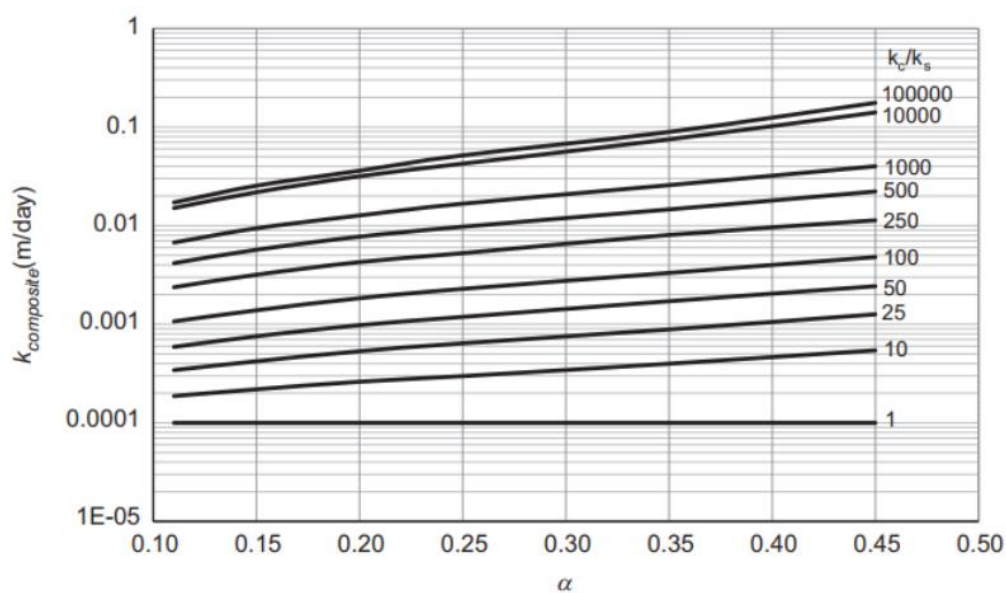


Figure 3.6 Abacus for determining the  $k_{composite}$  coefficient as a function of the substitution ratio and  $k_c/k_s$

## 4 TEST EMBANKMENT

---

### 4.1 A GENERAL FRAMEWORK OF THE PLANNED WORK:

The planned work consists of the construction of a test embankment for the evaluation of settlement over time through the appropriate monitoring instrumentation. The work consists of a cofferdam-type structure created using a waterproof secured sheet pile filled with tout venant material which is then subjected to a load test through the creation of an experimental test embankment.

The sheet pile used must be fixed into the 2m under the hard clay layer (Marly Clay) which will guarantee the confinement of the both sediment constituting the seabed and the filling material.

Taking into account the high deformability of the surface sediments as we have seen in the geotechnical description chapter, the embankment will be divided into two parts where the first part is the installation of stone columns takes place in the surface sediment layer and the second part will be without stone columns. In this case, it will be possible to evaluate the deformation response of the system with and without improvement of the surface sediments.

A filter layer with a thickness of 1m will be laid across the entire bordered area, the seabed level, and before the tout venant filling to ensure physical isolation between the filling material of the test embankment and the surface sediment.

### 4.2 STONE COLUMNS USED IN THE TEST EMBANKMENT AND METHOD OF INSTALLATION:

Before subjecting the embankment to the load test, a part of the surface sediment will be consolidated using the “bottom feed method” as described in the chapter on stone columns. In detail, the vibrating probe is first driven into the ground up to the design depth, displacing the soil present in place laterally. Once the design depth has been reached, the drainage material is introduced from the tip of the probe (bottom feed). With the subsequent lowering of the probe, the drainage material is thickened and undergoes a lateral expansion which compacts the surrounding soil.



Figure 4.1 Stone column installation on site using bottom feed method

During filling, the vibrating probe is raised and lowered by progressing by a few decimeters until an optimal quantity of material per column is reached or until a pre-set energy absorption of the tool is reached. The process is repeated until the hole is filled and compacted, forming a column of gravel. Throughout the process, the drilling tool is connected to appropriate IT equipment which allows the pressure and depth data achieved and the quantity of material introduced to be monitored in real-time.

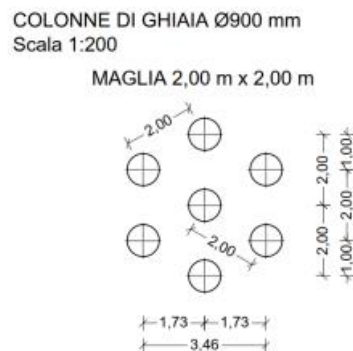


Figure 4.2 stone columns mesh

In the case of test embankment, the consolidation intervention consists of the creation of a regular mesh of Vibro replacement stone column with a diameter of 900mm, with a mesh size of 2.00m x 2.00m quincunx, with a column length having an average thickness of 13 m.

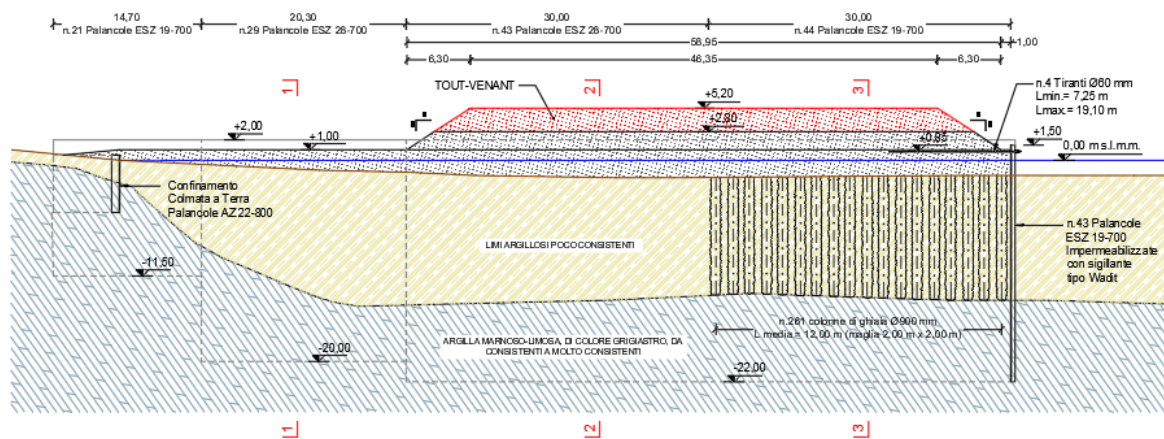


Figure 4.3 Consolidation of surface sediments – longitudinal section with filling material

### 4.3 MONITORING OF THE TEST EMBANKMENT

The embankment monitoring project, known as the project aimed to assess how an embankment structure behaves and performs. As part of this project, six monitoring stations were strategically placed with identifiers; M1, M2, S1, S2, S3, and S4. These stations are crucial, for gathering data and observations, about how the embankment responds to factors and conditions.

In the type “S” stations, settlement columns and piezometric columns are installed, while in “M” stations only settlement columns are installed. Monitoring stations S1, S2, and M1 are installed in an area of the embankment that has not been subjected to consolidation, unlike stations S3, S4, and M2 installed in an area of the embankment that has been subjected to consolidation with gravel columns as expected in the project. The position of the stations can be seen in the figure below:

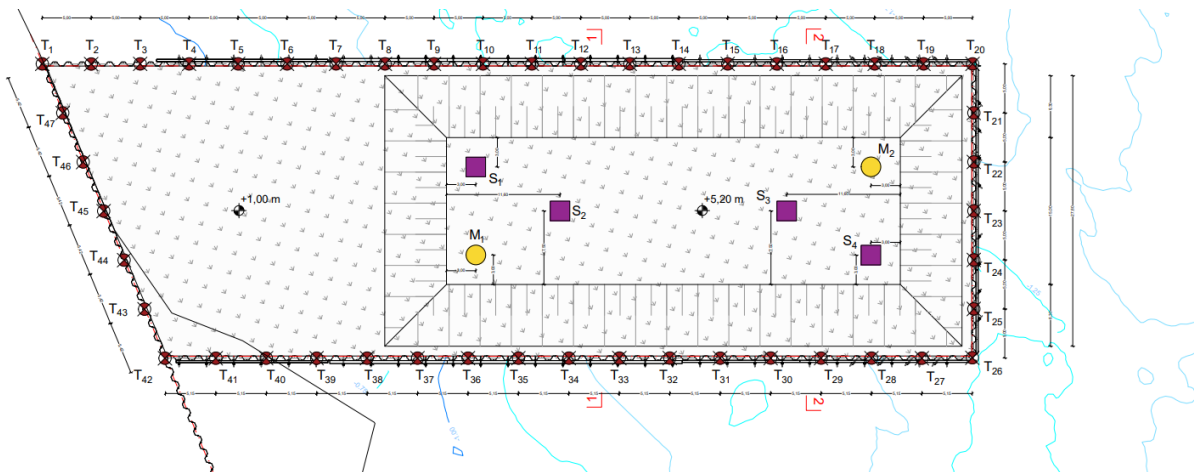


Figure 4.4 planimetric position of the monitoring stations

The purpose of the monitoring is also to observe any variations in the deformation behavior of the embankment between the two areas. Figure 4.5, shows a cross-section of the embankment with the installation of the various instruments highlighted.

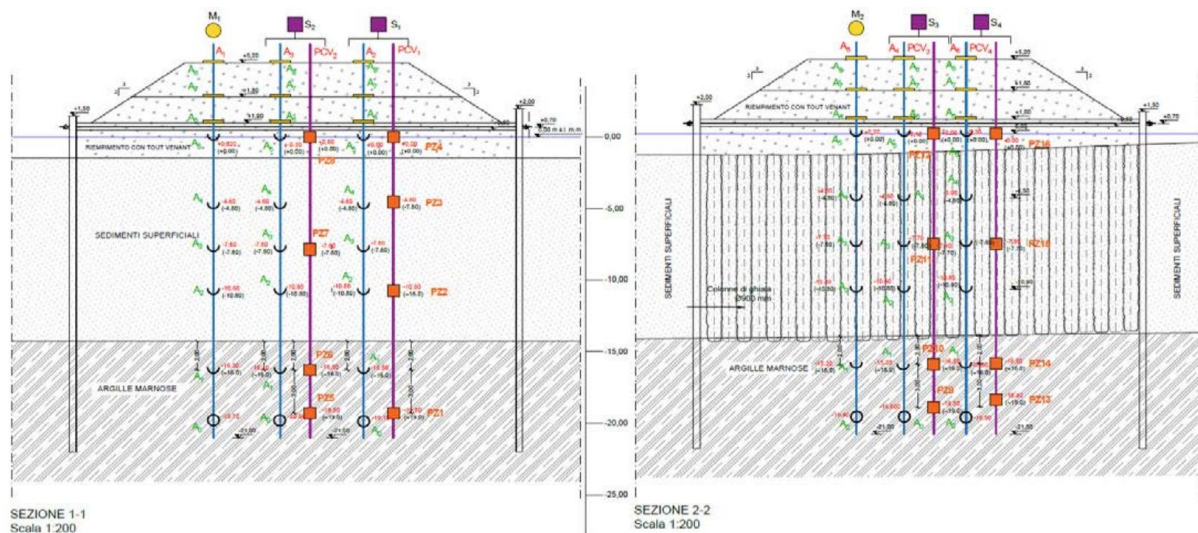


Figure 4.5 transversal section with the position of the monitoring stations in the ground

#### 4.3.1 Monitoring of neutral pressures with vibrating wire piezometers:

The monitoring consists of 4 piezometric stations, of which 2 correspond to the unconsolidated area where we don't have stone columns and the remaining 2 correspond to the consolidated area.

Each piezometric station is made up of 4 vibrating wire piezometers (PCV) positioned at different heights. The position of the piezometers is as follows:

- n° 1 at the center line of the embankment layer;
- n° 1 at the center line of the Surface Organic Sludge;
- n° 1 at the top of the Marly Clays, at a height of approximately 2 m below the lithostratigraphic contact with the Surface Organic Mud.
- n° 1 in the Marly Clays, at a height of approximately 5 m below the lithostratigraphic contact with the surface organic muds.

During the installation the positions were subjected to small movement and for their final position refer to figure 2.

#### 4.3.2 Settlement monitoring with Magnetic settlement gauge

The monitoring consists of 6 stations, of which 3 corresponds to the unconsolidated area and 3 corresponds to the consolidated area where we have stone columns. Each station is made up of 8 magnetic settlement gauges which are placed as follows:

- ❖ Magnetic rings in the soil layers:
  - n° 1 at the center of the embankment layer;
  - n° 3 equidistant in correspondence with the Surface Organic Sludge;
  - n° 1 at the top of the Marly Clays, at a height of approximately 2 m below the lithostratigraphic contact with the Surface Organic Mud;
- ❖ magnetic rings for the embankment of which:
  - n° 1 at the base of the 1<sup>st</sup> layer of the embankment;
  - n° 1 at the base of the 2<sup>nd</sup> layer of the embankment;
  - n° 1 corresponds to the ground level at the final level of the embankment.

#### 4.4 IMPLEMENTATION PHASES OF THE MONITORING PLAN AND FREQUENCY READING:

The construction of the embankment will take place in subsequent phases in which the installation of the monitoring devices will take place after the construction of the first layer of the embankment. The various phases are essentially characterized by the altitude to which the embankment will be constructed. The final confirmation is +5.20 m above sea level. The following table shows the time, the various phases, and the average reading frequency of the instrument.

phase	instrument	installation time and zero reading	average frequency of readings	duration
1	magnetic rings for boreholes and embankments at an altitude of +1.0 m above sea level.	when the first layer of embankment is created	1 every 3 days	10 days
2	Vibrating wire piezometers	when the first layer of embankment is created	1 every 7 days	150 days
3	magnetic rings for embankment at an altitude of +2.8 m above sea level	when the second layer of embankment is built	1 every 3 days	20 days
4	Magnetic rings for embankment at an altitude of 5.2 m above sea level	upon completion of the survey	1 every 3 days	120 days

*Table 4.1 summary of the construction phases of the test embankment*

In addition to the mentioned details about the test embankment, at the end of the report, it is possible to find an attachment related to the details of the construction of the test embankment.

#### 4.5 RESULTS:

##### 4.5.1 Magnetic settlement gauge:

After processing the cumulative readings of the magnetic settlements in the six stations corresponding to A1, A2, A3, A4, A5, and A6, where the first three are for the area without stone columns and the last three are the readings of the area with stone columns. We got the following results in the following tables:

MONITORING STATION M1 MAGNETIC SETTLEMENT GAUGE A1 [cm]								
DATA	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Level [m]	-15.5	-10.8	-7.8	-4.8	+0.00	+1.0	-2.8	-5.2
31/03/2023	0	0	0	0	0	0		
5/4/2023	-1.55	-1.63	-2.75	-1.95	-2.33	-2.08		
7/4/2023	-2	-2.13	-2.85	-2.25	-2.37	-2.37		
11/4/2023	-1.5	-1.75	-2.58	-1.5	-1.87	-2.13		
26/04/2023	-1.5	-1.5	-2.58	-3.13	-5.38	-4.5	0	
2/5/2023	-1.25	-1.5	-2.57	-3.12	-5.75	-6	-1.13	
4/5/2023	-2	-2.25	-2.83	-3.88	-6.75	-6.75	-1.25	
5/5/2023	-2	-2	-2.57	-3.87	-6.5	-6.88	-1.37	
9/5/2023	-1.5	-1.62	-2.57	-3.75	-6.75	-7.25	-1.62	
11/5/2023	-1.62	-2	-2.7	-3.62	-7	-7.37	-1.75	
15/05/2023	-1.75	-2	-2.82	-4.12	-7.38	-8	-2.5	
26/05/2023	-1.5	-1.75	-2.58	-4.63	-10	-10.25	-5.75	0
30/05/2023	-1.51	-1.75	-2.57	-4.75	-10.75	-10.75	-6.25	-0.63



<b>1/6/2023</b>	-1.5	-1.75	-3.33	-4.88	-11.25	-11.5	-7	-1
<b>6/6/2023</b>	-1.62	-1.75	-2.82	-4.87	-11.75	-12	-7.75	-1.75
<b>8/6/2023</b>	-1.75	-2.25	-3.07	-5.37	-12.3	-12.5	-8	-2.25
<b>9/6/2023</b>	-1.75	-1.88	-3.07	-5.5	-12.37	-12.5	-8.25	-2.25
<b>13/06/2023</b>	-1.75	-2	-3.58	-5.63	-12.75	-13	-8.75	-2.75
<b>15/06/2023</b>	-1.5	-2	-2.83	-5.63	-13	-13	-8.5	-3
<b>16/06/2023</b>	-1.5	-2.25	-3.08	-5.88	-13.25	-13.25	-9.25	-3.5
<b>19/06/2023</b>	-1.5	-1.75	-2.58	-5.63	-13.25	-13.25	-9.25	-3.25
<b>21/06/2023</b>	-1.5	-1.75	-2.57	-5.37	-13.25	-13	-9.25	-3.25
<b>23/06/2023</b>	-1.5	-1.75	-2.95	-5.87	-13.75	-14	-9.75	-4
<b>26/06/2023</b>	-1.5	-1.75	-2.58	-5.87	-13.75	-14.25	-9.75	-4
<b>29/06/2023</b>	-1.38	-1.62	-2.45	-5.75	-14.12	-14.12	-10.13	-3.88
<b>30/06/2023</b>	-1.62	-1.87	-2.7	-6	-14.37	-14.37	-10.25	-4.12
<b>3/7/2023</b>	-1.38	-1.62	-2.95	-6.25	-14.12	-13.63	-10	-3.88
<b>5/7/2023</b>	-1.37	-1.62	-2.95	-6.25	-14.62	-15.12	-10.5	-4.87
<b>7/7/2023</b>	-1.37	-1.62	-2.95	-6.25	-14.62	-15.12	-10.5	-4.87
<b>11/7/2023</b>	-1.75	-2	-2.83	-6.63	-15.5	-15.5	-10.88	-5.75
<b>13/07/2023</b>	-1.25	-2	-2.83	-6.63	-15	-15.5	-10.88	-5.25
<b>14/07/2023</b>	-1.25	-2	-2.83	-6.63	-15.5	-15.5	-11.38	-5.25
<b>17/07/2023</b>	-1.75	-2	-2.82	-7.12	-16	-16	-11.5	-5.75
<b>19/07/2023</b>	-1.75	-1.5	-2.82	-7.12	-16	-16	-11.5	-5.75
<b>21/07/2023</b>	-1.75	-1.5	-2.82	-6.62	-16	-16	-11.5	-5.75
<b>24/07/2023</b>	-1.75	-2	-2.82	-6.63	-16	-16.5	-12	-6
<b>26/07/2023</b>	-1.75	-1.5	-2.82	-6.63	-16	-16.5	-12	-6
<b>28/07/2023</b>	-1.25	-1.5	-2.82	-6.63	-16	-16.5	-12	-6
<b>1/8/2023</b>	-1.75	-2	-2.83	-7.12	-16.5	-17	-12.5	-6.5
<b>3/8/2023</b>	-1.25	-2	-2.83	-7.12	-16.5	-17	-12.5	-6.5
<b>4/8/2023</b>	-1.25	-2	-2.83	-7.12	-16.5	-17	-12.5	-6.5
<b>7/8/2023</b>	-1.25	-1.5	-2.32	-7.12	-16.5	-17	-12.5	-6.5
<b>9/8/2023</b>	-1.25	-1.5	-2.32	-7.12	-16.5	-17	-12.5	-6.5
<b>11/8/2023</b>	-1.75	-1.5	-2.82	-7.62	-17.5	-17.5	-13.5	-7.5
<b>22/08/2023</b>	-1.25	-1.5	-2.82	-7.62	-17.75	-18	-13.5	-7.5
<b>24/08/2023</b>	-1.75	-2	-2.83	-8.13	-18.25	-18.5	-14.25	-8.13
<b>25/08/2023</b>	-1.75	-2	-2.83	-7.62	-17.88	-18.5	-14	-8.13
<b>29/08/2023</b>	-1.75	-1.5	-2.83	-7.62	-18.12	-18.5	-14.5	-8.13
<b>31/08/2023</b>	-1.25	-1.5	-2.83	-7.62	-18.5	-18.5	-14.5	-8.13
<b>1/9/2023</b>	-1.25	-1.5	-2.83	-7.62	-18.5	-18.5	-14.5	-8.13
<b>5/9/2023</b>	-1.5	-1.5	-2.82	-8.12	-19	-19	-14.5	-8.62
<b>8/9/2023</b>	-1.38	-1.5	-2.82	-8.12	-19	-19	-14.5	-8.62
<b>12/9/2023</b>	-1.38	-1.5	-2.82	-8.12	-19	-19	-15	-8.62
<b>15/09/2023</b>	-1.38	-1.5	-2.32	-8.12	-19	-19	-15	-8.62
<b>19/09/2023</b>	-0.75	-1	-2.32	-7.62	-19	-19	-15	-8.62
<b>22/09/2023</b>	-1.25	-1.5	-2.82	-8.12	-19.5	-19.5	-15	-9.12
<b>26/09/2023</b>	-1.25	-1.5	-2.32	-8.12	-19	-19.5	-15	-9.12
<b>29/09/2023</b>	-1.75	-2	-2.82	-8.62	-20	-20.5	-16	-9.62

Table 4.2 Settlement result of station M1 of magnetic settlement gauge A1

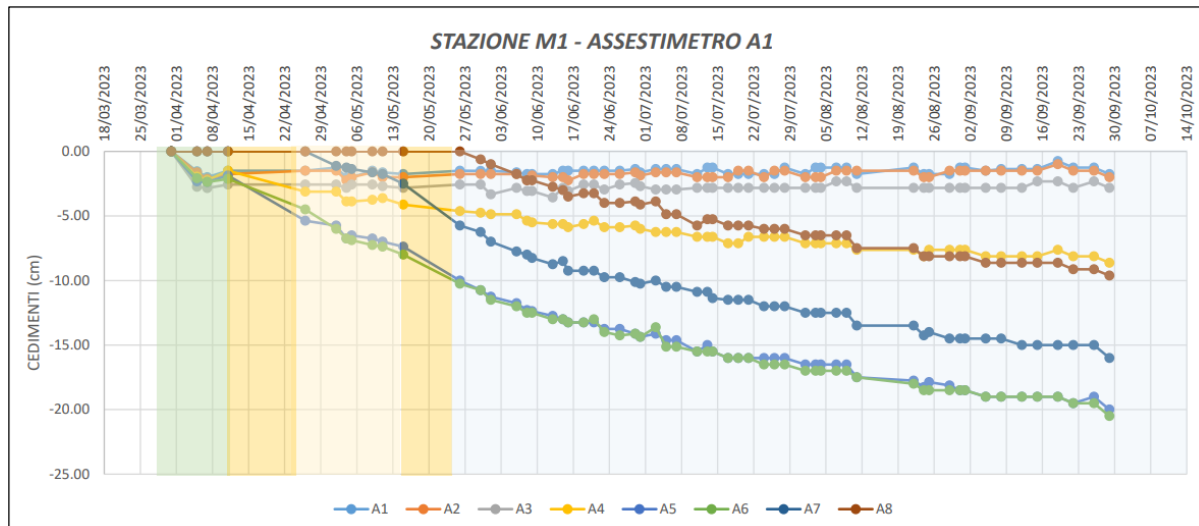


Figure 4.6 Settlement result of station M1 of magnetic settlement gauge A1

MONITORING STATION S1 MAGNETIC SETTLEMENT GAUGE A2								
DATA	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Level	-15.5	-10.8	-7.8	-4.8	+0.00	+1.0	-2.8	-5.2
31/03/2023	0	0	0	0	0	0		
5/4/2023	0	-0.13	-0.5	-0.75	-0.5	-0.5		
7/4/2023	0.12	0.1	-0.4	-0.75	-0.5	-0.38		
11/4/2023	-0.25	0	-0.62	-0.87	-0.63	-0.75		
26/04/2023	0.25	-0.25	-1	-4	-3.75	-3.75	0	
2/5/2023	-0.13	-0.5	-1	-4.75	-4.75	-4.5	-0.88	
4/5/2023	-0.25	0	-1.25	-5	-5	-4.75	-1	
5/5/2023	-0.13	-0.13	-0.62	-5	-5	-4.75	-1	
9/5/2023	0.25	0.25	-0.5	-4.75	-4.75	-4.5	-0.99	
11/5/2023	0.12	0.13	-0.5	-5.12	-5	-4.87	-1.25	
15/05/2023	-0.13	-0.25	-1	-5.75	-5.75	-6	-2.25	
26/05/2023	-0.12	-0.25	-1	-7.75	-7.75	-8	-5.25	0
30/05/2023	-0.25	-0.25	-1.25	-8.5	-8.5	-8.75	-6.5	-0.87
1/6/2023	-0.13	-0.12	-1.12	-8.62	-9.12	-8.87	-6.63	-1.13
6/6/2023	0.25	0	-0.87	-9	-9.25	-9.25	-6.75	-1.5
8/6/2023	-0.5	-0.5	-1.5	-9.75	-10.5	-10	-7.75	-2.25
9/6/2023	-0.25	-0.25	-1.25	-9.75	-9.87	-10	-7.5	-2.25
13/06/2023	0	-0.25	-1.25	-10	-10.5	-10.25	-8	-2.5
15/06/2023	0	0.25	-0.75	-10.12	-10.5	-10.25	-8	-2.5
16/06/2023	0.25	0	-1	-10.25	-10.75	-10.5	-8.25	-2.75
19/06/2023	-0.25	-0.25	-1.5	-10.75	-11.12	-11	-8.75	-3.2
21/06/2023	-0.25	-0.25	-1.25	-11	-11.25	-11	-9	-3.25
23/06/2023	0.13	-0.12	-1.12	-10.87	-11.38	-11.12	-8.88	-3.38
26/06/2023	-0.25	-0.5	-1.5	-11.75	-11.75	-12	-9.75	-4.5
29/06/2023	0	-0.25	-1.25	-12	-12	-11.75	-9.5	-4
30/06/2023	0	0	-1	-11.5	-11.75	-11.75	-9.5	-4
3/7/2023	-0.25	-0.5	-1.5	-12.25	-12.25	-12.5	-10.25	-4.75
5/7/2023	-0.25	-0.5	-1.5	-12.25	-12.75	-12.5	-10.25	-4.75

7/7/2023	0	-0.25	-1.25	-12	-12.5	-12.25	-9.5	-4.5
11/7/2023	0	-0.25	-1.25	-12.5	-12.5	-12.75	-10.5	-5
13/07/2023	0.5	0.25	-0.75	-12.5	-12.5	-12.75	-10.5	-5
14/07/2023	0	0.25	-0.75	-12.5	-12.5	-12.75	-10.5	-5
17/07/2023	0	0.25	-1.25	-13	-13	-13.25	-11	-5.25
19/07/2023	0.5	0.25	-1.25	-12.87	-13	-13.25	-11	-5.5
21/07/2023	0.5	0.25	-0.75	-12.87	-13	-13.25	-11	-5.5
24/07/2023	0	0	-1.25	-13.37	-13.5	-13.75	-11.5	-6
26/07/2023	0.5	0.25	-1.25	-13.37	-13.5	-13.75	-11.5	-6
28/07/2023	0.5	0.25	-0.75	-13.37	-13.5	-13.75	-11.5	-6
1/8/2023	0	-0.25	-1.25	-13.87	-14	-14.25	-12	-6.5
3/8/2023	0	-0.25	-1.25	-13.87	-14.5	-14.25	-12	-6.5
4/8/2023	0.5	-0.25	-1.25	-13.87	-14.5	-14.25	-12	-6.5
7/8/2023	0	-0.75	-1.75	-14.88	-15	-14.75	-13	-7.5
9/8/2023	0	-0.25	-1.25	-14.37	-14.5	-14.75	-12.5	-7
11/8/2023	0	0.25	-0.75	-14.37	-14.5	-14.75	-12.5	-7
22/08/2023	0	0.25	-0.75	-14.88	-15	-15.25	-13	-7.5
24/08/2023	0.25	0	-1	-15.12	-15.25	-15.5	-13.25	-7.75
25/08/2023	0	-0.25	-1.25	-15.37	-15.5	-15.75	-13.5	-7.5
29/08/2023	0.5	0.25	-0.75	-15.37	-15.5	-15.75	-13.5	-7.5
31/08/2023	0	-0.25	-1.25	-15.87	-16	-16.25	-14	-8
1/9/2023	0	-0.25	-1.25	-15.87	-16.5	-16.25	-14	-8
5/9/2023	0	0	-1.25	-15.87	-16.5	-16.25	-14	-8
8/9/2023	0	0	-1.25	-15.87	-16.5	-16.25	-14	-8
12/9/2023	0.5	0.25	-0.75	-15.87	-16.5	-16.25	-14	-8
15/09/2023	0	-0.25	-1.25	-16.37	-17	-16.75	-14.5	-8.5
19/09/2023	0	0.25	-1.25	-16.37	-16.5	-16.75	-14.5	-8.5
22/09/2023	0.5	0.25	-0.75	-16.37	-16.5	-16.75	-14.5	-8.5
26/09/2023	0.5	0.25	-0.75	-16.37	-16.5	-16.75	-14.5	-8.5
29/09/2023	0.5	0.75	-0.75	-16.37	-16.5	-16.75	-14.5	-8.5

Table 4.3 Settlement result of station S1 of magnetic settlement gauge A2

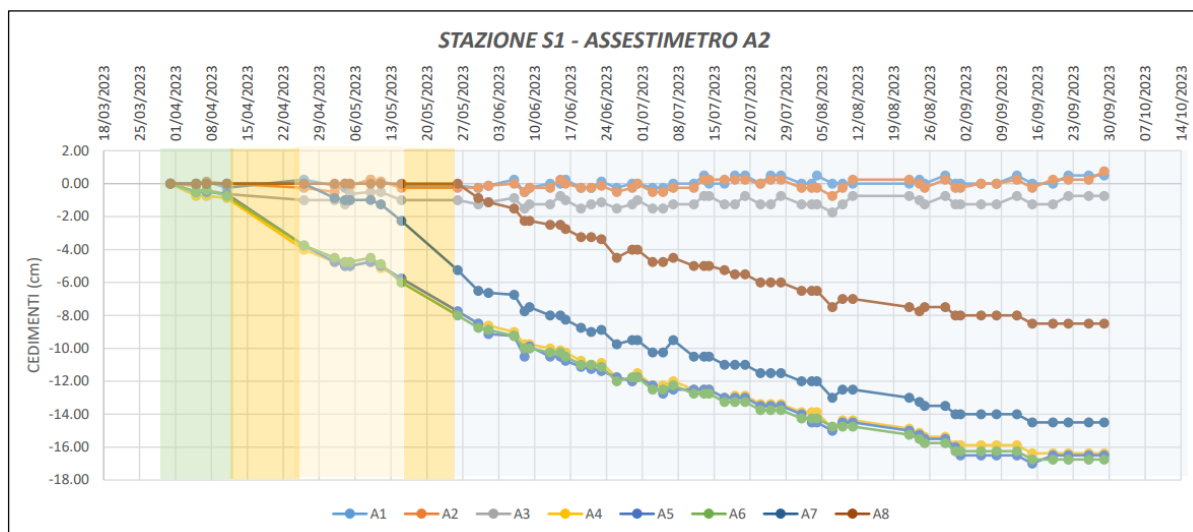


Figure 4.7 Settlement result of station S1 of magnetic settlement gauge A2

MONITORING STATION S2 MAGNETIC SETTLEMENT GUAGE A3								
DATA	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
<b>Level</b>	<b>-15.5</b>	<b>-10.8</b>	<b>-7.8</b>	<b>-4.8</b>	<b>+0.00</b>	<b>+1.0</b>	<b>-2.8</b>	<b>-5.2</b>
<b>31/03/2023</b>	0	0	0	0	0	0		
<b>5/4/2023</b>	-0.75	-0.4	-0.5	-1	-1	-0.63		
<b>7/4/2023</b>	-0.88	-0.58	-0.68	-1.38	-1.38	-1.25		
<b>11/4/2023</b>	-0.63	-0.78	-0.78	-1.25	-1.38	-1.5		
<b>26/04/2023</b>	-0.75	-1.42	-1.42	-4.87	-5.25	-4.63	0	
<b>2/5/2023</b>	-0.62	-1.67	-1.97	-5.37	-5.37	-5.5	-1	
<b>4/5/2023</b>	-0.75	-1.78	-1.88	-6.13	-5.88	-6	-1.5	
<b>5/5/2023</b>	-1.13	-1.7	-1.9	-6.12	-5.75	-6.25	-1.37	
<b>9/5/2023</b>	-0.88	-1.85	-2.05	-6.5	-6.5	-6.63	-1.88	
<b>11/5/2023</b>	-1.13	-2.22	-2.32	-6.87	-6.87	-7	-2.25	
<b>15/05/2023</b>	-1	-2.2	-2.4	-7.25	-7.25	-7.38	-2.63	
<b>26/05/2023</b>	-0.87	-4.27	-4.97	-9.87	-10.13	-10	-7	0
<b>30/05/2023</b>	-1.25	-5.5	-5.9	-10.75	-11	-11.12	-8.38	-1.38
<b>1/6/2023</b>	-0.87	-5.92	-6.22	-11.12	-11.12	-11	-8.13	-1
<b>6/6/2023</b>	-1.25	-6.85	-7.05	-11.75	-11.75	-11.63	-8.62	-1.75
<b>8/6/2023</b>	-0.87	-7.02	-7.23	-12.13	-12.38	-12.5	-9	-2.25
<b>13/06/2023</b>	-0.87	-8.02	-8.32	-12.62	-12.87	-13	-9.75	-2.75
<b>15/06/2023</b>	-0.88	-8.42	-8.63	-12.88	-12.88	-13	-10	-3.13
<b>16/06/2023</b>	-0.88	-8.42	-8.73	-13.13	-13.13	-13	-10	-3.5
<b>19/06/2023</b>	-0.88	-8.63	-8.93	-13.38	-13.37	-13.5	-10.25	-3.25
<b>21/06/2023</b>	-0.87	-8.83	-9.13	-13.88	-13.88	-14	-10.75	-3.75
<b>23/06/2023</b>	-0.87	-8.83	-9.22	-13.88	-13.88	-14	-10.75	-3.75
<b>26/06/2023</b>	-0.63	-8.87	-9.28	-13.62	-13.88	-13.75	-11	-4.25
<b>29/06/2023</b>	-0.87	-9.32	-9.82	-14.37	-14.37	-14.5	-11.75	-5
<b>30/06/2023</b>	-0.87	-9.32	-9.92	-14.37	-14.37	-14.5	-11.75	-5
<b>3/7/2023</b>	-0.63	-9.47	-10.07	-14.62	-14.62	-14.75	-12	-5.25
<b>5/7/2023</b>	-1.13	-9.57	-10.17	-15.12	-14.62	-14.75	-12	-5.25
<b>7/7/2023</b>	-0.63	-9.57	-10.27	-14.62	-15.12	-14.75	-12	-5.25
<b>11/7/2023</b>	-0.63	-9.98	-10.58	-15.12	-15.63	-15.25	-12.5	-5.5
<b>13/07/2023</b>	-0.63	-9.98	-10.58	-15.12	-15.63	-15.75	-12.5	-5.5
<b>14/07/2023</b>	-0.63	-10.08	-10.68	-15.12	-15.13	-15.75	-12.5	-5.5
<b>17/07/2023</b>	-0.63	-10.17	-10.77	-15.62	-15.63	-15.75	-13	-6
<b>19/07/2023</b>	-0.63	-10.17	-10.77	-15.62	-15.63	-16.25	-13	-6
<b>21/07/2023</b>	-0.63	-10.17	-10.88	-15.62	-15.63	-16.25	-13	-6
<b>24/07/2023</b>	-0.63	-10.37	-10.97	-16.12	-16.12	-16.75	-13.5	-6.5
<b>26/07/2023</b>	-0.63	-10.37	-10.87	-16.12	-16.12	-16.25	-13.5	-6.5
<b>28/07/2023</b>	-0.13	-10.47	-10.97	-16.12	-16.12	-16.25	-13.5	-6.5
<b>1/8/2023</b>	-0.63	-10.68	-11.08	-16.63	-16.63	-16.75	-14	-7
<b>3/8/2023</b>	-1.13	-10.98	-11.38	-17.12	-17.13	-17.25	-14.5	-7.5
<b>4/8/2023</b>	-1.13	-10.98	-11.38	-17.12	-17.13	-17.25	-14.5	-7.5
<b>7/8/2023</b>	-1.13	-11.17	-11.48	-17.12	-17.13	-17.25	-14.5	-7.5
<b>9/8/2023</b>	-0.63	-11.17	-11.58	-17.12	-17.13	-17.25	-14.5	-7.5
<b>11/8/2023</b>	-0.63	-11.17	-11.58	-17.37	-17.63	-17.25	-14.5	-7.5

22/08/2023	-0.63	-11.88	-12.08	-18.13	-18.13	-18.25	-15.5	-8.5
24/08/2023	-0.63	-11.88	-12.28	-18.13	-18.13	-18.75	-15.5	-8.5
25/08/2023	-0.63	-11.88	-12.38	-18.13	-18.13	-18.25	-15.5	-8.5
29/08/2023	-1.13	-11.98	-12.48	-19.13	-18.87	-19.25	-16	-9
31/08/2023	-1.13	-11.98	-12.48	-19.13	-18.87	-19.25	-16	-9
1/9/2023	-0.63	-11.98	-12.38	-19.13	-19.13	-19.25	-16	-9
5/9/2023	-0.63	-11.98	-12.28	-19.13	-19.13	-19.25	-16	-9
8/9/2023	-0.63	-11.98	-12.28	-19.13	-19.13	-19.25	-16	-9
12/9/2023	-0.63	-12.07	-12.37	-19.62	-19.62	-19.75	-16.5	-9.5
15/09/2023	-1.13	-12.28	-12.38	-19.63	-20.13	-19.75	-17	-10
19/09/2023	-0.63	-12.38	-12.48	-19.63	-20.13	-20.25	-17	-10
22/09/2023	-0.63	-12.38	-12.48	-19.63	-20.13	-20.25	-17	-10
26/09/2023	-0.63	-12.38	-12.48	-20.13	-20.13	-20.25	-17	-10
29/09/2023	-1.13	-12.88	-12.68	-20.63	-20.63	-20.75	-17.5	-10.5

Table 4.4 Settlement result of station S2 of magnetic settlement gauge A3

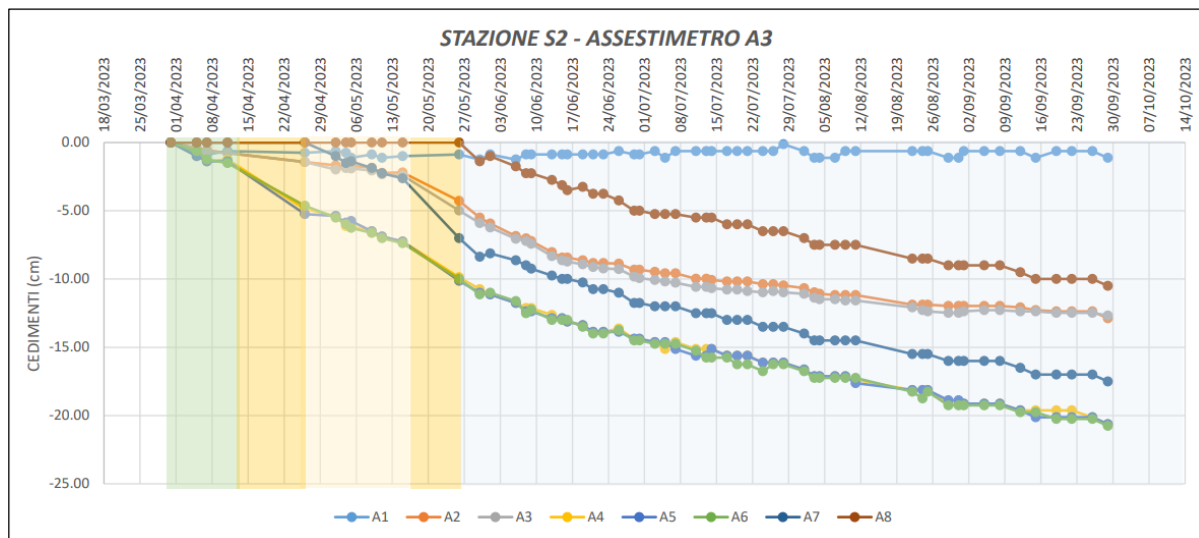


Figure 4.8 Settlement result of station S2 of magnetic settlement gauge A3

MONITORING STATION S3 MAGNETIC SETTLEMENT GAUGE A4								
DATA	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
<b>Level</b>	<b>-15.5</b>	<b>-10.8</b>	<b>-7.8</b>	<b>-4.8</b>	<b>+0.00</b>	<b>+1.0</b>	<b>-2.8</b>	<b>-5.2</b>
31/03/2023	0	0	0	0	0	0		
5/4/2023	-0.82	-0.33	-0.45	-1.07	-0.82	-1.25		
7/4/2023	-0.7	-0.2	-0.57	-1.45	-1.57	-1.5		
11/4/2023	-0.82	-0.32	-0.7	-1.57	-2.07	-2		
26/04/2023	-0.7	-0.58	-1.7	-4.95	-10.95	-11.25	0	
2/5/2023	-1.82	-0.82	-2.2	-5.82	-13.45	-13.87	-2.62	
4/5/2023	-0.2	-0.33	-1.45	-5.57	-13.7	-14	-2.63	
5/5/2023	-1.08	-0.95	-1.95	-5.7	-14.45	-14.75	-3.63	
9/5/2023	-1.2	-0.45	-2.32	-6.45	-15.57	-15.75	-4.75	
11/5/2023	-0.57	-0.08	-1.32	-5.82	-15.45	-15.88	-4.5	
15/05/2023	-0.57	-0.33	-1.7	-6.57	-16.7	-17.13	-5.87	
26/05/2023	-0.82	-0.82	-2.45	-6.87	-25.95	-26.37	-17.62	0
30/05/2023	-1.32	-0.82	-2.95	-10.07	-27.95	-28.37	-19.87	-1.62

1/6/2023	-0.82	-0.82	-2.95	-10.32	-28.45	-28.62	-20.37	-2.75
6/6/2023	-1.08	-0.83	-2.7	-11.08	-30.45	-31.38	-22.88	-4.88
8/6/2023	-0.57	-0.58	-2.58	-10.57	-30.7	-31.13	-22.87	-4.88
9/6/2023	-1.07	-1.07	-2.95	-11.07	-31.2	-31.63	-24.12	-5.62
13/06/2023	-1.07	-0.57	-2.7	-11.07	-31.7	-32.37	-24.12	-6.12
15/06/2023	-0.82	-0.82	-3.2	-11.57	-32.7	-33.13	-24.87	-7.12
16/06/2023	-0.7	-0.58	-2.57	-11.45	-32.57	-33	-25	-7
19/06/2023	-1.32	-0.83	-3.2	-12.07	-33.7	-34.63	-26.37	-8.63
21/06/2023	-1.32	-1.58	-3.2	-12.07	-34.2	-34.63	-26.87	-9.13
23/06/2023	-0.82	-0.82	-2.7	-12.07	-34.2	-35.13	-26.87	-9.13
26/06/2023	-1.32	-1.33	-3.2	-12.58	-35.2	-35.88	-27.88	-9.88
29/06/2023	-0.83	-1.08	-2.95	-12.58	-35.7	-36.38	-28.38	-10.63
30/06/2023	-0.83	-0.83	-2.95	-12.58	-36.2	-36.63	-28.38	-10.63
3/7/2023	-2.32	-1.32	-3.7	-13.07	-37.2	-37.62	-29.37	-11.62
5/7/2023	-1.82	-0.82	-3.2	-13.07	-37.2	-37.62	-29.37	-11.62
7/7/2023	-1.82	-0.82	-3.7	-13.07	-37.2	-37.87	-29.87	-11.62
11/7/2023	-0.57	-0.58	-3.45	-13.32	-37.95	-38.38	-30.13	-12.38
13/07/2023	-0.57	-0.58	-2.95	-13.32	-37.95	-38.38	-30.62	-12.38
14/07/2023	-0.57	-0.57	-2.95	-13.32	-37.95	-38.63	-30.62	-12.63
17/07/2023	-0.57	-0.58	-2.95	-13.33	-38.45	-38.88	-31.13	-12.88
19/07/2023	-1.07	-0.58	-2.95	-13.82	-38.95	-39.88	-31.63	-13.88
21/07/2023	-1.07	-1.08	-3.45	-13.82	-39.45	-39.88	-32.12	-13.88
24/07/2023	-1.08	-1.08	-3.45	-14.33	-39.95	-40.38	-32.63	-14.88
26/07/2023	-1.58	-1.58	-3.95	-14.82	-40.45	-41.38	-33.13	-15.38
28/07/2023	-1.08	-1.08	-3.45	-14.33	-40.45	-41.38	-33.13	-15.38
1/8/2023	-1.07	-1.07	-3.45	-14.82	-40.95	-41.87	-33.62	-15.87
3/8/2023	-0.57	-0.58	-2.95	-14.32	-40.95	-41.37	-33.62	-15.87
4/8/2023	-0.57	-0.58	-2.95	-14.32	-40.95	-41.37	-33.62	-15.87
7/8/2023	-0.82	-0.58	-3.45	-14.82	-41.45	-41.87	-34.12	-16.38
9/8/2023	-1.7	-0.95	-3.32	-15.2	-41.82	-42.25	-34.5	-16.75
11/8/2023	-1.7	-0.95	-3.32	-15.2	-42.32	-42.75	-35	-16.75
22/08/2023	-0.58	-1.08	-3.45	-15.83	-43.45	-43.88	-36.13	-17.88
24/08/2023	-0.83	-0.83	-3.7	-15.57	-43.7	-44.38	-36.38	-18.63
25/08/2023	-0.58	-0.58	-3.45	-15.83	-43.45	-44.13	-36.63	-18.38
29/08/2023	-0.58	-0.58	-3.2	-15.83	-43.95	-44.38	-36.63	-18.88
31/08/2023	-1.07	-1.07	-3.7	-15.82	-44.45	-44.88	-37.12	-19.38
1/9/2023	-0.57	-0.58	-3.7	-15.82	-44.45	-44.88	-37.12	-19.38
5/9/2023	-1.07	-1.08	-3.45	-16.32	-44.95	-45.87	-37.62	-19.88
8/9/2023	-0.57	-0.58	-3.45	-16.32	-44.95	-45.87	-37.62	-19.88
12/9/2023	-0.57	-0.58	-3.45	-16.32	-44.95	-45.87	-37.62	-19.88
15/09/2023	-1.07	-1.07	-3.95	-16.82	-45.45	-46.38	-38.62	-20.37
19/09/2023	-0.57	-0.58	-3.95	-16.32	-45.95	-46.38	-38.62	-20.38
22/09/2023	-0.57	-0.58	-3.95	-16.82	-46.32	-46.88	-39.12	-20.88
26/09/2023	-1.07	-1.08	-4.45	-17.32	-46.82	-47.37	-39.62	-21.38
29/09/2023	-1.07	-1.08	-4.45	-16.82	-46.82	-47.37	-39.62	-21.88

Table 4.5 Settlement result of station S3 of magnetic settlement guage A4

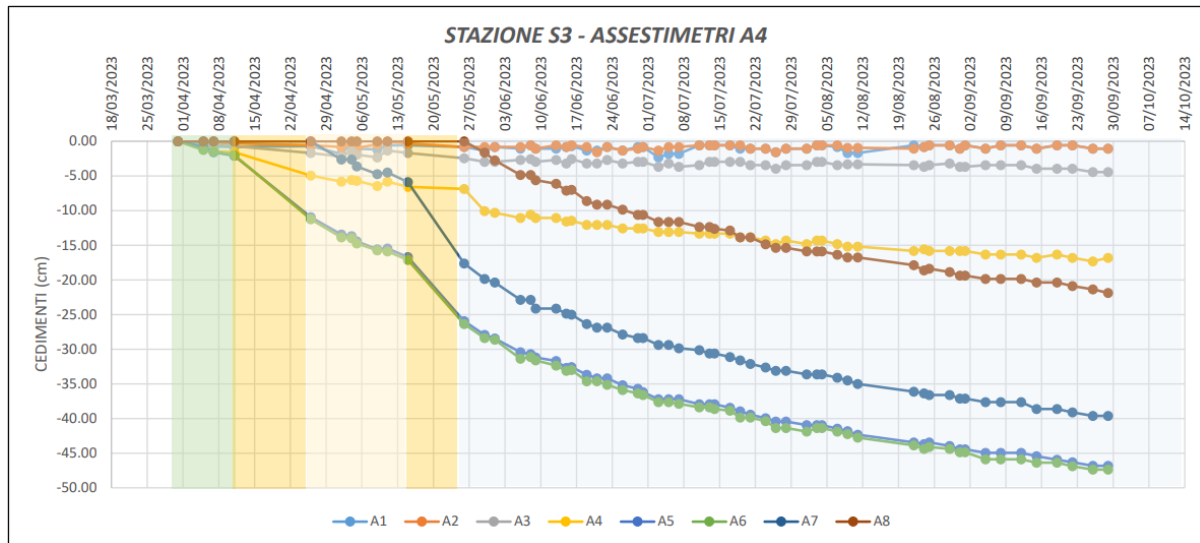


Figure 4.9 Settlement result of station S3 of magnetic settlement guage A4

MONITORING STATION S4 MAGNETIC SETTLEMENT GUAGE A5								
DATA	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Level	-15.5	-10.8	-7.8	-4.8	+0.00	+1.0	-2.8	-5.2
31/03/2023	0	0	0	0	0	0		
5/4/2023	0.13	0	0.03	-0.75	-1.12	-1		
7/4/2023	0.5	0	-0.12	-1.22	-1.25	-1.25		
11/4/2023	0.5	0.25	0.13	-2.12	-2.12	-2.25		
26/04/2023	0	-0.25	-1.12	-16.87	-16.87	-17	0	
2/5/2023	-0.12	-0.25	-0.25	-19.75	-19.12	-19.75	-2.37	
4/5/2023	0.13	0	-1.12	-20.37	-20.25	-20.5	-3.5	
5/5/2023	-0.25	-0.37	-1.37	-21.5	-21.62	-21.25	-4.37	
9/5/2023	-0.75	0	-0.87	-22.62	-22.62	-22.5	-5.62	
11/5/2023	0.13	-0.25	-0.87	-22.62	-23.37	-23.25	-5.87	
15/05/2023	-0.37	-0.5	-1.62	-24.75	-25	-25.12	-8.13	
26/05/2023	0	-0.37	-1.62	-35.12	-35.37	-35	-20.62	0
30/05/2023	-0.25	-0.25	-1.75	-37.37	-37.37	-37.25	-22.87	-1.88
1/6/2023	-1	-0.25	-1.87	-38.5	-38.37	-38.37	-24.12	-2.87
6/6/2023	-0.62	-0.87	-2.25	-41	-41	-40.87	-26.75	-5.5
8/6/2023	-0.25	-0.62	-2	-41.37	-41.38	-41.5	-27.13	-5.88
9/6/2023	0	-0.5	-1.87	-41.62	-41.87	-41.5	-27.63	-6.5
13/06/2023	0	-0.5	-2.12	-42.62	-42.87	-43	-28.63	-7.38
15/06/2023	0	0	-2.12	-43.87	-43.62	-43.5	-29.62	-8
16/06/2023	0	-0.5	-2.12	-43.62	-43.87	-44	-29.63	-8.62
19/06/2023	-0.25	-0.75	-2.37	-44.87	-45.12	-45	-30.88	-9.38
21/06/2023	0	-0.5	-2.12	-45.12	-45.37	-45.5	-31.13	-9.75
23/06/2023	0	-0.5	-2	-45.62	-45.87	-46	-31.62	-10.62
26/06/2023	0	-0.5	-2	-46.63	-46.37	-46.5	-32.63	-11.13
29/06/2023	0	-0.5	-2.12	-47.12	-46.87	-47	-33.12	-11.63

<b>30/06/2023</b>	0	-0.5	-2.12	-47.62	-47.37	-47.5	-33.63	-12.13
<b>3/7/2023</b>	0	-0.5	-2.12	-48.12	-48.37	-48.5	-34.12	-12.62
<b>5/7/2023</b>	0	-0.5	-2.12	-48.62	-48.37	-48.5	-34.62	-13.12
<b>7/7/2023</b>	0	0	-2.12	-48.62	-48.87	-49	-34.62	-13.63
<b>11/7/2023</b>	0	-0.5	-2.12	-49.62	-49.37	-49.5	-35.62	-14.12
<b>13/07/2023</b>	0	-0.5	-2.62	-50.12	-50.37	-50	-36.12	-14.62
<b>14/07/2023</b>	0	-0.5	-2.12	-50.12	-50.37	-50	-36.12	-14.62
<b>17/07/2023</b>	-0.25	-0.5	-2.37	-50.87	-51.12	-50.75	-36.87	-15.38
<b>19/07/2023</b>	0.25	-0.25	-2.37	-50.87	-51.12	-51.25	-36.88	-15.38
<b>21/07/2023</b>	0.25	-0.25	-2.37	-51.37	-51.62	-51.75	-37.38	-15.88
<b>24/07/2023</b>	0.25	-0.25	-2.37	-51.37	-51.62	-51.75	-37.88	-16.38
<b>26/07/2023</b>	0.25	-0.75	-2.37	-51.87	-52.12	-52.25	-38.37	-16.88
<b>28/07/2023</b>	0.25	-0.75	-2.37	-51.87	-52.62	-52.75	-38.88	-17.38
<b>1/8/2023</b>	-0.25	-0.75	-2.37	-53.37	-53.62	-53.75	-39.38	-17.88
<b>3/8/2023</b>	-0.25	-0.75	-2.37	-53.37	-53.62	-53.75	-39.38	-18.38
<b>4/8/2023</b>	-0.25	-0.75	-2.37	-53.87	-53.62	-53.75	-39.38	-18.38
<b>7/8/2023</b>	-0.25	-0.75	-2.37	-53.87	-54.12	-54.25	-40.38	-18.38
<b>9/8/2023</b>	0.25	-0.25	-1.88	-53.87	-54.12	-54.25	-39.88	-18.38
<b>11/8/2023</b>	0.25	-0.25	-2.37	-54.37	-54.12	-54.75	-40.38	-19.13
<b>22/08/2023</b>	0.25	-0.25	-2.37	-55.87	-55.88	-56.25	-42	-20.38
<b>24/08/2023</b>	0.25	-0.25	-2.37	-55.87	-55.88	-56.25	-41.88	-20.3
<b>25/08/2023</b>	0.25	-0.25	-2.37	-55.87	-55.88	-56.25	-41.88	-20.38
<b>29/08/2023</b>	0.25	-0.25	-2.37	-56.37	-56.62	-56.75	-42.88	-21.38
<b>31/08/2023</b>	0.25	-0.25	-2.37	-56.37	-56.62	-56.75	-42.88	-21.38
<b>1/9/2023</b>	0.25	-0.25	-2.37	-56.87	-57.12	-57.25	-43.38	-21.88
<b>5/9/2023</b>	0.25	-0.25	-2.37	-56.87	-57.12	-57.25	-43.38	-21.88
<b>8/9/2023</b>	-0.25	-0.75	-2.87	-57.87	-58.12	-58.25	-44.38	-22.88
<b>12/9/2023</b>	-0.25	-0.75	-2.87	-57.87	-58.12	-58.12	-44.38	-22.88
<b>15/09/2023</b>	-0.25	-0.75	-2.87	-58.37	-58.63	-58.75	-44.88	-23.38
<b>19/09/2023</b>	-0.25	-0.75	-2.87	-58.37	-58.63	-58.75	-44.88	-23.38
<b>22/09/2023</b>	0.25	-0.25	-2.37	-58.87	-59.12	-59.75	-45.38	-23.63
<b>26/09/2023</b>	0.25	-0.25	-2.37	-59.37	-59.62	-59.75	-45.88	-24.13
<b>29/09/2023</b>	0.25	-0.25	-2.37	-59.37	-59.62	-59.75	-45.88	-24.38

Table 4.6 Settlement result of station S4 of magnetic settlement guage A5



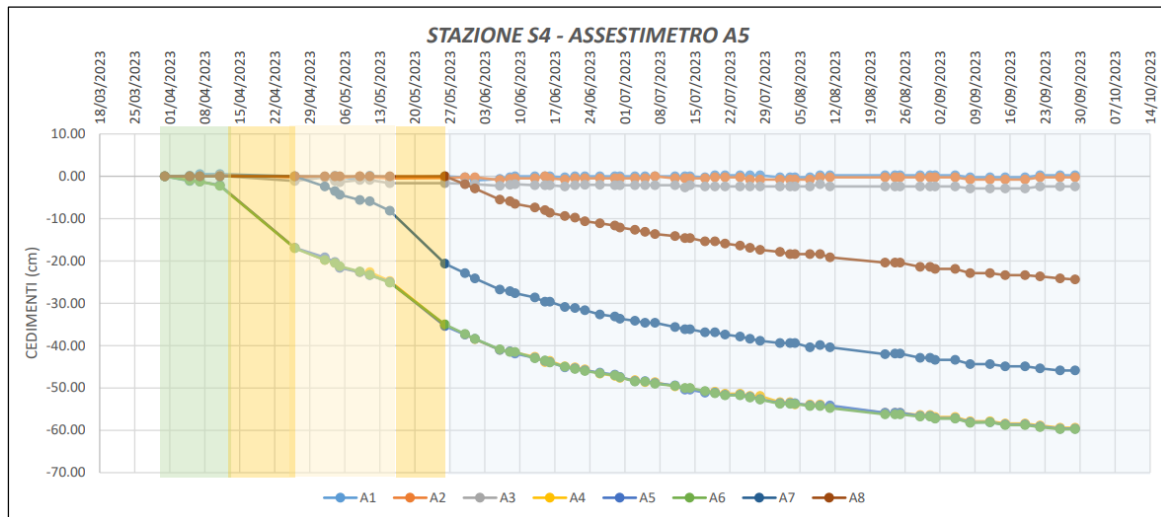


Figure 4.10 Figure: Settlement result of station S4 of magnetic settlement gauge A5

MONITORING STATION M2 MAGNETIC SETTLEMENT GAUGE A6								
DATA	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Level	-15.5	-10.8	-7.8	-4.8	+0.00	+1.0	-2.8	-5.2
31/03/2023	0	0	0	0	0	0		
5/4/2023	0.38	0.03	-0.37	-0.87	-1.12	-1.12		
7/4/2023	0	-0.8	-0.95	-1.62	-1.62	-2		
11/4/2023	0	-1.2	-1.37	-2.62	-2.37	-2.5		
26/04/2023	0	-1.25	-5.75	-15.75	-16	-15.75	0	
2/5/2023	0.75	-1.6	-6.5	-18.5	-18.25	-18.5	-2.88	
4/5/2023	-0.12	-1.85	-6.75	-19.5	-20.5	-19.75	-4	
5/5/2023	-0.13	-1.85	-7.5	-20	-19.62	-20	-4.38	
9/5/2023	0.75	-2.05	-7.75	-21.25	-21	-21.25	-5.88	
11/5/2023	0.25	-2.25	-8.25	-22.13	-22.25	-22	-7	
15/05/2023	0.12	-2.62	-8.37	-23.12	-23.12	-23.12	-7.5	
26/05/2023	0.25	-5.25	-12.25	-33	-33	-33	-19.13	0
30/05/2023	0	-5.7	-12.75	-35.25	-35.75	-35.13	-21.62	-2.5
1/6/2023	0.38	-6.05	-12	-35.75	-35.75	-36.12	-22.12	-2.87
6/6/2023	0	-6.7	-13.5	-38	-38.25	-38.25	-24.63	-5.25
8/6/2023	0	-6.8	-13.5	-38	-39	-38.75	-24.88	-5.75
9/6/2023	-0.25	-7.25	-14	-39.32	-39.75	-39.37	-25.37	-6.25
13/06/2023	-0.12	-6.93	-14.62	-40.63	-40.88	-40.37	-26	-7.12
15/06/2023	-0.25	-7.25	-15	-41	-41.75	-41.5	-27.38	-8.5
16/06/2023	-0.12	-7.12	-14.87	-40.87	-41.12	-41.38	-27.5	-8.37
19/06/2023	0.25	-7.35	-15.75	-41.5	-41.75	-42	-28.13	-9.25
21/06/2023	0.63	-7.08	-15.37	-41.62	-41.62	-42.13	-28.25	-9.37
23/06/2023	0	-7.3	-15.5	-42.75	-42.5	-42.75	-28.88	-10
26/06/2023	1.25	-7.4	-16	-42.75	-43	-43.25	-29.37	-10.5
29/06/2023	0	-7.6	-15.75	-43.75	-43.5	-44.25	-29.87	-11
30/06/2023	0	-7.7	-16	-44.25	-44	-44.5	-30.87	-11.5
3/7/2023	0.25	-7.75	-16.25	-44.37	-44.25	-45	-31.12	-12.25
5/7/2023	-0.25	-7.95	-16.75	-45.5	-45.75	-46	-31.37	-12.75

7/7/2023	0.25	-7.95	-16.75	-45.5	-45.75	-46	-32.12	-12.75
11/7/2023	-0.25	-8.05	-17.25	-46.5	-46.75	-47	-32.87	-13.75
13/07/2023	0.25	-8.05	-17.25	-46.5	-46.75	-47	-32.87	-14.25
14/07/2023	0.25	-8.15	-17.25	-47	-47.25	-47	-33.12	-14.25
17/07/2023	0.25	-8.15	-17.75	-47.5	-47.25	-48	-33.62	-14.75
19/07/2023	0.29	-8.25	-17.75	-47.5	-47.75	-48	-34.12	-14.75
21/07/2023	-0.25	-8.25	-18.25	-48.5	-48.75	-49	-35.12	-15.75
24/07/2023	-0.25	-8.35	-18.25	-48.5	-48.75	-49	-35.12	-15.75
26/07/2023	-0.25	-8.35	-18.75	-49	-49.25	-49.5	-35.62	-16.25
28/07/2023	-0.75	-8.45	-19.25	-49.5	-49.75	-50	-36.12	-16.75
1/8/2023	0	-8.6	-19	-49.75	-50	-50.25	-36.38	-17
3/8/2023	0	-8.7	-19	-50.25	-50	-50.75	-36.38	-17.5
4/8/2023	0	-8.7	-19.5	-50.25	-50.5	-50.75	-36.88	-17.5
7/8/2023	0	-8.8	-19.5	-50.75	-50.5	-50.75	-36.88	-17.5
9/8/2023	0	-8.8	-19.5	-50.75	-51	-51.25	-37.38	-18
11/8/2023	0	-8.9	-19.5	-51.25	-51	-51.75	-37.38	-18.5
22/08/2023	0.25	-9.1	-20.5	-52.25	-52.5	-52.75	-38.88	-19.5
24/08/2023	0.25	-9.1	-20.5	-52.75	-52.5	-53.25	-38.88	-20
25/08/2023	0.25	-9.2	-20.5	-52.75	-53	-53.25	-39.38	-20
29/08/2023	0.25	-9.3	-21	-53.25	-53	-53.75	-39.88	-20.5
31/08/2023	0	-9.2	-21.5	-53.75	-53.5	-54	-39.88	-21
1/9/2023	0	-9.3	-21.5	-53.75	-53.5	-54	-39.88	-21
5/9/2023	0	-9.2	-21.5	-53.75	-53.5	-54.75	-40.38	-21
8/9/2023	0	-9.3	-22	-54.25	-54.5	-54.75	-40.88	-21.5
12/9/2023	0	-9.3	-22	-54.25	-54.5	-54.75	-40.88	-21.5
15/09/2023	0	-9.4	-22	-54.75	-55	-55.25	-41.38	-22.25
19/09/2023	0	-9.4	-22	-54.75	-55	-55.75	-41.38	-22.25
22/09/2023	0	-9.5	-22.5	-55.75	-56	-56.25	-42.38	-22.75
26/09/2023	0	-9.7	-23	-56.25	-56.25	-56.75	-42.88	-23.25
29/09/2023	0	-9.7	-23.5	-56.75	-56.5	-57.25	-43.38	-24

Table 4.7 Settlement result of station M2 of magnetic settlement gauge A6

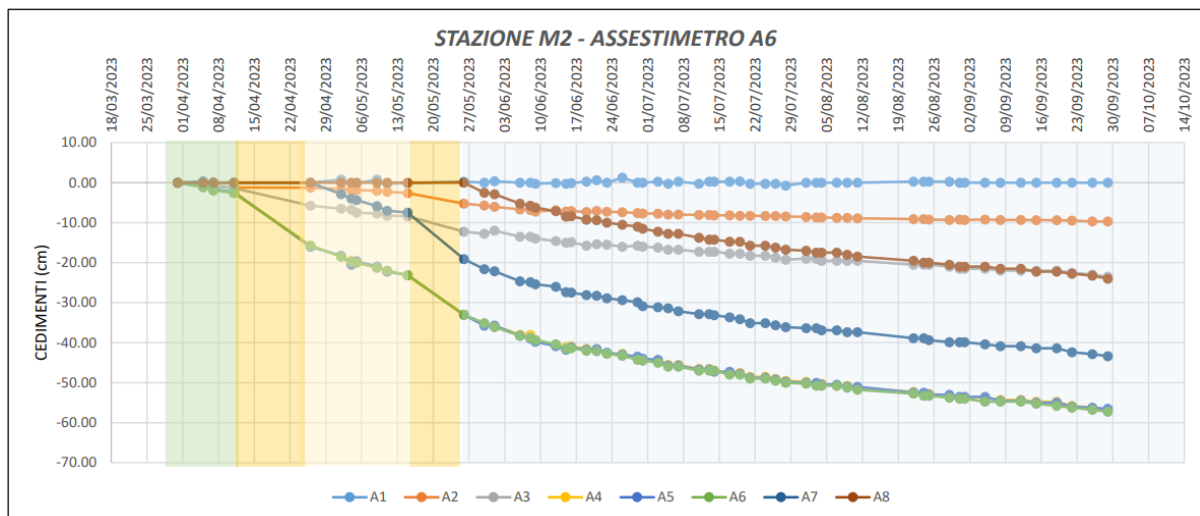


Figure 4.11 Settlement result of station M2 of magnetic settlement gauge A6

#### 4.5.2 Vibrating wire piezometers

Once the readings from the vibration wire piezometers had been gathered, we proceeded to calculate the variation in overpressure by subtracting the value read with the depth of the sensor that was installed with the density of water (static pressure). The outcomes are presented in the following tables, where the first two tables correspond to the scenario without stone columns and the last two tables correspond to the situation with stone columns.

quota (m slm)	Monitoring station S1 peizometric column PCV1							
	absolute reading (Kpa)				Overpressure (Kpa)			
	-19.5	-10.8	-4.8	-1	-19.5	-10.8	-4.8	-1
data	PZ1	PZ2	PZ3	PZ4	PZ1	PZ2	PZ3	PZ4
31/03/2023	10.38	6.04	-1.58	8.26	-	-	-	-
31/03/2023	242	129.96	51.8	7.6	47	21.96	47	-2.4
5/4/2023	357.34	114.17	48.81	7.02	162.34	6.17	44.01	-2.98
11/4/2023	342.45	116.59	48.15	7.48	147.45	8.59	43.35	-2.52
26/04/2023	331.7	141.11	57.68	6.83	136.7	33.11	52.88	-3.17
2/5/2023	326.29	143.02	58.36	6.5	131.29	35.02	53.56	-3.5
9/5/2023	321.4	142.68	69.07	6.61	126.4	34.68	64.27	-3.39
15/05/2023	317.51	140.73	70.68	5.75	122.51	32.73	65.88	-4.25
26/05/2023	321.62	157.58	88.57	6.96	126.62	49.58	83.77	-3.04
1/6/2023	317.87	155.52	88.99	7.53	122.87	47.52	84.19	-2.47
8/6/2023	316.16	155	88.71	7.51	121.16	47	83.91	-2.49
16/06/2023	313.86	152.63	85.15	8.49	118.86	44.63	80.35	-1.51
23/06/2023	311.84	151.5	86.15	8.47	116.84	43.5	81.35	-1.53
29/06/2023	309.95	151.96	86	8.25	114.95	43.96	81.2	-1.75
7/7/2023	308.51	150.41	84.01	8.62	113.51	42.41	79.21	-1.38
14/07/2023	307.17	149.83	82.6	8.15	112.17	41.83	77.8	-1.85
21/07/2023	305.39	149.03	82.38	8.22	110.39	41.03	77.58	-1.78
28/07/2023	305.39	149.03	82.38	8.22	110.39	41.03	77.58	-1.78
4/8/2023	302.71	147.95	81.8	8.55	107.71	39.95	77	-1.45
9/8/2023	302.71	147.95	81.8	8.55	107.71	39.95	77	-1.45
25/08/2023	300.36	148.6	79.33	9.05	105.36	40.6	74.53	-0.95
31/08/2023	300.13	147.3	79.25	10.09	105.13	39.3	74.45	0.09
8/9/2023	298.9	147.3	76.28	10.26	103.9	39.3	71.48	0.26
15/09/2023	298	147.68	77.23	10.21	103	39.68	72.43	0.21
22/09/2023	297.44	147.79	76.94	10.12	102.44	39.79	72.14	0.12
29/09/2023	296.6	148.2	76.71	11	101.6	40.2	71.91	1

Table 4.8 Result of the monitoring station S1 of piezometric column PCV1

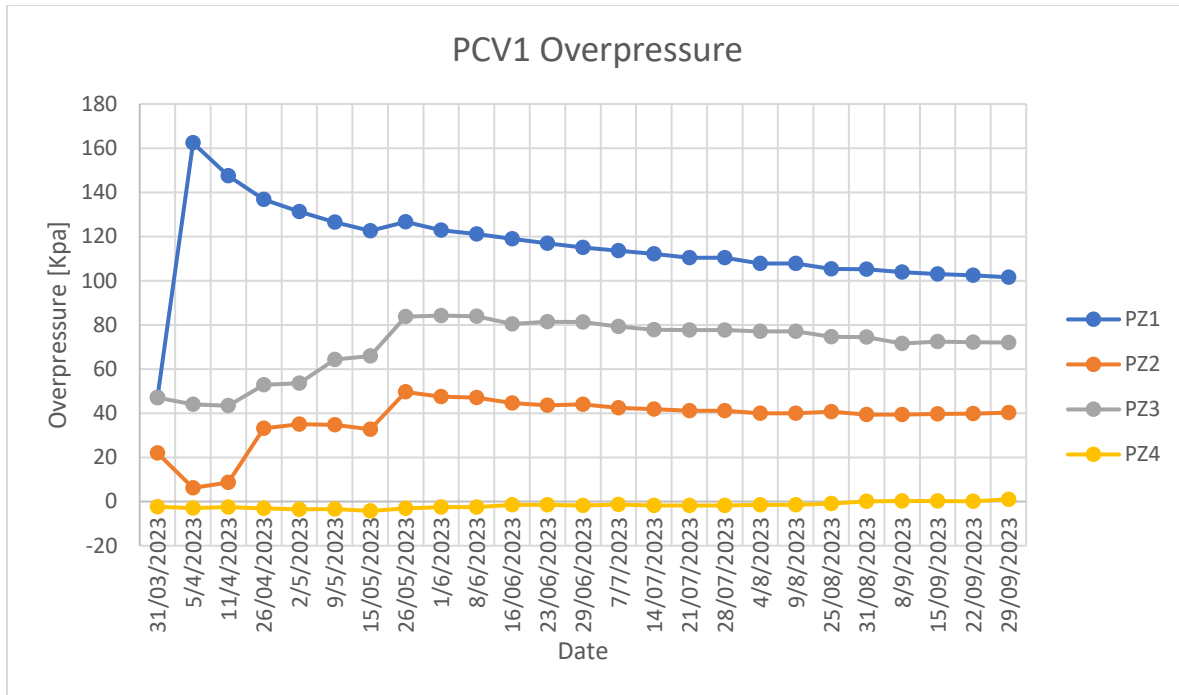


Figure 4.12 PCV1 overpressure

quota (m slm)	Monitoring station S2 peizometric column PCV2							
	absolute reading (Kpa)				Overpressure (Kpa)			
	-19.5	-16.5	-7.8	-1	-19.5	-16.5	-7.8	-1
data	PZ5	PZ6	PZ7	PZ8	PZ5	PZ6	PZ7	PZ8
31/03/2023	46.88	1.32	-2.32	0.01	-	-	-	-
31/03/2023	282.25	210.46	87.71	-0.45	87.25	45.46	9.71	-10.45
5/4/2023	316.55	259.87	79.36	-0.51	121.55	94.87	1.36	-10.51
11/4/2023	299.84	258.28	78.45	-0.95	104.84	93.28	0.45	-10.95
26/04/2023	294.47	269.64	113.38	-1.1	99.47	104.64	35.38	-11.1
2/5/2023	294.47	269.64	113.38	-1.1	99.47	104.64	35.38	-11.1
9/5/2023	287.93	266.78	121.59	-0.88	92.93	101.78	43.59	-10.88
15/05/2023	285.34	264.13	120.09	-1.77	90.34	99.13	42.09	-11.77
26/05/2023	292.9	280.13	136.69	-0.67	97.9	115.13	58.69	-10.67
1/6/2023	292.9	280.13	136.69	-0.67	97.9	115.13	58.69	-10.67
8/6/2023	289.67	274.93	128.26	-0.59	94.67	109.93	50.26	-10.59
16/06/2023	288.34	274.99	124.2	0.59	93.34	109.99	46.2	-9.41
23/06/2023	287.34	274.93	120.09	0.84	92.34	109.93	42.09	-9.16
29/06/2023	287.34	274.93	120.09	0.84	92.34	109.93	42.09	-9.16
7/7/2023	286.01	273.53	117.11	0.77	91.01	108.53	39.11	-9.23
14/07/2023	285.47	273.23	118.62	0.32	90.47	108.23	40.62	-9.68
21/07/2023	283.76	271.41	114.05	0.6	88.76	106.41	36.05	-9.4
28/07/2023	283.76	271.41	114.05	0.6	88.76	106.41	36.05	-9.4
4/8/2023	281.46	266.6	113.07	0.49	86.46	101.6	35.07	-9.51
9/8/2023	281.75	266.41	111.4	1.1	86.75	101.41	33.4	-8.9
25/08/2023	280.24	263.97	107.53	1.25	85.24	98.97	29.53	-8.75
31/08/2023	280.2	263.91	109.46	2.21	85.2	98.91	31.46	-7.79

<b>8/9/2023</b>	279.66	263.42	110.09	2.23	84.66	98.42	32.09	-7.77
<b>15/09/2023</b>	279.19	263.52	107	2.24	84.19	98.52	29	-7.76
<b>22/09/2023</b>	278.82	263.54	107.57	2.24	83.82	98.54	29.57	-7.76
<b>29/09/2023</b>	278.23	263.24	106.45	3.14	83.23	98.24	28.45	-6.86

Table 4.9 Result of the monitoring station S2 of piezometric column PCV2

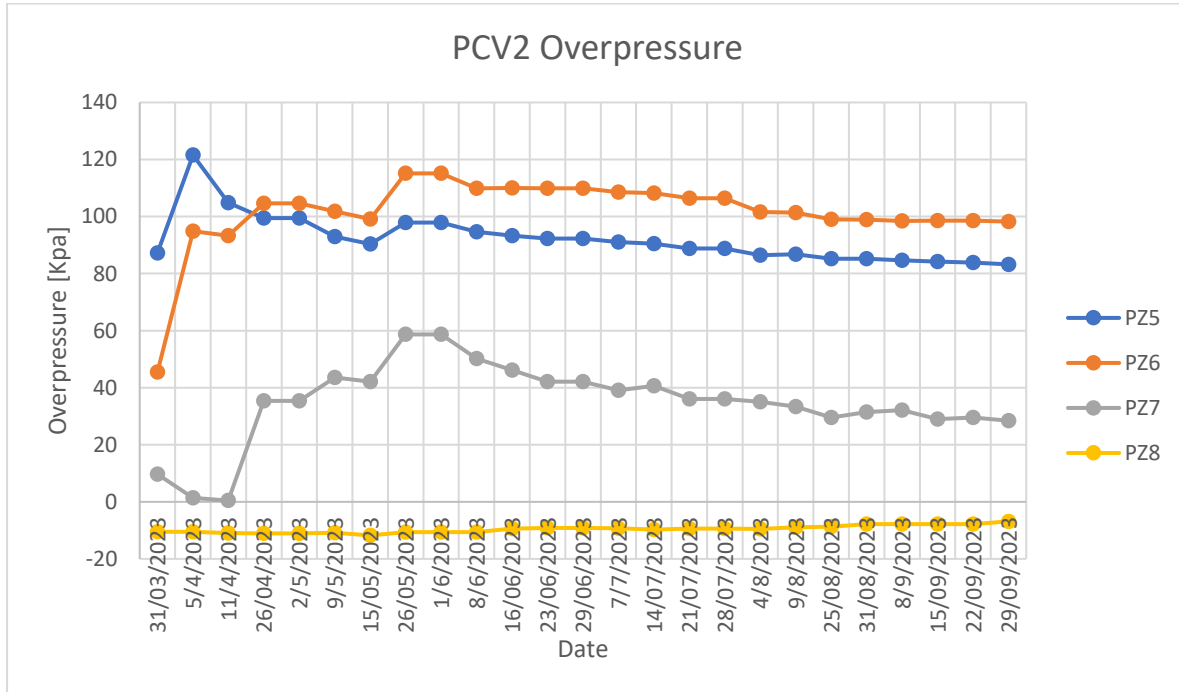


Figure 4.13 PCV2 overpressure

quota (m slm)	Monitoring station S3 peizometric column PCV3							
	absolute reading (Kpa)				Overpressure (Kpa)			
	PZ9	PZ10	PZ11	PZ12	PZ9	PZ10	PZ11	PZ12
<b>31/03/2023</b>	-4.54	-4.43	-5.19	8.01	-	-	-	-
<b>31/03/2023</b>	255.69	174.59	66.15	4.77	60.69	9.59	-11.85	-5.23
<b>5/4/2023</b>	286.41	208.07	69.87	2.19	91.41	43.07	-8.13	-7.81
<b>11/4/2023</b>	298.04	208.82	72.39	4.68	103.04	43.82	-5.61	-5.32
<b>26/04/2023</b>	306.41	258	110.91	4.32	111.41	93	32.91	-5.68
<b>2/5/2023</b>	302.85	259.03	110.44	4.37	107.85	94.03	32.44	-5.63
<b>9/5/2023</b>	299.83	259.28	109.36	4.69	104.83	94.28	31.36	-5.31
<b>15/05/2023</b>	296.7	257.25	106.26	3.86	101.7	92.25	28.26	-6.14
<b>26/05/2023</b>	306.64	271.82	134.71	4.92	111.64	106.82	56.71	-5.08
<b>1/6/2023</b>	304.63	270.61	131.1	5.73	109.63	105.61	53.1	-4.27
<b>8/6/2023</b>	301.79	269.06	129.04	5.84	106.79	104.06	51.04	-4.16
<b>16/06/2023</b>	299.15	268.4	128.43	6.89	104.15	103.4	50.43	-3.11
<b>23/06/2023</b>	297.82	267.36	122.92	6.97	102.82	102.36	44.92	-3.03
<b>29/06/2023</b>	295.63	265.9	121.56	6.83	100.63	100.9	43.56	-3.17
<b>7/7/2023</b>	294.79	265.53	120.04	7.21	99.79	100.53	42.04	-2.79
<b>14/07/2023</b>	293.89	265.26	118.62	6.55	98.89	100.26	40.62	-3.45
<b>21/07/2023</b>	292.57	264.46	117.63	6.85	97.57	99.46	39.63	-3.15

28/07/2023	292.04	264.65	116.35	7.14	97.04	99.65	38.35	-2.86
4/8/2023	290.07	263.21	114.78	7.27	95.07	98.21	36.78	-2.73
9/8/2023	290.18	263.69	113.89	7.98	95.18	98.69	35.89	-2.02
25/08/2023	286.18	261.08	111.16	8.09	91.18	96.08	33.16	-1.91
31/08/2023	285.62	261.77	110.69	9.23	90.62	96.77	32.69	-0.77
8/9/2023	284.03	260.47	110.32	9.22	89.03	95.47	32.32	-0.78
15/09/2023	282.54	259.28	108.96	9.15	87.54	94.28	30.96	-0.85
22/09/2023	281.51	258.37	107.4	8.99	86.51	93.37	29.4	-1.01
29/09/2023	280.75	257.87	107.14	10.03	85.75	92.87	29.14	0.03

Table 4.10 Result of the monitoring station S3 of piezometric column PCV3

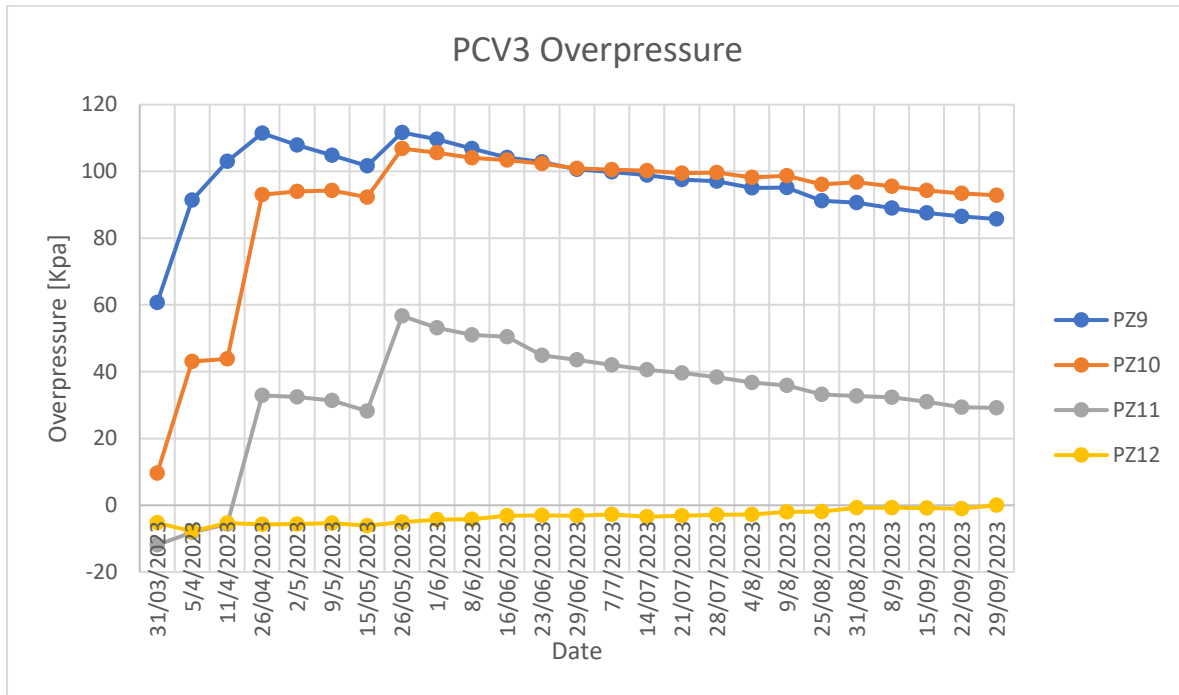


Figure 4.14 PCV3 overpressure

quota (m slm)	Monitoring station S4 peizometric column PCV4							
	absolute reading (Kpa)				Overpressure (Kpa)			
	PZ13	PZ14	PZ15	PZ16	PZ13	PZ14	PZ15	PZ16
31/03/2023	-8.76	0.12	3.51	-0.12	-	-	-	-
31/03/2023	279.58	274.27	91.19	11.42	84.58	109.27	13.19	1.42
5/4/2023	274.6	269.85	89.26	10.04	79.6	104.85	11.26	0.04
11/4/2023	263.36	258.72	85.42	9.28	68.36	93.72	7.42	-0.72
26/4/2023	262.39	256.56	99.28	7.03	67.39	91.56	21.28	-2.97
2/5/2023	258.85	252.89	98.55	6.48	63.85	87.89	20.55	-3.52
9/5/2023	255.21	248.98	97.91	6.49	60.21	83.98	19.91	-3.51
15/05/2023	250.88	244.92	96.46	5.9	55.88	79.92	18.46	-4.1
26/05/2023	259.12	253.14	114.56	7.45	64.12	88.14	36.56	-2.55
1/6/2023	256.8	250.68	113.89	7.84	61.8	85.68	35.89	-2.16
8/6/2023	253.55	247.5	114.24	8.22	58.55	82.5	36.24	-1.78
16/06/2023	251.25	245.35	114.34	6.83	56.25	80.35	36.34	-3.17

<b>23/06/2023</b>	249.5	243.56	113.97	7.38	54.5	78.56	35.97	-2.62
<b>29/06/2023</b>	247.16	240.97	113.09	8.78	52.16	75.97	35.09	-1.22
<b>7/7/2023</b>	245.84	239.96	112.76	9.15	50.84	74.96	34.76	-0.85
<b>14/07/2023</b>	245.32	239.3	113.05	8.41	50.32	74.3	35.05	-1.59
<b>21/07/2023</b>	244.47	238.2	113.12	8.62	49.47	73.2	35.12	-1.38
<b>28/07/2023</b>	244.38	238.11	113.1	8.83	49.38	73.11	35.1	-1.17
<b>4/8/2023</b>	242.39	236.12	111.57	8.62	47.39	71.12	33.57	-1.38
<b>9/8/2023</b>	242.55	236.21	111.61	9.25	47.55	71.21	33.61	-0.75
<b>25/08/2023</b>	239.7	233.51	110.1	9.25	44.7	68.51	32.1	-0.75
<b>31/08/2023</b>	239.71	233.51	110.8	10.41	44.71	68.51	32.8	0.41
<b>8/9/2023</b>	238.04	232.05	110.34	10.36	43.04	67.05	32.34	0.36
<b>15/09/2023</b>	237.28	230.07	109.92	10.14	42.28	65.07	31.92	0.14
<b>22/09/2023</b>	236.04	229.96	109.17	9.95	41.04	64.96	31.17	-0.05
<b>29/09/2023</b>	235.67	229.07	109.41	11.09	40.67	64.07	31.41	1.09

Table 4.11

Monitoring station S4 piezometric column PCV4

## 4.6 RESULT ANALYSIS:

### 4.6.1 Piezometric results:

The overpressure results were calculated by subtracting the sensor readings from the static pressure. During the construction of the embankment, the static pore pressure was influenced by the embankment, causing an increase in its value. Towards the end of the embankment construction, we observed that the increase in pore pressure had finished and began to gradually decrease over time.

These values, however, do not coincide with the hydrostatic pressure (more markedly in the compressible soils and base clays) as it is influenced by the filling operations up to a quota of +1.00m (instrument installation quota) and from the installation operations of gravel columns.

The same pressure increase is also influenced by the greater quantity of materials which was necessary to implement to achieve the project quotas. This greater quantity of material is explained in detail when we go to the analysis of the settlement results. The interpenetration of the granular material within the compressible layer leads to the variation of the unit weight of volume and it is responsible for a lateral (local) expansion of the soil thus contributing to local overpressure which is not attributable only to the load of the theoretical embankment but they are the result of the overlapping consolidation process.

Given the difficulties in interpreting pore pressure measurements, it is believed that the measurement of the settlements of the current level of the fill, before the implementation of the preloads, is much more reliable and directly interpretable using the correct methodologies as will be seen in the next chapters.



#### 4.6.2 Settlement results:

The monitoring of the settlement of the ground lasted for 6 months with an average reading of once every 3 days. To facilitate the interpretation of the results, two sensors will be considered at the same height where the first one corresponds to the zone without stone columns and the other is in the zone with stone columns. The two sensors are placed at a height of +1.00 m above sea level.

The two magnetic sensors are:

- 1- A6 from station S1;
- 2- A6 from station S4.

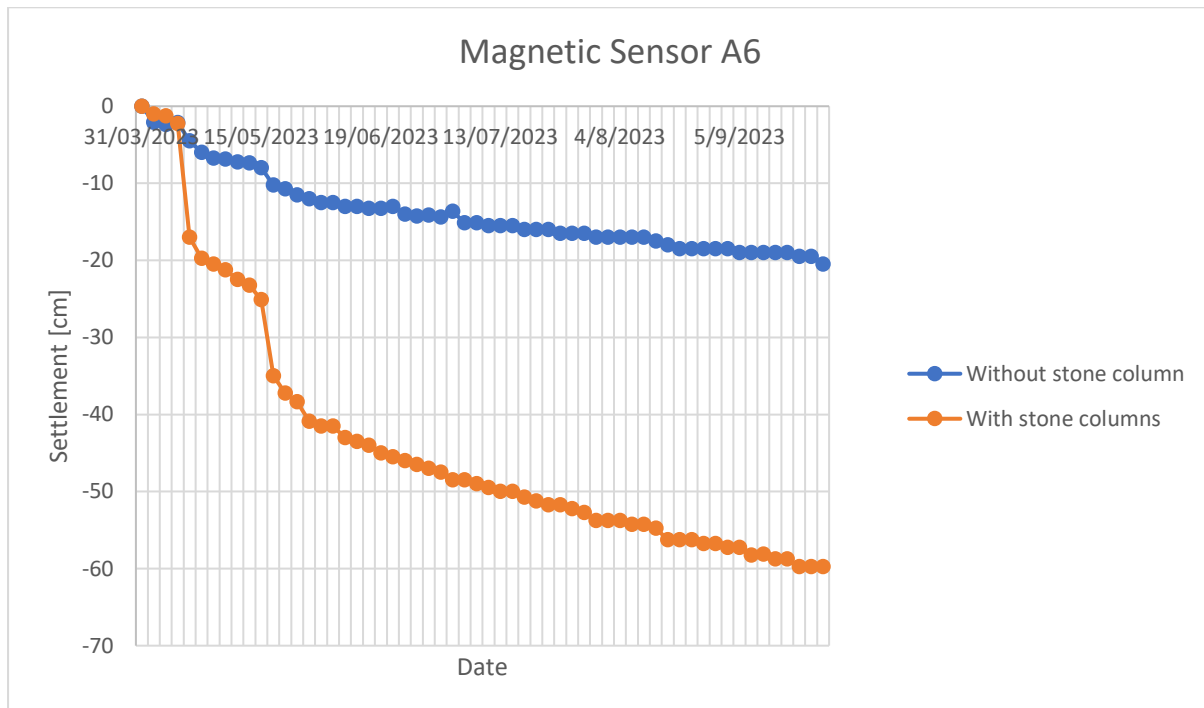


Figure 4.15 Settlement measure of Magnetic Sensor A6 of station S1 and M2

As shown in Fig 4.16, the settlement of the zone without stone is less than that with stone columns. Whereas, the stone column technique has been developed to improve bearing capacity and to reduce settlement of weak deposits [3].

This weird behavior of the settlement can be explained by referring to the quantities of material used for each case. In the figure below, we can see the quantities of material used for the construction of the test embankment in each phase.

	PHASE 1										PHASE 2			PHASE 3		
FILLING	20/21/22 Giu.	23/24/25 Giu.	27/28/29 Giu.	30/1/2 Lug.	4/5/6/Lug.	7/8/9 Lug.	11/12/13 Lug.	14/15/16 Lug.	18/19/20 Lug.	21/22/23 Lug.	25/26/27 Ago.	29/30/31 Ago.	1/2/3 Set.	5/6/7 Set.	8/9/10 Set.	12/13/14 Set.
SHEET PILES	894 tons	401 tons	630 tons		1222 tons	1011 tons	2		1547 tons	524 tons	3	5	4	3	6	4
STONE COLUMNS				3	4											
	PHASE 4				PHASE 5				PHASE 6 ...							
FILLING	15/16/17 Set.	19/20/21 Set.	22/23/24 Set.	26/27/28 Set.	29/30 /1 Ott.	3/4/5 Ott.	6/7/8 Ott.	10/11/12 Ott.	13/14/15 Ott.	17/18/19 Ott.	20/21/22 Ott.	24/25/26 Ott.	27/28/29 Ott.	31/2/3 Nov.	4/5 Nov.	7/8/9 Nov.
SHEET PILES		1547 tons	1011 tons	1339 tons	532 tons	1617 tons	551 tons									
STONE COLUMNS		2	3	4	5	5	3	7	4	2		3		5	2	
	... PHASE 6				PHASE 7 ...											
FILLING	10/11/12 Nov.	14/15/16 Nov.	17/18/19 Nov.	21/22/23 Nov.	24/25/26 Nov.	28/29/30 Nov.	1/2/3 Dic.	5/6/7 Dic.	9/10 Dic.	12/13/14 Dic.	15/16/17 Dic.	19/20/21 Dic.	22/23/24 Dic.	27/28/29 Dic.	30/2/3 Gen.	4/5/7 Gen.
SHEET PILES		457 tons				2	1								3	3
STONE COLUMNS																
	... PHASE 7			PHASE 8			PHASE 9									
FILLING	9/10/11 Gen.	12/13/14 Gen.	16/17/18 Gen.	19/20/21 Gen.	23/24/25 Gen.	26/27/28 Gen.	30/31/1 Feb.	2/3/4 Feb.	6/7/8 Feb.	9/10/11 Feb.	13/14/15 Feb.	16/17/18 Feb.	20/21/22 Feb.	23/24/25 Feb.		
SHEET PILES	3	5	508 tons	8			504 tons	420 tons			291 tons					
STONE COLUMNS											8	3	8	2		

Figure 4.16 Timetable for the construction of the test embankment

From the longitudinal section shown in Figure 4.18, we can see clearly that the quantity of materials used from Phase 1 to Phase 5 approximately is related to the zone without stone columns, while the rest is related to the zone with stone columns.

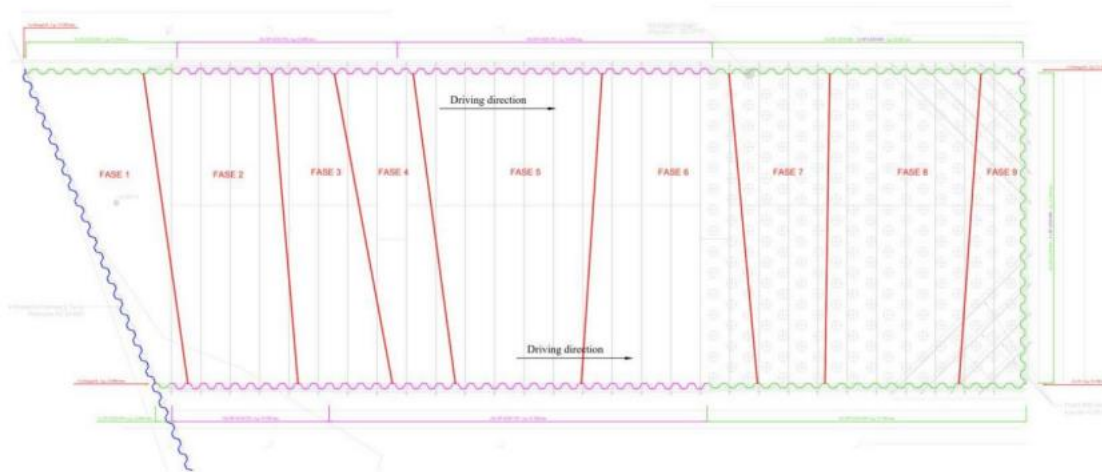


Figure 4.17 Planimetric development of the filling phases up to a height of +1.0m

The longitudinal section of the fill shows clearly how the thickness of the embankment varies from 5.0m to 10.0m.

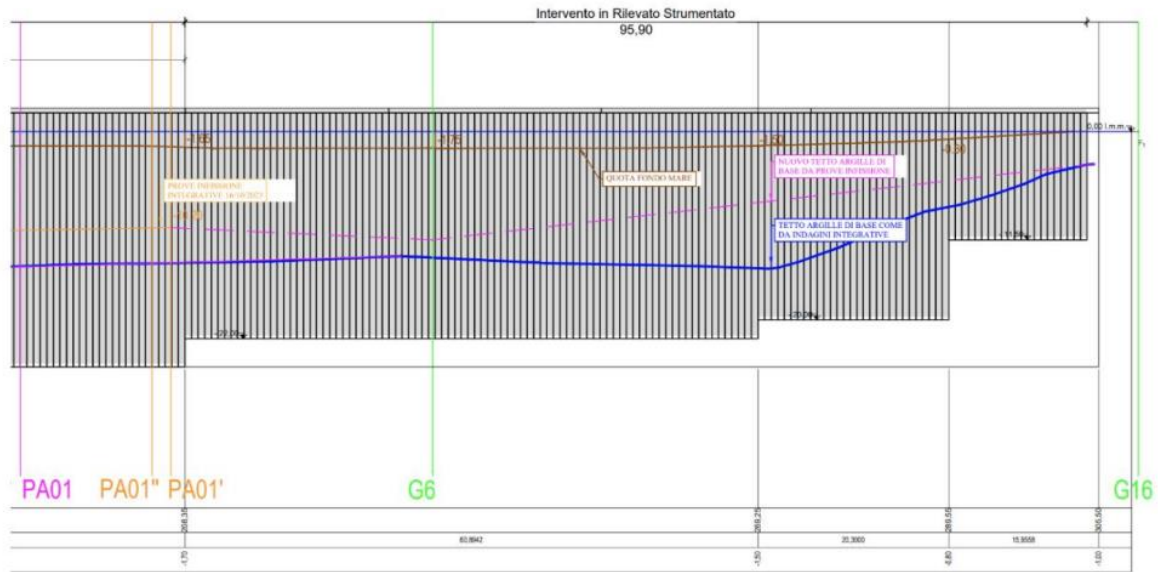


Figure 4.18 Longitudinal section of the test embankment

By referring to the geotechnical characteristics of the ground as we have seen in Chapter 2, we can see that the first layer of the ground was composed of weak deposits which are characterized by low bearing capacity and inconsistency. In Figure 4.20, we can see the Casagrande plasticity map of the surface sediments.

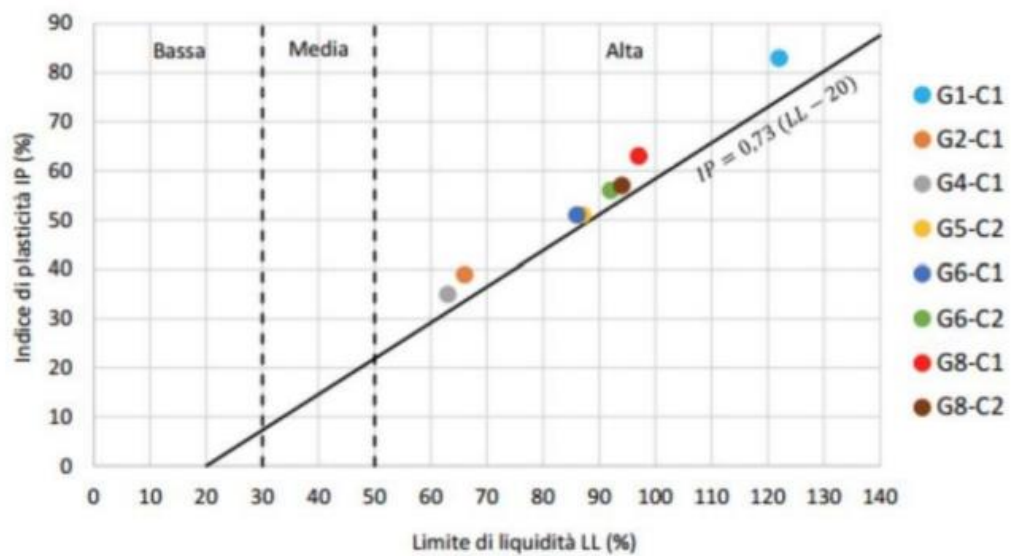


Figure 4.19 Casagrande plasticity map of the surface sediments

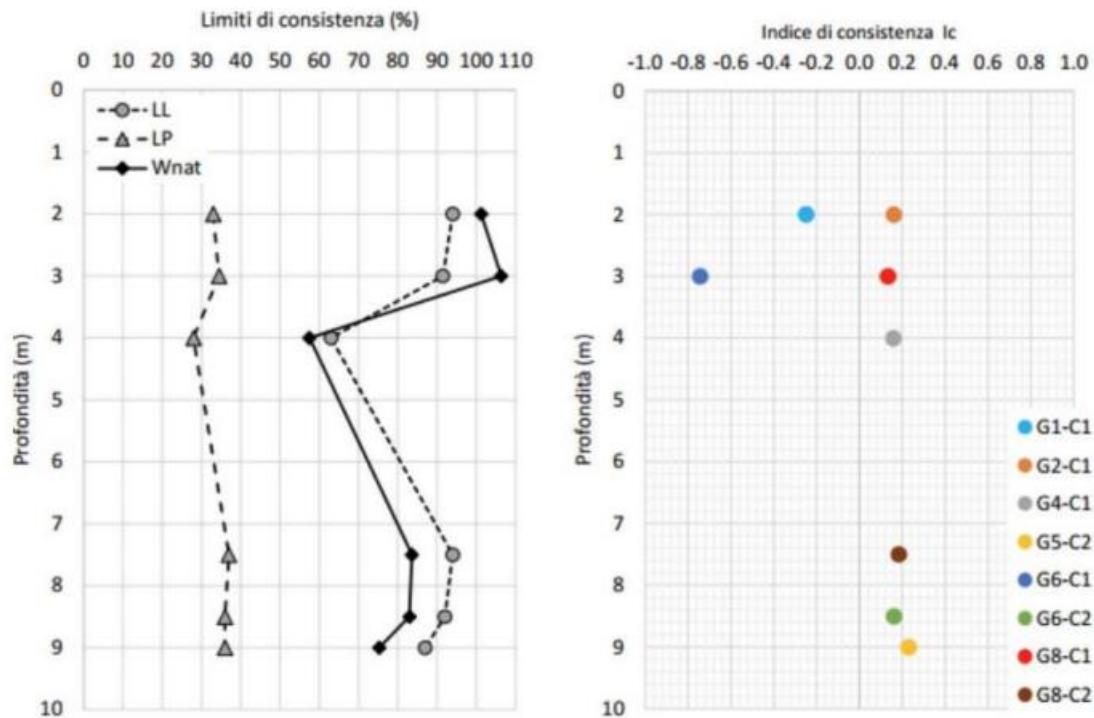


Figure 4.20 Surface sediments: Trend of plasticity and liquidity limits, natural water content, and consistency index with depth

It is clear from the figure, that the materials from the first two meters have a negative consistency index and atterberg limit close to 100%.

Following the geotechnical results, the model of the geotechnical area therefore shows the presence of a surface layer formed by material practically inconsistent and underconsolidated of a thickness of around 10m of high compressibility.

In-depth, there is a formation of over-consolidated “marly clays” and very consistent, grey-colored light blue, with alternating marly components.

The test embankment was created in two main filling phases:

- Phase 1: filling up to +1.00 m above the sea level – compared to an expected quantity of approximately 8400 tons, 17800 tons of filling material were necessary;
- Phase 2: filling from an altitude of +1.00 m to +5.20 m above sea level – compared to an expected quantity of approximately 7200 tons, 9400 tons of filling material were necessary.



*Figure 4.21 First phase filling: finished altitude of +1.00 m above sea level*



*Figure 4.22 Second phase filling: finished altitude +5.20 m above sea level*



Figure 4.23 Finished test embankment

The test embankment shown is divided into two parts:

- 1- The part near the sea, the weak deposited layer (surface layer) of thickness around 10-11m is treated with stone columns
- 2- The part near the shore, the weak deposited layers is not treated with stone columns.

From the quantities of the material used to fill the test embankment where it is expected to use 8400t (approximately 5600 m<sup>3</sup>), instead, we used 17825 t (approximately 11880 m<sup>3</sup>).

A noticeable phenomenon called the “gorging” of the granular material occurred. The 1<sup>st</sup> layer (weak deposit) couldn’t hold the weight of the filling material due to its low bearing capacity. Whereas the area without stone columns did not witness such phenomena due to the presence of stone columns and that can be proved based on the quantity of material expected and used for each case.

Now it is important to calculate the percentage of substitution for both areas by simply referring to the quantities of materials used for each case. The figure below shows the amount of material used for each phase of the construction of the embankment

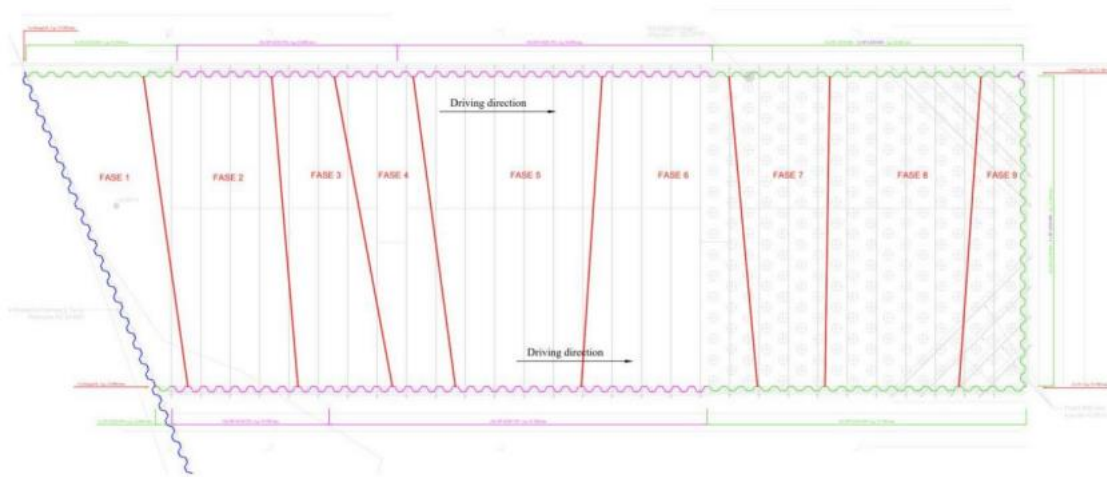


Table 4.12 Phases of construction of the test embankment

	Phases	Ton		
Without stone columns	phase 1	894		
		401		
		630		
		1222		
		1011		
		1547		
		524		
	phase 2	504		
	phase 3	972		
	phase 4	1547		
		1011		
		1339		
	phase 5	532		
		1617		
551				
With stone columns	phase 6	671		
		457		
	phase 7	198		
		475		
		508		
	phase 8	504		
		420		
phase 9	291			
	Quantity of material used for the zone with stone columns	3524	2349.3	m <sup>3</sup>
	Quantity of material used for the zone without stone columns (compressible layer)	14302	9534.7	m <sup>3</sup>
	<b>Total sum [ton]</b>	<b>17826</b>		

Table 4.13 Summary of the amount of material used

It is interesting to note that the expected amount of material needed for the stone column area can be calculated based on the combined depth of the filling layer (1.65 m + 1.00 m) shown in Figure 4.19. Additionally, the area of the stone column zone is approximately 900 m<sup>2</sup>, resulting in an expected volume of 2385 m<sup>3</sup>. This estimated volume closely matches the theoretical volume, indicating that the gorging of granular material likely occurred only in the area without stone columns.

#### 4.6.2.1 Percentage of substitution in area with and without stone columns:

	Ton	m <sup>3</sup>
<b>The total amount of material used up to 1.00 m</b>	17800	11880
<b>The expected amount of material is up to 1.00 m</b>	8400	5600
<b>Additional used amount of material</b>	9400	6280
<b>The volume of area without stone columns</b>	-	12500
<b>Percentage of substitution</b>	-	<b>50%</b>

Table 4.14 With stone columns: calculation of the percentage of substitution

The volume of granular material was calculated using a DEM model that precisely measures the elevation of the seabed, providing an accurate estimate. Figure 4.25 shows the DEM model of the site. Analyzing this model revealed a significant substitution percentage of nearly 50% in the zone without stone columns.

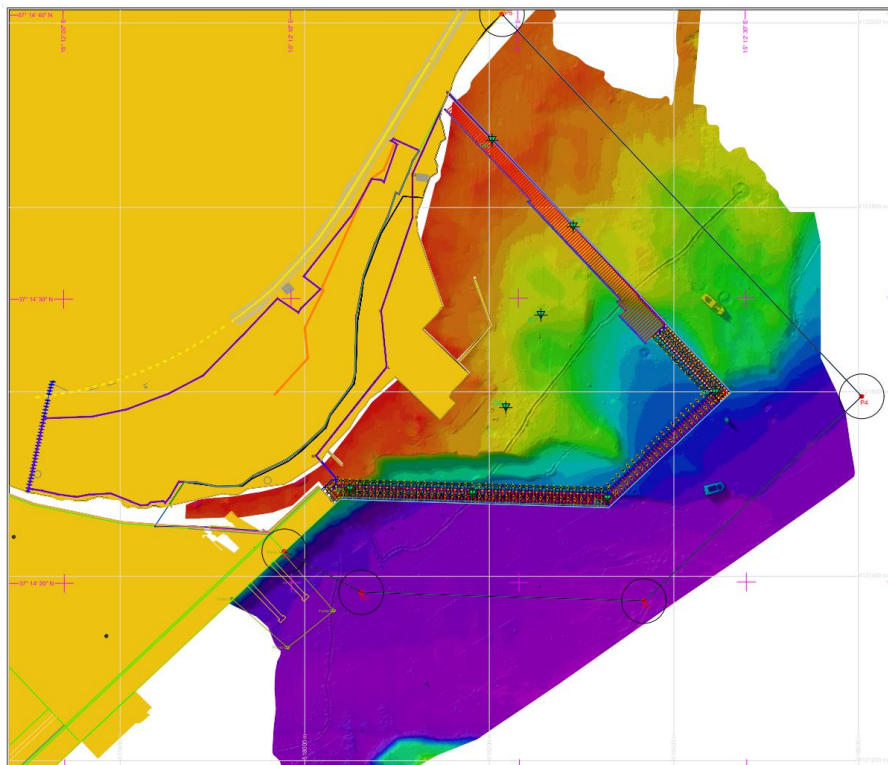


Figure 4.24 DEM of the site



The table below shows the quantity of materials used in the stone column construction for each date, allowing for the precise calculation of the total material used.

Stone column Quantities					
Test Embankment					
Date	Number of columns	Depth[m]	Total length [m]	Partial progressive [m]	Note
11/17/2022	2	12.00	24.00	24.00	Driven test
11/18/2022	3	12.00	36.00	60.00	Driven test
11/21/2022	8	12.00	96.00	156.00	
11/23/2022	8	12.00	96.00	252.00	
11/24/2022	5	12.00	60.00	312.00	
12/14/2022	10	12.00	120.00	432.00	
12/15/2022	9	12.00	108.00	540.00	
1/13/2023	9	12.00	108.00	648.00	
1/16/2023	12	12.00	144.00	792.00	
1/17/2023	15	12.00	180.00	972.00	
1/18/2023	12	12.00	144.00	1,116.00	
1/21/2023	13	12.00	156.00	1,272.00	
1/23/2023	15	12.00	180.00	1,452.00	
1/25/2023	12	12.00	144.00	1,596.00	
1/26/2023	14	12.00	168.00	1,764.00	
1/27/2023	15	12.00	180.00	1,944.00	
2/3/2023	17	12.00	204.00	2,148.00	
2/4/2023	11	12.00	132.00	2,280.00	
2/6/2023	16	12.00	192.00	2,472.00	
2/8/2023	20	12.00	240.00	2,712.00	
2/13/2023	19	12.00	228.00	2,940.00	
2/17/2023	16	12.00	192.00	3,132.00	
<b>Sum</b>	<b>261</b>		<b>3,132.00</b>		

Table 4.15 Summary of the number of stone columns

The test embankment utilized 261 stone columns, each with a diameter of 90 cm. The following table presents the calculated volume of the total stone columns used.

Number of stone column	261	[-]
Area of stone column	0.63	m <sup>2</sup>
Length of stone column	12	m
The volume of material expected	1992.492	m <sup>3</sup>
The volume of the compressible layer	9500	m <sup>3</sup>
Percentage of substitution	20%	[-]

Table 4.16 Stone column: Calculation of percentage of substitution

The expected volume required to create the zone of the stone column can be calculated by having the number of stone columns, the area of the individual stone column, and the length of the column.

The percentage of substitution in the zone with stone columns is approximately 2.5 times higher than that in the case without them. This significant difference can have a dramatic impact on settlement values. Additionally, the mechanical characteristics of the zone with stone columns are not only superior to the original ones but also better than those without columns.

Interestingly, from the perspective of settlement, the area without stone columns performs significantly better than anticipated. However, for consolidation time, a more detailed analysis using the settlement results is necessary.

## 5 CALCULATION OF CONSOLIDATION TIME:

### 5.1 OEDEMETRIC RESULT

To calculate the consolidation time, it is required to calculate the vertical consolidation coefficient which can give us an estimate of consolidation time. The location of sample extracted was at the location of the test embankment as seen in Figure 5.1:



Figure 5.1 Plan with the location of the CPTU and DPSH surveys and tests

The result of the test can be seen in the table below:

P (Kpa)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /sec)						
	G2-C1	G4-C1	G5-C2	G6-C1	G6-C2	G8-C1	G8-C2
6			0.000121		0.000079	1.10E-04	1.37E-04
12	1.14E-04	1.29E-04	4.51E-05	8.78E-05	1.24E-04	1.24E-04	4.88E-05
25	8.51E-05	1.05E-04	8.81E-05	4.74E-04	8.70E-05	1.11E-04	8.44E-05
49	1.56E-04	1.16E-04	1.00E-04	8.63E-04	7.01E-05	1.02E-04	7.61E-05
<b>98</b>	1.79E-04	1.20E-04	1.26E-04	<b>1.89E-03</b>	<b>7.20E-05</b>	1.15E-05	9.63E-05
196	2.80E-04	1.19E-04	1.33E-04	1.80E-03	7.80E-05	9.66E-05	9.20E-05
392	2.37E-04	1.69E-04		1.88E-03			

Table 5.1 Result of the oedometric test

It is required to calculate the average pressure applied on the soil since the vertical coefficient of consolidation is affected by the load as it increases as the load increases. In our case, the average weight of soil was 17 KN/m<sup>3</sup> with an average height of embankment of 5.2m.

$$\text{Pressure} = 17 \times 5.2 = 91 \text{ Kpa}$$

So using the table, we can use an average value of pressure of 98 Kpa and the locations G6-C1, G6-C2. The average value of  $C_v$ , found is  $9.81 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$  which is equivalent to  $8.48 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{day}$ .

The equation and the graph provided [2]:

$$C_v = T \times \frac{H^2}{t}$$

Where:

- $C_v$ : vertical coefficient of consolidation of soil;
- $T$ : dimensionless factor related to the degree of consolidation.
- $H$ : length of the longest drainage path
- $t$ : the time required for a specific percentage of primary consolidation

In our case, water drainage will occur from both the top and bottom, so that the drainage path is half of the thickness layer. The dimensionless factor  $T$  depends on the degree of consolidation of soil and the time required for the primary consolidation is to be calculated based on 90% primary consolidation. Using the figure 5.2, we can calculate the dimensionless factor.

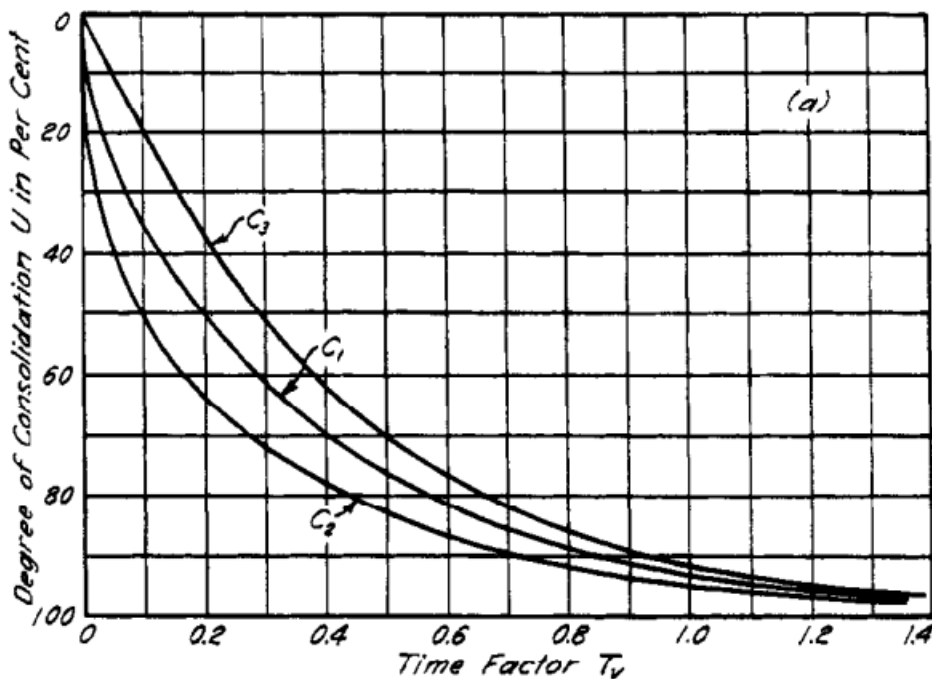


Table 5.2 Dimensionless factor  $T$  as a function of the degree of consolidation of soil

Having all the values, we can calculate the time required for 90% primary consolidation:

$$t = 0.848 \times \frac{6.5^2}{8.48 \times 10^{-3}} = 4225 \text{ days}$$

The results obtained from the laboratory may not be reliable, as the sample taken from the site might not accurately represent the true site characteristics. In such cases, it becomes necessary to employ alternative approaches that consider the actual behavior of the soil on-site.

## 5.2 ASAOKA METHOD:

The predicted value of  $C_v$  obtained from the lab rarely matches with the field observation. This is because samples taken are affected by the disturbances, testing techniques used and the details of the test used (load increment ratio, duration, etc...). This method was developed by Japanese geotechnical engineer Shunzo Asaoka in 1978 and has been widely used since then.

The Asaoka method is a useful tool for interpreting and extrapolating field settlement observations. The graphical procedure to estimate end-of-primary (EOP) settlement and coefficient of consolidation is simple, however, the mathematical deduction of the method by Asaoka is not. [4]. When the thickness of the compressible layer is not large compared to the loaded width at the ground surface and the lateral displacement is small, an average value of  $C_v$  can be computed based on the surface settlement [5].

This method allows us to determine the vertical consolidation of soil and the horizontal consolidation in the presence of vertical drains where in our case are stone columns.

### 5.2.1 Vertical consolidation coefficient in the absence of stone columns:

The method is curve fitting of the settlement curve. As shown in Figure 5.2, the settlement of the compressible layer is plotted as a function of time. A constant increment of time ( $\Delta t$ ) to define the settlement  $\delta_i$  at  $t_0 + i\Delta t$  ( $i = 0, 1, 2, \dots$ ). After that, we plot the figure ( $\delta_i$  versus  $\delta_{i-1}$ ); the slope of the plot is calculated represented by  $\beta$  and the reading of the line of angle 45 with the linear line interpolating  $\delta_i$  versus  $\delta_i$ . Finally, get the value of  $C_v$  using this equation:

$$c_v = -\frac{4}{\pi^2} \cdot \frac{H^2}{\Delta t} \ln \beta$$

Where:

- $H$ : length of the longest drainage path;
- $\Delta t$ : time separating between two readings of settlements
- $\beta$ : slope of the linear interpolated line  $\delta_i$  versus  $\delta_{i-1}$ .

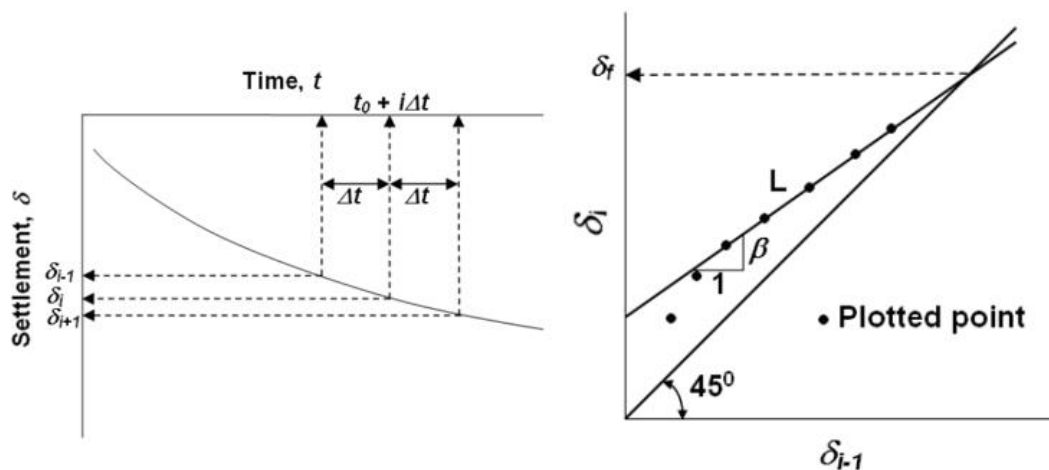


Figure 5.2 Settlement curve and Asoka curve [5]

The analysis using the Asaoka method will begin after the completion of preloading to minimize the effects induced during construction. In addition, settlement readings will be collected at two surface elevations: 0.00 meters (from sea level) and 1.00 meters above sea level. As an example of how the method works, we will consider the readings of station M1, Gauge A5 (0.00 m at sea level). The settlement reading ( $\delta_{i-1}$  vs  $\delta_i$ ) can be plotted as shown below:

A1-A5		A1-A5	
Sn-1	Sn	Sn-1	Sn
-10	-10.75	-16	-16
-10.75	-11.25	-16	-16
-11.25	-11.75	-16	-16.5
-11.75	-12.3	-16.5	-16.5
-12.3	-12.37	-16.5	-16.5
-12.37	-12.75	-16.5	-16.5
-12.75	-13	-16.5	-16.5
-13	-13.25	-16.5	-17.5
-13.25	-13.25	-17.5	-17.75
-13.25	-13.25	-17.75	-18.25
-13.25	-13.75	-18.25	-17.88
-13.75	-13.75	-17.88	-18.12
-13.75	-14.12	-18.12	-18.5
-14.12	-14.37	-18.5	-18.5
-14.37	-14.12	-18.5	-19
-14.12	-14.62	-19	-19
-14.62	-14.62	-19	-19
-14.62	-15.5	-19	-19
-15.5	-15	-19	-19
-15	-15.5	-19	-19.5
-15.5	-16	-19.5	-19
-16	-16	-19	-20
-16	-16	-20	-20
-16	-16		

Table 5.3 Asoka settlements

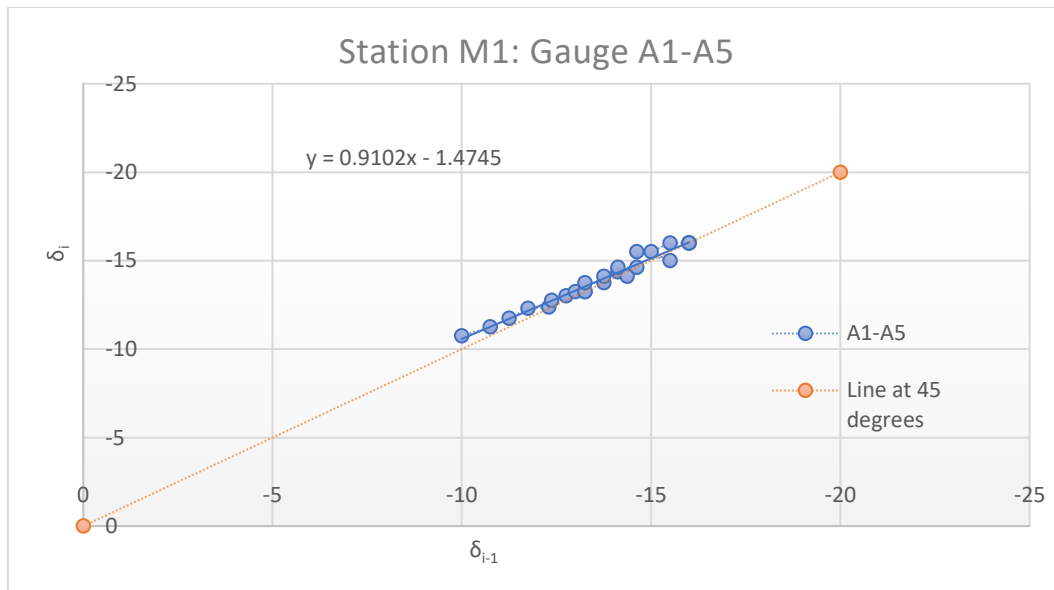


Figure 5.3 Asoaka curve

After plotting the values of the vertical settlement,  $\delta_{i-1}$  vs  $\delta_i$ , we can easily read the value of the slope,  $\beta$ . The table below summarizes the parameters used to determine the vertical coefficient of consolidation.

<b>H [m]</b>	<b>6.5</b>
<b>B</b>	0.9102
<b><math>\Delta t</math> [days]</b>	3
<b><math>C_v</math> [m<sup>2</sup>/days]</b>	0.20275
<b><math>C_v</math> [cm<sup>2</sup>/sec]</b>	0.02331

Table 5.4 Summary of the parameters used to get  $C_v$

Another method to determine the vertical consolidation coefficient is by fitting the theoretical results with the experimental results. The equation that predicts the settlement is shown below:

$$S = S_{100} \left[ 1 - \frac{8}{\pi} \cdot \exp \left( -\frac{\pi^2 c_v t}{4H^2} \right) \right]$$

Where:

- $S_{100}$ : settlement at the end of primary consolidation (EOP);
- $S$ : settlement at time  $t$ ;
- $C_v$ : coefficients of vertical consolidation;
- $H$ : maximum drainage distance

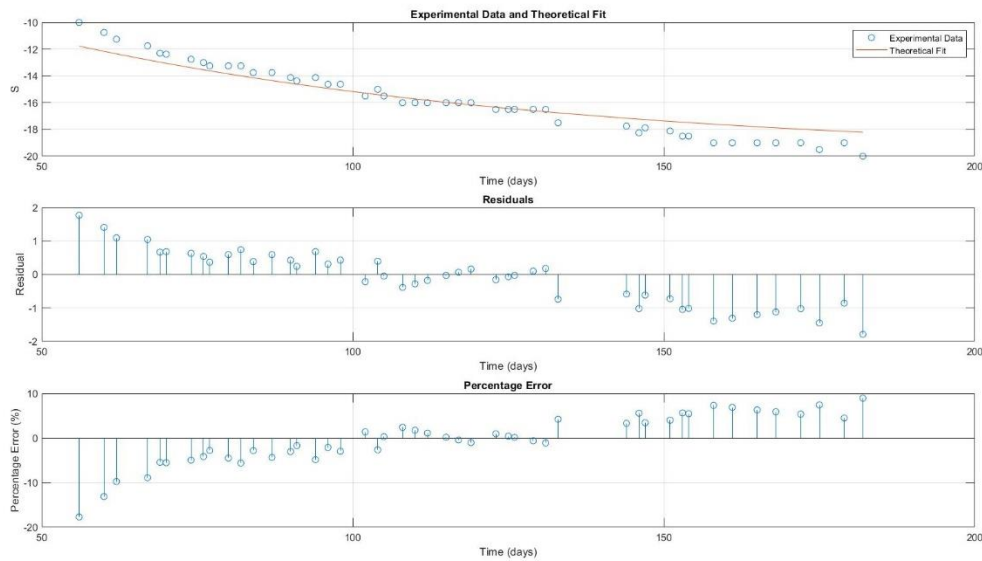


Figure 5.4 Percentage error

As an initial guess the value of  $C_v$  is taken as  $1 \text{ m}^2/\text{sec}$ , the fitting is done using Matlab giving us the following results:

<b><math>C_v</math> [<math>\text{m}^2/\text{sec}</math>]</b>	0.20732
<b>MEAN PERCENTAGE ERROR</b>	4.3%

Table 5.5 Mean Percentage error

Using the value obtained by the fitting, we plot the theoretical curve, and the experimental curve is shown in Figure 5.5.

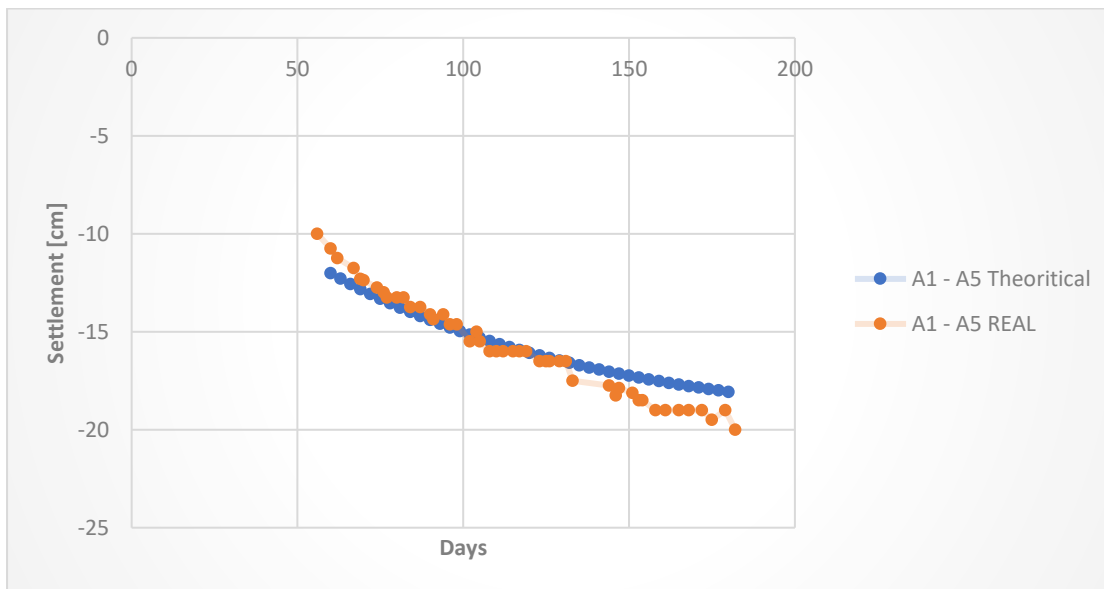


Figure 5.5 Theoretical curve vs Experimental curve

The result shown corresponds to the settlement after finishing the construction of the embankment. The mean percentage of error was 4.3%.

Knowing the value of the vertical consolidation coefficient, we can determine the time required for primary consolidation corresponding to 90% dissipation of water pressure.



T [-]	0.848
H [m]	6.5
C <sub>v</sub> [m <sup>2</sup> /days]	0.2027
t [days]	176.70

Table 5.6 Time required for primary consolidation

The same analysis was conducted for Station M1 (gauge A6), Station S1 (gauge A5-A6), and Station S2 (gauge A5-A6). The results are summarized in the following table:

ASAOKA METHOD							
NO STONE COLUMNS							
STATIONS	Assestometer	β	Δt [days]	C <sub>v</sub> [m <sup>2</sup> /day]	C <sub>v</sub> fitting [m <sup>2</sup> /sec]	Avg. Percentage Error	Time [days]
STATION M1	A5	0.9651	3	0.2028	0.2073	4.3%	172.81
	A6	0.9706	3	0.1703	0.2008	4.1%	178.44
STATION S1	A5	0.9515	3	0.2838	0.2201	6.7%	162.77
	A6	0.9631	3	0.2146	0.2126	6.7%	168.52
STATION S2	A5	0.9742	3	0.1492	0.1991	4.8%	179.93
	A6	0.9681	3	0.1850	0.2126	4.9%	168.52
						<b>AVERAGE [DAYS]</b>	<b>171.8</b>

Table 5.7 Summary of the C<sub>v</sub> and time of PC

According to the results, the settlement-time behavior predicted by the Asaoka method fairly matches the one observed in the field by a relative error varying between 4 – 6%.

### 5.2.2 Horizontal consolidation of soil in the presence of stone columns:

The Asaoka method can be used to determine the horizontal consolidation of the soil in the presence of the stone column [4]. The horizontal consolidation can be determined using the following formula:

$$c_h = \frac{r_e^2}{E} \cdot \frac{\ln \beta}{\Delta t}$$

where:

$$E = \frac{n}{30} \left[ \frac{2}{F(n, s) + 2.5G} + \frac{\frac{4c_v}{c_h}}{\left(\frac{H}{r_e}\right)^2} \right]$$

$$F(n, s) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \left( \ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln s - \frac{3}{4} \right) + \frac{s^2}{n^2 - 1} \left( 1 - \frac{s^2}{4n^2} \right) + \frac{k_h}{k_s} \frac{1}{n^2 - 1} \left( \frac{s^4 - 1}{4n^2} - s^2 + 1 \right)$$

$$G = \Pi \frac{k_h l_m^2}{4q_w}$$

$n=r_e/r_w, s=r_s/r_w, r_e$  = maximum horizontal drainage distance, where according to [6]

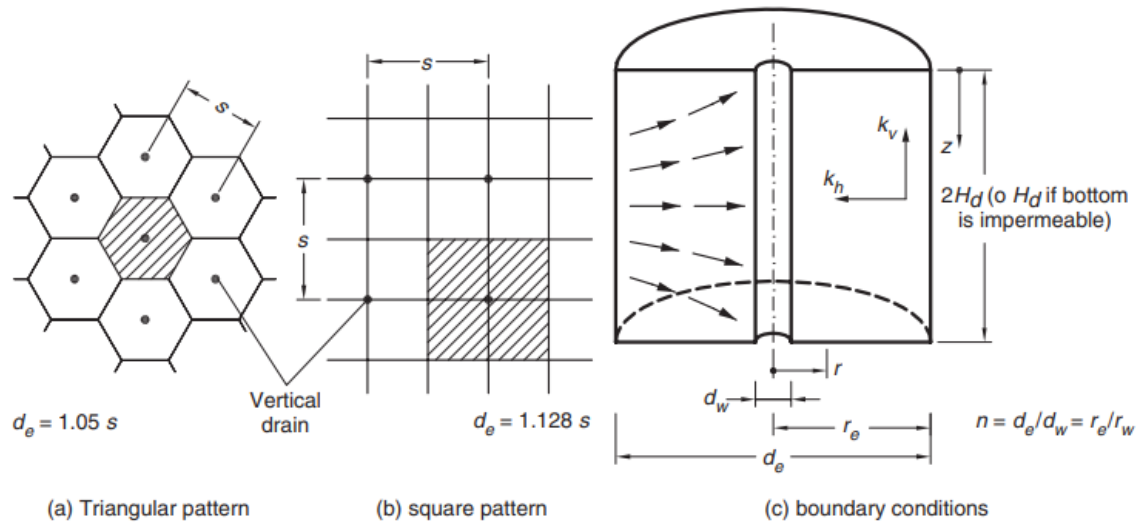


Figure 5.6 Equivalent radius [6]

The pattern of the stone column used was triangular then the equivalent diameter is  $1.05s$ .

$r_w$  = radius of vertical drain,  $r_s$  = radius of smear zone,  $k_h$  = horizontal permeability of soil,  $k_v$  = vertical permeability of soil,  $k_s$  = permeability of smear zone,  $c_v$  = coefficient of consolidation for vertical compression and vertical water flow,  $c_h$  = coefficient of consolidation for vertical compression and horizontal water flow,  $H$  = maximum vertical drainage distance through soil,  $l_m$  = maximum drainage distance through vertical drain, and  $q_w$  = discharge capacity of vertical drain.

The discharge of the vertical drain can be determined through the following equation:

$$q_w = \pi r_w^2 k_w$$

To have a precise representation of the consolidation process that's occurring in the area of the stone column. The Barron equation (1944, 1948) is used to predict the settlement of the embankment. The equation is also modified to include the smear effects which in our case wasn't taken into consideration.

$$S = S_{100} \left( 1 - \exp \left( -E c_h \frac{t}{r_e^2} \right) \right)$$

The parameters used in the equation have already been explained. As shown in Figure 5.6, the value of the settlement at a specific time ( $t$ ) depends on the horizontal consolidation and the equivalent radius of the stone columns.

To predict the soil's behavior accurately, we fit the experimental data to the theoretical data obtained from the equation above. This fitting process used two parameters: the value of the constant  $E$  and the horizontal consolidation. Station S3 gauge A5's settlement readings were used as a representative example. We performed the fitting in MATLAB using the least squares method. The results are shown in the figure below.

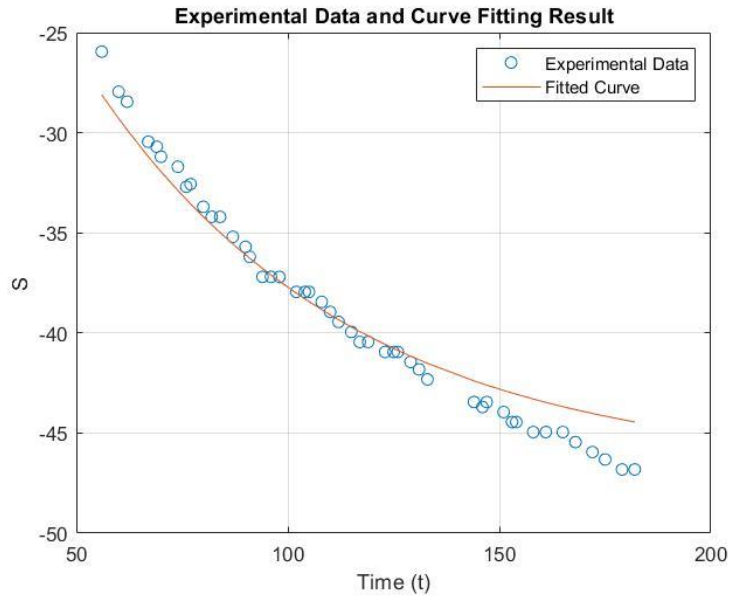


Figure 5.7 Curve fitting results vs the experimental data

The analysis of the settlement is done using the settlement results obtained after finishing the construction of the embankment. Figure 5.7 shows the fitting done using the Matlab code, the percentage of error is shown in Figure 5.8.

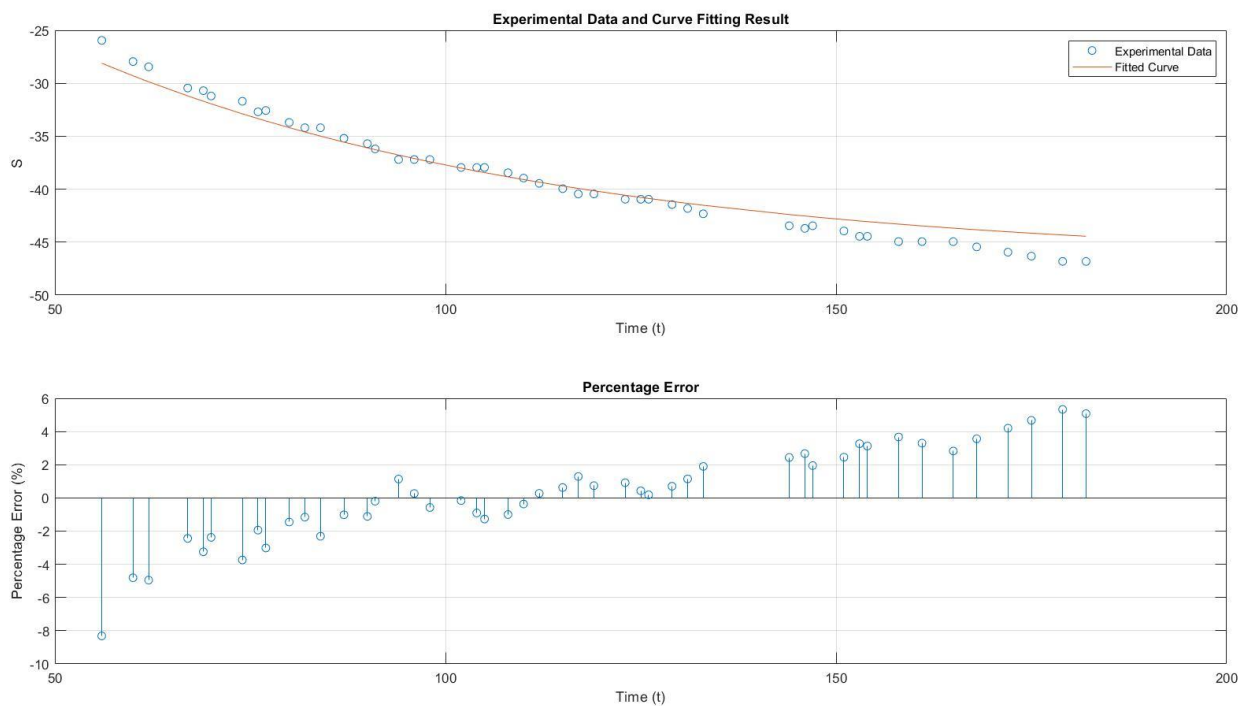


Figure 5.8 Percentage of error

<b>E</b>	<b>0.84995</b>
<b>C<sub>h</sub></b>	<b>0.021244</b>
<b>mean percentage error</b>	<b>2.235 %</b>

Table 5.8 Summary of Results

Referring to [2], it is possible to estimate the time required for primary consolidation given that the degree of consolidation is 90%.

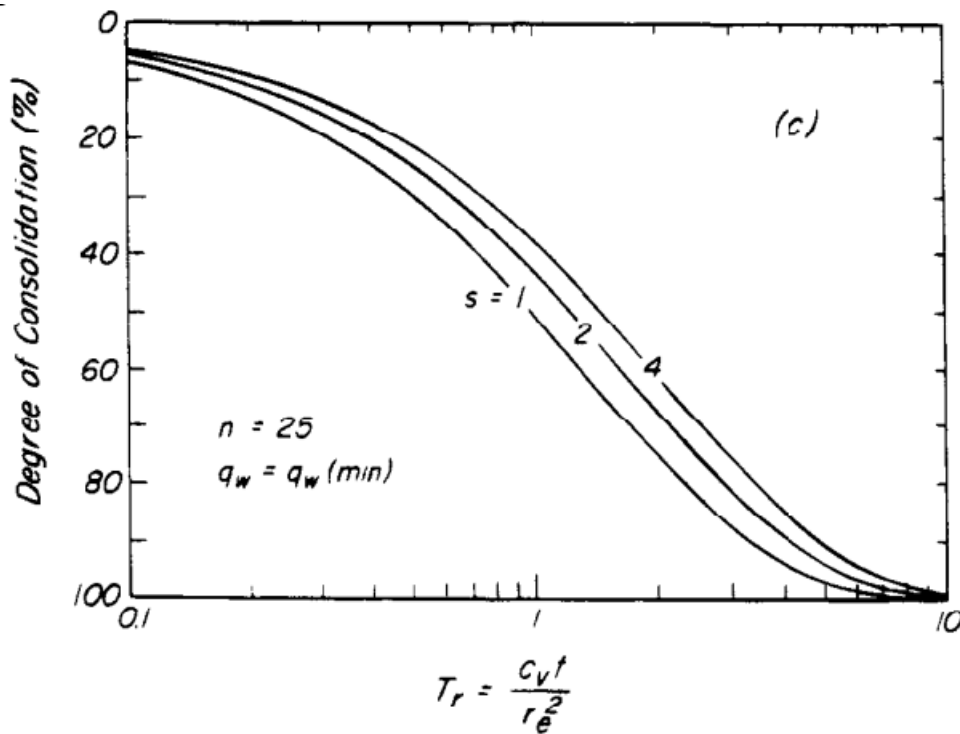


Figure 5.9 Relation between the degree of consolidation and time factor for radial flow

Tr [-]	3.2
re [m]	1.05
ch [m <sup>2</sup> /days]	0.021244
t [days]	166

Table 5.9 Time required for consolidation for U = 90%

The same analysis was conducted for the settlement stations S3, S4, and M2 of gauges (A5, A6). The table below summarizes the results:

		E	Ch	mean % error	Δtj [days]	re	Tr	t [days]
<b>S2</b>	A5	0.850	0.02124	2.235	3	1.05	3.2	166.1
	A6	0.856	0.02128	2.219	3	1.05	3.2	165.8
<b>S3</b>	A5	0.908	0.02154	1.159	3	1.05	3.2	163.8
	A6	0.905	0.02153	1.685	3	1.05	3.2	163.9
<b>M2</b>	A5	0.886	0.02143	1.556	3	1.05	3.2	164.6
	A6	0.871	0.02135	1.512	3	1.05	3.2	165.2
							<b>Average time needed</b>	<b>164.9</b>

Table 5.10 Summary of the results of Stations S3, S4, and M2

The average primary consolidation time was 165 days with stone columns and 171 days with soil mixing. These similar durations highlight the comparable effectiveness of both methods. However, the key difference lies in the acceleration techniques: soil mixing changes the soil's geotechnical properties, while stone columns provide faster drainage paths.

### 5.3 COST ANALYSIS OF THE TWO METHODS:

Following the previous analysis, both methods exhibited similar effects on consolidation time. To determine the most cost-effective approach, a preliminary cost analysis was conducted. The table below summarizes the construction costs and material costs associated with each method.

<b>Stone columns from land</b>	<b>26.54</b>	€/m
<b>Stone columns from the sea</b>	54.26	€/m
<b>Filling material (material 0/500)</b>	16.26	€/m <sup>3</sup>
<b>Filter layer from land (material 0/125)</b>	13.96	€/ton
<b>Filter layer from the sea (material 0/125) - from pontoon</b>	24.00	€/ton

Table 5.11 Average cost of materials

The cost shown above takes into account the cost of materials, vehicles, and workers. Having the data needed it is possible to get the average cost of the two methods. The average cost must be calculated per area as shown in the table below:

<b>Cost of stone columns</b>	
<b>length of one stone column [m]</b>	12
<b>total number of stone columns [-]</b>	261
<b>the total length of stone columns [m]</b>	3132
<b>Cost of construction of stone columns</b>	€ <b>83,123.28</b>
<b>Additional cost related to 40 cm settlement</b>	€ <b>5,853.60</b>
<b>Cost of construction of stone columns per m<sup>2</sup></b>	€ 98.86

Table 5.12 Cost of construction of Stone columns

<b>cost of material of filling</b>	
<b>cost of filling material per m<sup>3</sup></b>	16.26
<b>the total volume of material used</b>	11880
<b>Total cost of soil mixing</b>	€ 193,168.80
<b>Cost of soil mixing per m<sup>2</sup></b>	€ 113.63

Table 5.13 Cost of Soil Mixing

Knowing the average cost per m<sup>2</sup>, it is possible to expand the analysis to the whole area of the project which is around 110000 m<sup>2</sup>.

<b>Expand for an area of 110000 m<sup>2</sup></b>	<b>110000</b>
<b>Cost of construction of stone columns</b>	€ 10,874,952.00
<b>Cost of construction using soil mixing</b>	€ 12,499,157.65
<b>Difference</b>	€ <b>1,624,205.65</b>

Table 5.14 Cost difference for the whole area

Stone columns solution emerges as the most economical solution based on the presented cost analysis. The tables unveil a significant difference of 1.6 million euro saving for the entire project area. This substantial difference represents a compelling argument for stone columns, especially in cost-sensitive contexts.

### Importance of such results:

During the advancement of the project, preloading embankments are to be placed at specific locations on site. This procedure guarantees that each part of the land will undergo a primary consolidation process, thus at the end of the project no major settlement will occur. Based on our calculations the embankment must be placed for around 90 days, but this duration could be decreased since the time calculated didn't take into account the time required for the construction of the embankment.

The figures below shows the position of the embankment as the project is advancing:



Figure 5.10 Phase 1



Figure 5.11 Phase 2



Figure 5.12 Phase 3



Figure 5.13 Phase 4



Figure 5.14 Phase 5



## 6 CONCLUSION

---

The report investigated the overpressure behavior and the effectiveness of two ground improvement methods, stone column and soil mixing, within a test embankment. Key findings include:

### 1- Overpressure interpretation:

The embankment construction influences the static pressure of the soil. In addition, the filling operation reaching a quota of +1.00 m impacted the pressure in compressible soil. Settlement measurement offers a more reliable alternative for assessing embankment behavior.

### 2- Stone column vs soil mixing:

Both methods achieved similar average consolidation times. In the soil mixing method, a large amount of material is used leading to a percentage of substitution of 50%, whereas the stone column technique requires 20% as a percentage of substitution meaning less material had been used. Stone columns provided a faster drainage path due to their function, while soil mixing aimed at altering soil properties.

### 3- Effectiveness:

Considering both material and installation costs, the stone columns technique was preferred despite potentially higher settlement costs. This advantage is further amplified when considering the total project area of 110,000 m<sup>2</sup>.

Although surprising given the higher material requirement and consequent increase in hydraulic conductivity, soil mixing offered better performance in terms of settlement and consolidation time compared to stone columns. Soil mixing alters the geotechnical characteristics of the original soil, increasing stiffness (bearing capacity) and reducing consolidation time. Consequently, it also decreases final settlement. However, the high material demand makes soil mixing less cost-effective despite its superior performance. On the other hand, stone columns, while exhibiting more significant settlement, are considerably more cost-effective. Therefore, taking into account cost limitations and acceptable settlement levels, stone columns presented a more logical solution for our project.

## 7 REFERENCES

---

- [1] H. Dete and C. Quadros, "Interpretation of Settlement Data from a Road Embankment on Soft Soils by Asaoka's," *11th International Symposium on Field Monitoring in Geomechanics (ISFMG2022)*.
- [2] K. Terzaghi, *Soil mechanics in engineering practice - third edition*, 1996.
- [3] P. a. P. Raut, "Ground Improvement Technique - A view of Stone Column Method with the Case Study," *International Journal on Emerging Technologies*, 2016.
- [4] G. M. a. N. Huvaj-Sarihan, "The Asaoka method revisited," *INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING*.
- [5] S. K. S. a. N. Sivakugan, "Methods for determination of the coefficient of consolidation and field observations of time rate of settlement - An overview," *International Journal of Geotechnical Engineering*, 2009.
- [6] R. Lancellotta, *Geotechnical Engineering Second Edition*, 2009.
- [7] B. P. a. B. Wang, "Coefficient of consolidation of soils from the," *Natural Resources Canada, Ottawa, Ontario, Canada*, 2009.
- [8] A. ASAOKA, "OBSERVATIONAL PROCEDURE OF SETTLEMENT PREDICTION," *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1978.
- [9] J. S. C. Castro, "Field instrumentation of an embankment on stone columns," *17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Alexandria)*.
- [10] J. Logar, A. Locniskar, B. Majes and M. R. Turk, "Monitored construction of a high embankment on soft soil, reinforced by stone columns," *16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Osaka)*.
- [11] R. D. Holtz and W. D. Kovacs, *An Introduction to Geotechnical Engineering*.
- [12] M. B. L. H. a. H. M. S. Ellouze, "On settlement of stone column foundation by Priebe's method," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 2010.
- [13] W. S. D. Jean-Marc DEBATS, "Marine stone columns at Patras (Greece) Harbour Extension - Phase II".
- [14] E. D. M. Wilhelm S. Degen, "Offshore Stone Columns – Equipment, Quality Control and Outlook for Future Applications," 2019.
- [15] F. K. Klaus Kirsch, *Ground Improvement by Deep Vibratory Methods - Second Edition*, CRC Press, 2017.
- [16] K. G. G. K. Heinz J Priebe, "The Design of Vibro Replacement," 1995.

- [17] P. Andreou and V. Papadopoulos, "Factors Affecting the Settlement Estimation of Stone Column Reinforced Soils," *Springer International Publishing Switzerland 2014*, 2014.



**Autorità di Sistema Portuale  
del Mare di Sicilia Orientale**

# LAVORI DEL PRIMO STRALCIO E DEL SECONDO STRALCIO DELLA TERZA FASE DEL PORTO COMMERCIALE DI AUGUSTA - BANCHINE CONTAINERS - PERIZIA DI VARIANTE

**RUP:**

*Ing. Vincenzo Dugo*

**RTI:**



*(Mandataria)*



**DIRETTORE DEI LAVORI:**

*Ing. Emanuele Cicivelli*

**PROGETTISTA:**



*SGAI S.r.l.*

*Studio di Ingegneria e Geologia Applicata*

**Responsabile delle Integrazioni Specialistiche**

*Ing. Filippo Forlani*

**Geologia**

*Dott. Geol. Iuri Montanari*

**CSE:**

*Ing. Giuseppe Scorsone*

**COORDINAMENTO INDAGINI INTEGRATIVE:**

**Geologia:** *Dott. Geol. Gaetano Marchese*

**Geotecnica:** *Prof. Ing. Paolo Croce*

REV.	DATA	EMISSIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	FEBBRAIO 2022	PRIMA EMISSIONE			

**TITOLO ELABORATO:**

**INDAGINI E RILIEVI INTEGRATIVI ESEGUITI DALL'IMPRESA PRIMA DELL'INIZIO DEI LAVORI :  
RELAZIONI  
Caratterizzazione Geotecnica e Sismica**

DATA	DESCRIZIONE	LIVELLO	OPERA	N°/SIGLA	TIPOLOGIA	REV.	SCALA
FEBBRAIO 2022	PRIMA EMISSIONE	P V	I R I	0 1 0 6	R	0	-



**Autorità di Sistema Portuale  
del Mare di Sicilia Orientale**

## **LAVORI DEL PRIMO STRALCIO E DEL SECONDO STRALCIO DELLA TERZA FASE DEL PORTO COMMERCIALE DI AUGUSTA - BANCHINE CONTAINERS -**

**IMPRESA:**

**CONSORZIO INFRASTRUTTURE S.c.a r.l.**  
(Mandataria)



**SIDRA**

Dredging, Marine  
& Environmental Solutions

(Mandante)

**Consulenze Specialistiche:**

Geologia: *Dott. Geol. Gaetano Marchese*

Geotecnica: *Prof. Ing. Paolo Croce*

### **PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO**

REV.	DATA	CODICE ELABORATO	EMISSIONE	RED.	VER.	APPR.
1	12.11.2020	BCA - II_RCC	PRIMA EMISSIONE			

TITOLO ELABORATO:

### **CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

DIREZIONE LAVORI:

CONSORZIO INFRASTRUTTURE S.c.ar.l.  
(LA MANDATARIA):

---

LAVORI DEL PRIMO STRALCIO E DEL SECONDO STRALCIO  
DELLA TERZA FASE DEL PORTO COMMERCIALE DI AUGUSTA  
BANCHINE CONTAINERS

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

10/11/2020

prof. ing. Paolo Croce



## Indice

1.	Premessa e oggetto .....	1
2.	Obiettivi delle indagini .....	2
3	Indagini in sito .....	2
3.1	Ubicazione delle indagini .....	2
3.2	Sondaggi .....	4
3.3	Prove penetrometriche statiche CPTU .....	6
3.4	Prove penetrometriche dinamiche DPSH .....	6
4	Prove di laboratorio .....	7
4.1	Sedimenti superficiali .....	7
4.1.1	Identificazione geotecnica .....	7
4.1.1.1	Composizione granulometrica .....	8
4.1.1.2	Peso dell'unità di volume e contenuto d'acqua .....	9
4.1.1.3	Plasticità e Consistenza .....	10
4.1.2	Prove edometriche .....	11
4.1.2.1	Pressione di consolidazione e rapporto di sovraconsolidazione (OCR) .....	11
4.1.2.2	Indici di compressibilità e di rigonfiamento .....	12
4.1.2.3	Modulo edometrico .....	13
4.1.2.4	Coefficiente di consolidazione verticale $c_v$ .....	14
4.1.2.5	Coefficiente di Permeabilità .....	15
4.1.3	Misure dirette di permeabilità .....	16
4.1.4	Prove Triassiali .....	17
4.1.5	Prove di taglio diretto .....	17
4.2	Argille Marnose .....	18
4.2.1	Identificazione geotecnica .....	18
4.2.1.1	Composizione granulometrica .....	19
4.2.1.2	Peso dell'unità di volume e contenuto d'acqua .....	21
4.2.1.3	Plasticità e Consistenza .....	21
4.2.2	Prove edometriche .....	23
4.2.2.1	Pressione di consolidazione e rapporto di sovraconsolidazione (OCR) .....	23
4.2.2.2	Indici di compressibilità e di rigonfiamento .....	25
4.2.2.3	Modulo edometrico .....	26

---

4.2.2.4	Coefficiente di consolidazione verticale $c_v$ .....	28
4.2.2.5	Coefficiente di permeabilità .....	29
4.2.3	Misura diretta della Permeabilità .....	31
4.2.4	Prove triassiali .....	31
4.2.5	Prove di taglio diretto .....	34
5	Misure geofisiche .....	35
6	Conclusioni .....	40



## 1. Premessa e oggetto

La AGS s.r.l. ha ricevuto un incarico di assistenza geotecnica dalla B.C.A. Banchine Containers Augusta S.C. a R.L. relativo a i lavori per l'esecuzione del I° stralcio esecutivo e del II° stralcio definito della terza fase del Porto Commerciale di Augusta in provincia di Siracusa - Banchine Containers.

Tale incarico è articolato in 3 fasi successive come di seguito riportato:

- Prima fase: Revisione e convalidazione del piano delle indagini geognostiche integrative e della procedura delle prove di infissione dei pali e delle palancole.
- Seconda fase: Revisione e convalidazione del rapporto conclusivo sui risultati delle indagini geognostiche e del rapporto conclusivo sui risultati delle prove di infissione su pali e palancole.
- Terza fase: Redazione della relazione geotecnica preliminare, comprendente la caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni, la valutazione delle criticità relative alle tecniche di infissione previste dal progetto e l'indicazione di eventuali soluzioni alternative.

Si precisa che l'incarico della A.G.S. è stato coordinato dallo scrivente prof. ing. Paolo Croce.

La prima e la seconda fase dell'incarico sono state già completate. La presente relazione concerne la caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni, prevista nell'ambito della terza fase dell'incarico.

## 2. Obiettivi delle indagini

Le indagini progettuali avevano evidenziato la presenza di un'estesa formazione di Argille Grigio-Azzurre, attribuibili al Pleistocene Inferiore (nel seguito per brevità "Argille Marnose"), di spessore superiore a 100 m. Tali Argille Marnose sono ricoperte da materiale di riporto alterato in corrispondenza della terra ferma, mentre in corrispondenza dello specchio marino si rinvengono sedimenti superficiali di scarsissima consistenza classificabili come limi sabbiosi con presenza di forte componente organica (definiti in progetto come Limi Grigiastri).

In sede di progetto, il profilo geotecnico dello specchio marino era stato schematizzato nei seguenti 3 strati (dall'alto verso il basso):

- a) Sedimenti superficiali (Limi Grigiastri) poco consistenti, di spessore compreso tra 1 e 8 m.
- b) Argille Marnose degradate (Argille Gialle), con spessore variabile fino a qualche metro.
- c) Argille Marnose intatte (Argille Azzurre), formazione di base.

Le recenti indagini integrative sono state finalizzate a precisare l'andamento delle superfici di contatto tra i predetti strati (e i relativi spessori) e ad accertare le caratteristiche geotecniche di tali materiali (resistenza, deformabilità, permeabilità). Tali indagini integrative hanno compreso indagini in sito, prove di laboratorio e misure geofisiche come illustrato nei seguenti paragrafi.

## 3 Indagini in sito

### 3.1 Ubicazione delle indagini

Le indagini geotecniche in sito hanno compreso sondaggi a carotaggio continuo, prove penetrometriche tipo CPTU, SPT e DPSH. Tali indagini sono state eseguite dalla GEO GAV s.r.l. che ne ha illustrato i risultati nel rapporto di prova 0820 aggiornato al 23/09/2020, con i relativi allegati. L'ubicazione delle indagini è riportata in Figura 3-1. Si precisa che le indagini a mare sono state effettuate da piattaforma Jack-Up. La lista delle indagini eseguite è riportata nella Tabella 3-1.



*Figura 3-1: Planimetria con ubicazione dei sondaggi e delle prove CPTU e DPSH*

Le prove penetrometriche statiche tipo CPTU hanno raggiunto profondità variabili tra 5 e 12 m circa rispetto al fondale. I rapporti di prova segnalano tuttavia che tali prove sono state frequentemente interrotte, in corrispondenza di un eccessivo spostamento della Piattaforma Jack-Up, oppure al verificarsi di un'eccessiva inclinazione della punta del penetrometro.

Sono stati inoltre prelevati 54 campioni indisturbati. Sono state inoltre effettuate 12 prove penetrometriche dinamiche tipo SPT e 5 prove penetrometriche dinamiche tipo DPSH, in corrispondenza di alcuni sondaggi eseguiti sulla fascia costiera.

Inoltre, i fori di sondaggio G9 e G10 sono stati condizionati per l'esecuzione delle misure down-hole, considerate nel paragrafo 5 relativo alle misure geofisiche.

Tabella 3-1: Lista delle indagini in situ effettuate dalla GEO GAV

Indagine		Profondità (m)				N° Campioni	N°SPT
		Sondaggio prof. (m)	Down Hole prof. (m)	CPT prof. (m)	DPSH prof. (m)		
G1-CPT1	Mare	25		10.01		5	
G2-CPT2	Mare	15		4.90		3	
G3-CPT3	Mare	35		7.87		7	
G4-CPT4	Mare	15		5.77		3	
G5-CPT5	Mare	18		10.01		3	
G6-CPT6	Mare	20		11.93		3	
G7-CPT7	Mare	15		10.04		3	
G8-CPT8	Mare	15		6.32		3	
G9-DH9	Terra	45	45		10	9	3
G10-DH10	Terra	45	45			9	5
G11	Terra	15				3	2
G12	Terra	15				3	2
G13	Terra	15			14	3	
G14	Terra	11			11	2	
G15	Terra	10			10	1	
G16	Terra	10.50			16	2	
Totale		324.50	90	66.85	61	62	12

### 3.2 Sondaggi

Complessivamente sono stati eseguiti 16 sondaggi a carotaggio continuo, di cui 8 a mare e 8 sulla fascia costiera (vedi Tabella 3-2).

Dalle stratigrafie si rileva che i sedimenti superficiali presenti sul fondale marino hanno uno spessore compreso tra 2.5 e 12 m circa; la fascia di alterazione al tetto delle Argille Marnose (Argille Marnose Gialle) è stata rilevata con spessori variabili fino ad un massimo di circa 4 m.

Infine, per quanto concerne la fascia costiera, sono stati rinvenuti depositi di copertura stratificati, con spessore complessivo variabile tra 1,5 e 7 m circa, sovrapposti alla formazione delle Argille Marnose.

Tabella 3-2: Sondaggi geognostici a carotaggio continuo (dal Rapporto della GEO GAV SRL).

Sondaggio	Prof. dal fondale.	Altezza fondale.	Altezza Piattaforma dal fondale	Rivest.	Metodo	Campioni Prelevati	Prove in foro	Sistema Coordinate WGS84	
	N	m	m	m				m	N
G1	25,00	6,70	8,00	31,50	Carotaggio continuo	5	Videospesione	37°14'23.28"	15°12'12.57"
G2	15,00	11,70	13,00	26,50	Carotaggio continuo	3	Videospesione	37°14'23.11"	15°12'17.97"
G3	35,00	13,70	15,20	50,00	Carotaggio continuo	7	Videospesione	37°14'30.19"	15°12'14.18"
G4	15,00	12,00	13,10	26,50	Carotaggio continuo	3	Videospesione	37°14'26.66"	15°12'28.66"
G5	18,00	3,30	4,30	20,00	Carotaggio continuo	4	Videospesione	37°14'32.51"	15°12'22.42"
G6	20,00	2,70	3,90	22,50	Carotaggio continuo	4	Videospesione	37°14'35.56"	15°12'18.86"
G7	15,00	4,30	5,50	19,00	Carotaggio continuo	3	Videospesione	37°14'29.40"	15°12'20.99"
G8	15,00	3,20	4,30	17,50	Carotaggio continuo	3	Videospesione	37°14'26.15"	15°12'19.44"
G9	45,00	-	-	43,50	Carotaggio continuo	8	Down Hole/ n° 3 SPT	37°14'30.19"	15°12'14.18"
G10	45,00	-	-	43,50	Carotaggio continuo	8	Down Hole/n° 5 SPT	37°14'25.91"	15°12'12.42"
G11	15,00	-	-	13,50	Carotaggio continuo	3	N° 2 SPT	37°14'24.06"	15°12'09.74"
G12	15,00	-	-	23,50	Carotaggio continuo	2	N° 2 SPT	37°14'23.43"	15°12'07.47"

Sondaggio	Prof. dal fondale	Rivest.	Metodo	Campioni Prelevati	Prove in foro	Sistema Coordinate WGS84	
	N	m				N	E
G13	15,00	13,50	Carotaggio continuo	3	--	37°14'22,44"	15°12'04,84"
G14	11,00	11,00	Carotaggio continuo	2	--	37°14'27,25"	15°12'14,29"
G15	10,00	9,00	Carotaggio continuo	1	--	37°14'33,03"	15°12'15,23"
G16	10,50	9,00	Carotaggio continuo	2	--	37°14'37,17"	15°12'16,34"

### 3.3 Prove penetrometriche statiche CPTU

Complessivamente sono state eseguite 8 prove penetrometriche statiche tipo CPTU, con 9 prove di dissipazione (vedi Tabella 3-3). Tali prove sono state effettuate in prossimità dei fori di sondaggio, e precisamente a bordo della Piattaforma Jack-Up, a 6.80 metri di distanza tra il foro di sondaggio e la relativa prova CPTU.

Tabella 3-3: Prove Penetrometriche Statiche (dal Rapporto di prova GEO GAV)

Prova n.	Profondità		Metodo	Dissipazione		Strumentazione Installata	Note
	Fondale (m)	Prova, dal fondale (m)		N o	Profondità da. fondale.(m)		
CPTU-61	7,00	10,01	CPTU	1	2,87	Videoispezione	Prova sospesa per eccessivo spostamento della Piattaforma Jack Up
CPTU-62	12,30	4,90	CPTU	1	3,20	Videoispezione	Prova sospesa per eccessivo spostamento della Piattaforma Jack Up
CPTU-63	14,00	7,87	CPTU	1	7,87	Videoispezione	Prova sospesa per eccessiva inclinazione della punta
CPTU-64	11,90	5,77	CPTU	1	4,85	Videoispezione	Prova sospesa per eccessiva inclinazione della punta
CPTU-65	3,00	10,01	CPTU	1	4,89	Videoispezione	Prova sospesa per eccessivo spostamento della Piattaforma Jack Up
CPTU-66	2,80	11,93	CPTU	2	5,06-9,95	Videoispezione	Prova sospesa per eccessiva inclinazione della punta
CPTU-67	4,50	10,04	CPTU	1	3,00	Videoispezione	Prova sospesa per eccessiva inclinazione della punta
CPTU-68	3,20	6,32	CPTU	1	6,05	Videoispezione	Prova sospesa per eccessivo spostamento della Piattaforma Jack Up

Purtroppo sia le prove CPTU che le prove di dissipazione hanno prodotto risultati inattendibili, a causa delle difficoltà operative già segnalate dalla stesa GEO GAV e riportate nelle note della Tabella 3-3. I risultati di tali prove non sono stati pertanto considerati ai fini della caratterizzazione geotecnica.

### 3.4 Prove penetrometriche dinamiche DPSH

Complessivamente sono state effettuate 5 prove penetrometriche dinamiche tipo DPSH, su altrettante verticali ubicate lungo la fascia costiera e precisamente in corrispondenza dei sondaggi G9, G13, G14, G15 e G16. Tali prove hanno interessato principalmente i depositi di copertura, di spessore variabile tra 1.60 e 6.60 m circa, caratterizzati da spiccata variabilità stratigrafica.

I risultati delle prove DPSH indicano che i livelli di terreno coesivo sono privi di consistenza o moderatamente consistenti e, analogamente, i livelli di terreno incoerente si presentano sciolti o poco addensati.

## 4 Prove di laboratorio

Le prove di laboratorio sono state affidate alla Geoplanning s.r.l. di Roma, che ha ne ha illustrato i risultati in 8 rapporti di prova (denominati: lavoro 098-20, lavoro 100-20, lavoro 107-20, lavoro 109-20, lavoro 111-20, lavoro 113-20, lavoro 116-20 e lavoro 119-20).

Complessivamente sono stati testati 25 campioni. In particolare, per i sondaggi a mare sono stati sottoposti a prova 20 campioni indisturbati, distribuiti nei diversi materiali come di seguito riportato:

- 8 campioni nei sedimenti superficiali (limi grigiastri);
- 3 campioni nelle argille marnose gialle;
- 9 campioni nelle argille marnose azzurre.

Per i sondaggi della fascia costiera sono stati sottoposti a prova 5 campioni indisturbati, così distribuiti:

- 1 campione nei depositi di copertura;
- 4 campioni nelle argille marnose azzurre.

Tutti i campioni sono stati sottoposti alle prove di identificazione geotecnica (analisi granulometrica, contenuto naturale d'acqua, peso di volume, peso specifico, limiti di consistenza, contenuto di sostanza organica, grado di saturazione). Sono state inoltre effettuate numerose prove meccaniche (prove edometriche, prove di compressione triassiale UU CIU e CID, prove di taglio diretto e misure di permeabilità) come sintetizzato nella Tabella 4-1.

Tabella 4-1: Prove meccaniche di laboratorio

	Edometrica	Triax UU	Triax CIU	Triax CID	TD	Permeabilità
Sedimenti superficiali	7	1	-	-	4	2
Argille Marnose gialle	3	1	1	1	2	1
Argille Marnose azzurre	8	6	1	3	5	-
Depositi di copertura	1	1	-	-	-	-
Totale	19	9	2	4	11	3

### 4.1 Sedimenti superficiali

#### 4.1.1 Identificazione geotecnica

I risultati delle prove di identificazione geotecnica sono sintetizzati nella Tabella 4-2.

Tabella 4-2: Sedimenti superficiali: risultati delle prove di identificazione geotecnica

Sondaggio	Campione	z <sub>1</sub> (m)	z <sub>2</sub> (m)	W <sub>nat</sub> (%)	γ <sub>nat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	S (%)	LL (%)	LP (%)	I <sub>c</sub>	sost. org. (%)
G1	1	2	2.5	142.7	11	24.3	81	122	39	-0.25	22.8
G2	1	2	2.5	59.8	17	26.65	108	66	27	0.16	9.1
G4	1	4	4.4	57.5	16.2	26.3	99	63	28	0.16	9.7
G5	2	9	9.5	75.3	14.9	26.3	96	87	36	0.23	15.2
G6	1	3	3.5	124	13.6	26.4	101	86	35	-0.75	13.1
G6	2	8.5	9	83	14.5	26.2	96	92	36	0.16	12.6
G8	1	3	3.5	88.7	15.25	26.1	106	97	34	0.13	9.5
G8	2	7.5	7.9	83.6	14.9	26.1	100	94	37	0.18	12.8
Valori medi				89.3	14.7	26.0	98.4	88.4	34	0.003	13.1

#### 4.1.1.1 Composizione granulometrica

Considerando le percentuali granulometriche (Tabella 4-3) e le curve granulometriche (Figura 4-1) si evince che i sedimenti superficiali sono composti prevalentemente da materiale limo-argilloso. La componente sabbiosa è generalmente inferiore al 15% ma raggiunge in qualche caso valori maggiori (max. 47% nel campione G6); la percentuale di ghiaia è sempre irrilevante. Si è inoltre rilevata la presenza di una significativa componente organica, con valore medio del 13%.

Tabella 4-3: Sedimenti superficiali – Composizione granulometrica

Sondaggio	Campione	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla
G1	C1	1	29	49	21
G2	C1	8	12	52	28
G4	C1	3	15	58	24
G5	C2	1	9	65	25
G6	C1	2	47	33	18
G6	C2	4	16	49	31
G8	C1	1	14	61	24
G8	C2	1	9	59	31



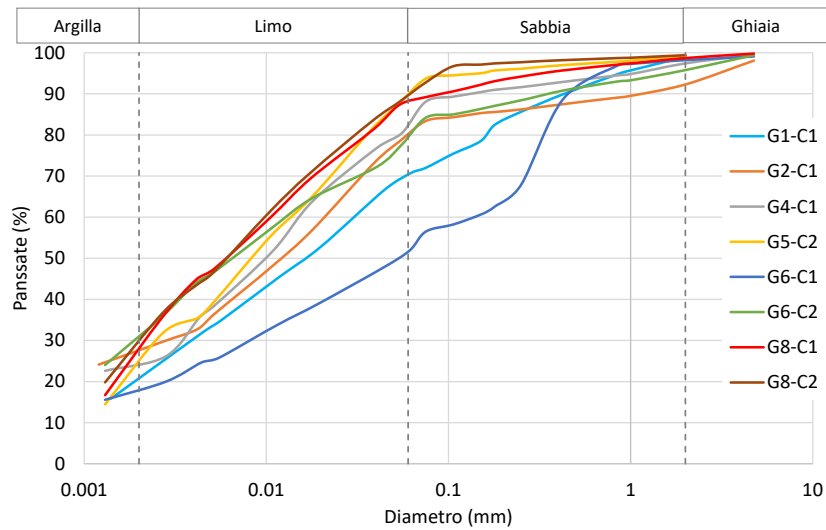


Figura 4-1: Sedimenti superficiali - Curve granulometriche

#### 4.1.1.2 Peso dell'unità di volume e contenuto d'acqua

Il peso dell'unità di volume e il contenuto naturale d'acqua sono diagrammati nella Figura 4-2, in funzione della profondità dal fondale marino. Il peso unitario  $\gamma_{nat}$  risulta compreso tra 11 e 17  $\text{kN/m}^3$ , circa, con valore medio pari a 14.7  $\text{kN/m}^3$  (Figura 4-2.a); il contenuto naturale d'acqua è piuttosto variabile (compreso tra 57.5 e 142.7%) ma risulta comunque molto elevato, con valore medio pari a 89.3% (Figura 4-2.b).

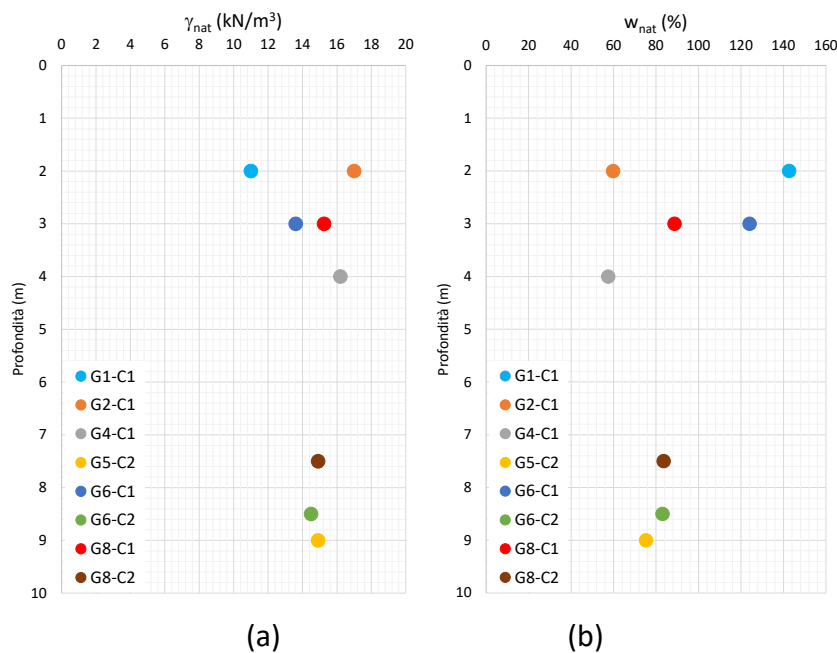


Figura 4-2: Sedimenti superficiali – Peso dell'unità di volume  $\gamma_{nat}$  e Contenuto d'acqua  $w_{nat}$

#### 4.1.1.3 Plasticità e Consistenza

Il Limite di liquidità (LL, compreso tra 63 e 122%) e l'Indice di Plasticità (IP, compreso tra 35 e 83%) sono diagrammati sulla carta di Plasticità di Casagrande (Figura 4-3), dalla quale risulta che i sedimenti superficiali sono costituiti da "Limi argillosi di alta plasticità".

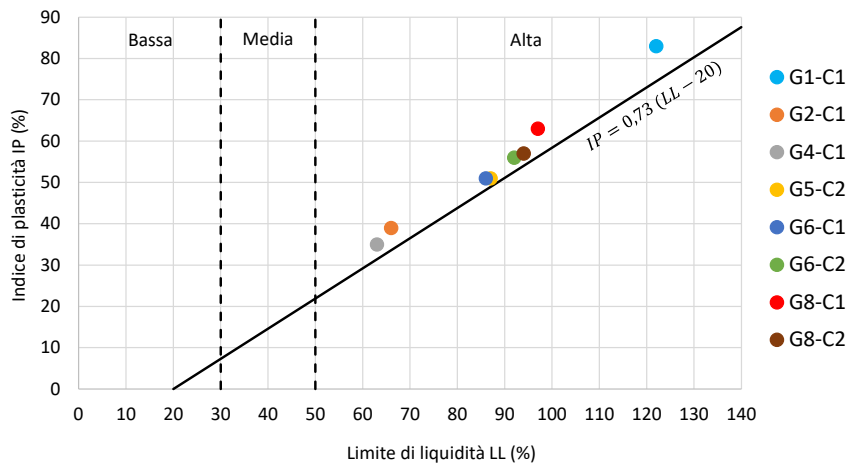


Figura 4-3: Sedimenti superficiali – Carta di plasticità di Casagrande

I limiti di plasticità e di liquidità, il contenuto naturale d'acqua e l'indice di consistenza sono diagrammati in funzione della profondità dal fondale nella Figura 4-4. Si notano valori di consistenza molto ridotti (in due casi, addirittura negativi) che indicano proprietà meccaniche molto scadenti di tale materiale.

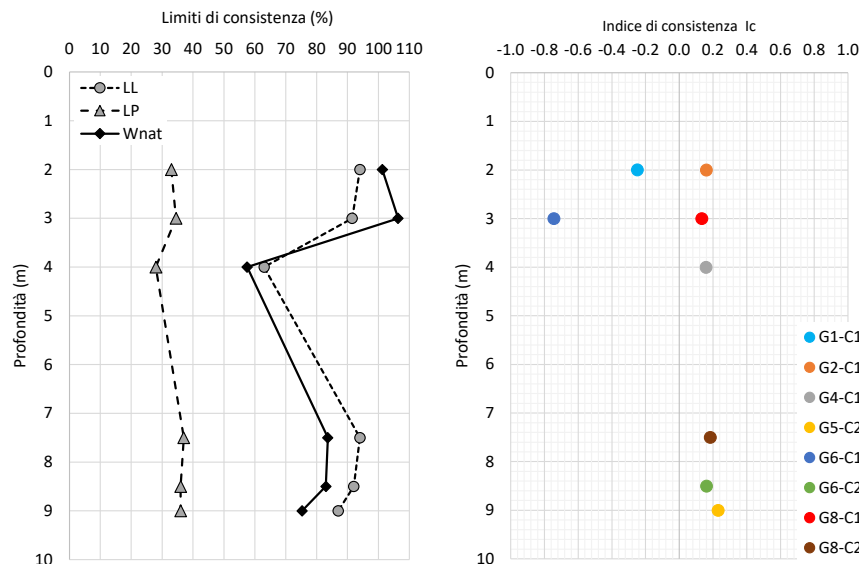


Figura 4-4: Sedimenti superficiali: andamento con la profondità dal fondale dei limiti di plasticità e di liquidità, del contenuto naturale d'acqua e dell'indice di consistenza (N.B. per  $w_{nat}$  si riporta il valore medio, per campioni prelevati alla stessa profondità).

#### 4.1.2 Prove edometriche

Sono state eseguite 7 prove edometriche su altrettanti campioni dei sedimenti superficiali, prelevati a varie profondità (vedi Tabella 4-4).

*Tabella 4-4: Sedimenti superficiali – lista delle prove edometriche*

Sondaggio	Campione	Profondità (m)
G2	C1	2
G4	C1	4
G5	C2	9
G6	C1	3
G6	C2	8.5
G8	C1	3
G8	C2	7.5

I risultati delle prove edometriche sono stati elaborati, confrontati e diagrammati in modo da analizzare i seguenti parametri fondamentali di deformabilità e di consolidazione:

- pressione di consolidazione e rapporto di sovraconsolidazione (par. 4.1.2.1)
- indici di compressibilità e di rigonfiamento (par. 4.1.2.2)
- modulo edometrico (par. 4.1.2.3)
- coefficiente di consolidazione verticale (par. 4.1.2.4)
- coefficiente di permeabilità (par. 4.1.2.5)

##### 4.1.2.1 Pressione di consolidazione e rapporto di sovraconsolidazione (OCR)

La pressione di consolidazione ( $p'_c$ ) è stata confrontata con la tensione verticale efficace ( $\sigma'_v$ ), in modo da ricavare il rapporto di sovraconsolidazione ( $OCR = p'_c/\sigma'_v$ ), ottenendo i risultati riportati nella Tabella 4-5 e diagrammati nella Figura 4-5. I dati evidenziano che il materiale è normal-consolidato ( $OCR \approx 1$ ), come per altro atteso (si possono infatti trascurare i 2 valori di  $OCR > 1$  ricavati per G2 e G6 considerato che, a basse profondità, un piccolo errore nella valutazione grafica di  $\sigma'_c$  viene amplificato nella determinazione di OCR).

Tabella 4-5: Sedimenti superficiali - Pressione di consolidazione  $p'_c$ , tensione verticale efficace  $\sigma'_v$  e rapporto di sovraconsolidazione OCR.

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	$P_c$ (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	OCR
G2	C1	2	23	9.8	2.35
G4	C1	4	22	19.6	1.12
G5	C2	9	45	44.1	1.02
G6	C1	3	30	14.7	2.04
G6	C2	8.5	42	41.65	1.01
G8	C1	3	16	14.7	1.09
G8	C2	7.5	38	36.75	1.03

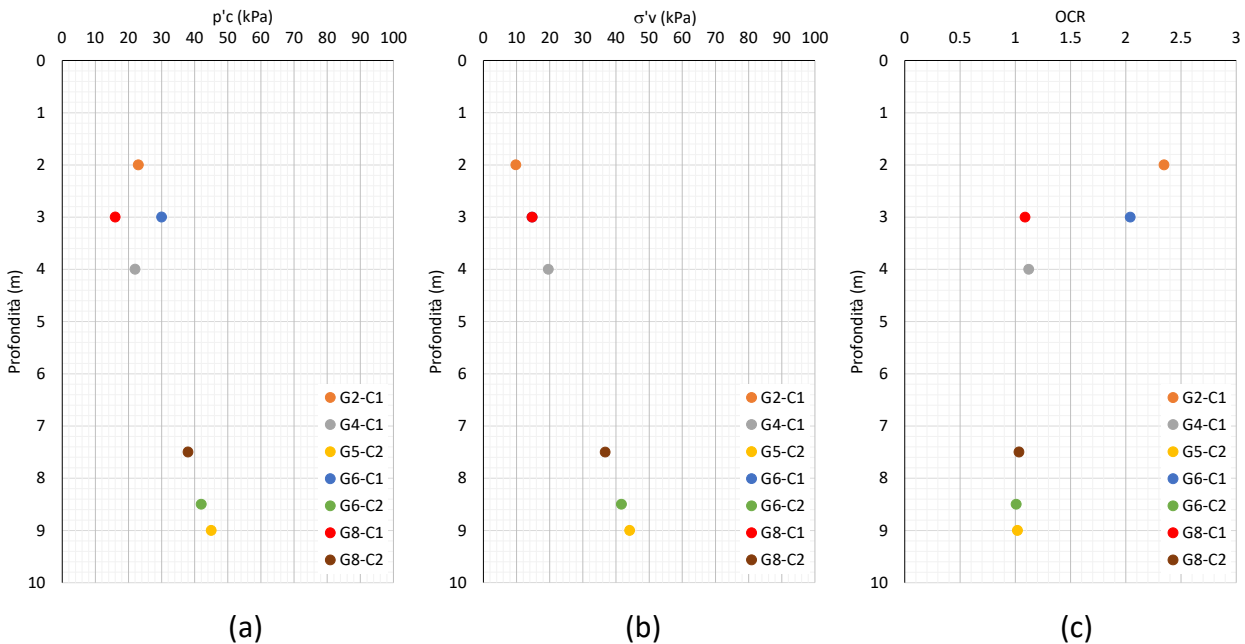


Figura 4-5: Sedimenti superficiali (a) pressione di consolidazione  $p'_c$ , (b) tensione verticale efficace  $\sigma'_v$  e (c) rapporto di sovraconsolidazione OCR.

#### 4.1.2.2 Indici di compressibilità e di rigonfiamento

Gli indici di compressibilità ( $C_c$ ) e di rigonfiamento ( $C_s$ ), ricavati dalle prove edometriche, sono riportati nella Tabella 4-6 e diagrammati nella Figura 4-6, in funzione della profondità di prelievo dei campioni. Si osserva una certa variabilità per entrambi i parametri, collegata alla relativa eterogeneità granulometrica dei materiali. Comunque, i valori di  $C_c$  sono prevalentemente compresi tra 0.6 e 0.7 mentre i valori di  $C_s$  sono di un ordine di grandezza inferiori.

Tabella 4-6: Sedimenti superficiali - Indici di compressibilità  $C_c$  e di rigonfiamento  $C_s$

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	$C_c$	$C_s$
G2	C1	2	0.3	0.05
G4	C1	4	0.5	0.06
G5	C2	9	0.63	0.08
G6	C1	3	0.65	0.05
G6	C2	8.5	0.9	0.1
G8	C1	3	0.63	0.08
G8	C2	7.5	0.68	0.1

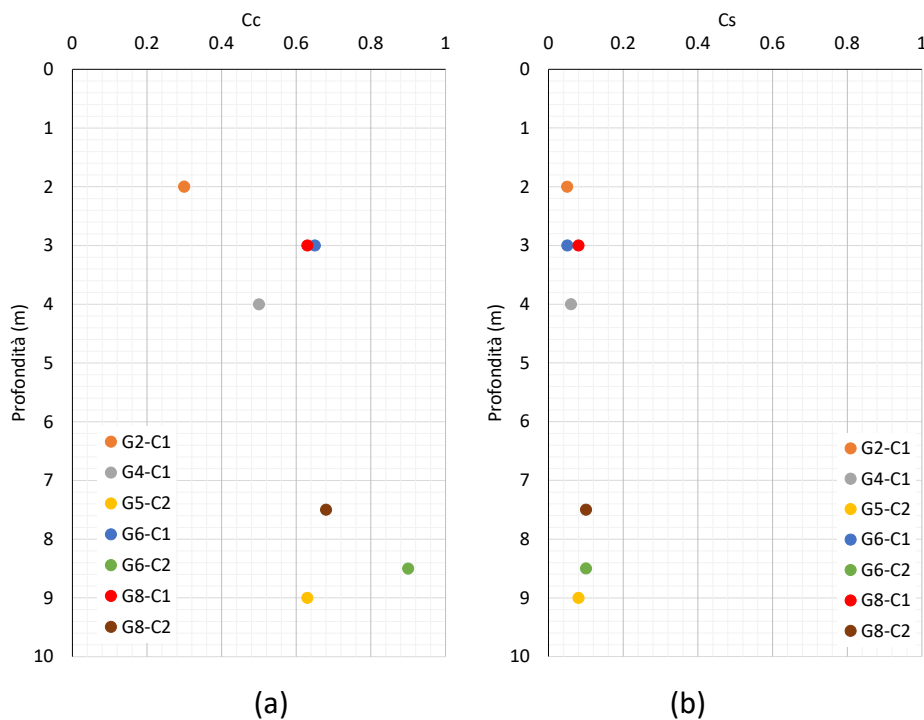


Figura 4-6: Sedimenti superficiali – (a) Indici di compressibilità  $C_c$  e (b) di rigonfiamento  $C_s$

#### 4.1.2.3 Modulo edometrico

I valori del modulo edometrico ( $E_{ed}$ ) dei sedimenti superficiali sono riportati nella Tabella 4-7. Il modulo edometrico dei sedimenti superficiali risulta compreso tra 116 e 3178 kPa con valore medio pari a 792 kPa. Ovviamente il modulo edometrico si incrementa in funzione della pressione applicata. L'andamento di  $E_{ed}$  in funzione della pressione assiale efficace è inoltre rappresentato nella Figura 4-7 e può essere espresso dalla seguente relazione:

$$E_{ed} = 5.35 \sigma'_a + 198 \text{ (kPa)}$$

Tabella 4-7: Sedimenti superficiali - Valori del modulo edometrico

p (kPa)	E <sub>ed</sub> (kPa)						
	G2-C1	G4-C1	G5-C2	G6-C1	G6-C2	G8-C1	G8-C2
0							
6	143	580	169	240	116	180	220
12	385	352	181	291	263	197	239
25	426	387	314	577	307	195	306
49	610	472	419	413	356	341	354
98	907	686	766	850	569	566	611
196	1661	1340	1154	1370	969	1129	1080
392	3178	2358	2304	2298	1843	2164	1991

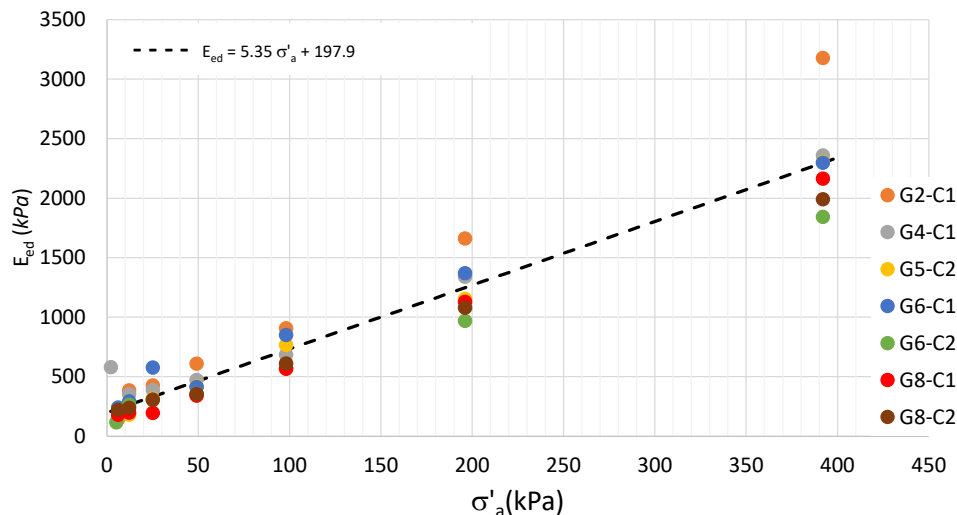


Figura 4-7. Sedimenti superficiali – Andamento del modulo edometrico ( $E_{ed}$ ) in funzione della pressione assiale efficace ( $\sigma'_a$ )

#### 4.1.2.4 Coefficiente di consolidazione verticale $c_v$

I valori del coefficiente di consolidazione verticale  $c_v$  dei sedimenti superficiali sono riportati nella Tabella 4-8. Il coefficiente  $c_v$  risulta compreso tra  $10^{-5}$  e  $3 \times 10^{-4}$   $\text{cm}^2/\text{s}$  con valore medio pari a  $10^{-4}$   $\text{cm}^2/\text{s}$ .

L'andamento di  $c_v$  in funzione della tensione applicata è inoltre rappresentato nella Figura 4-8. Si segnala che la curva interpolante rappresentata in figura è stata ricavata trascurando la prova effettuata sul campione G6-C1, caratterizzato da granulometria relativamente più sabbiosa rispetto agli altri campioni, che ha fornito logicamente valori maggiori di  $c_v$ . La variazione di  $c_v$  ( $\text{cm}^2/\text{s}$ ) in funzione di  $\sigma'$  (kPa) può dunque essere espressa dalla seguente relazione:

$$c_v = 5 \times 10^{-07} \sigma'_a + 9 \times 10^{-05}$$

Tabella 4-8: Sedimenti superficiali - valori del coefficiente di consolidazione verticale  $c_v$

p (kPa)	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)						
	G2-C1	G4-C1	G5-C2	G6-C1	G6-C2	G8-C1	G8-C2
6			1.21x10 <sup>-04</sup>		7.90x10 <sup>-05</sup>	1.10x10 <sup>-04</sup>	1.37x10 <sup>-04</sup>
12	1.14x10 <sup>-04</sup>	1.29x10 <sup>-04</sup>	1.06x10 <sup>-04</sup>	4.51x10 <sup>-05</sup>	8.78x10 <sup>-05</sup>	1.24x10 <sup>-04</sup>	4.88x10 <sup>-05</sup>
25	8.51x10 <sup>-05</sup>	1.05x10 <sup>-04</sup>	8.81x10 <sup>-05</sup>	4.74x10 <sup>-04</sup>	8.70x10 <sup>-05</sup>	1.11x10 <sup>-04</sup>	8.44x10 <sup>-05</sup>
49	1.56x10 <sup>-04</sup>	1.16x10 <sup>-04</sup>	1.00x10 <sup>-04</sup>	8.63x10 <sup>-04</sup>	7.01x10 <sup>-05</sup>	1.02x10 <sup>-04</sup>	7.61x10 <sup>-05</sup>
98	1.79x10 <sup>-04</sup>	1.20x10 <sup>-04</sup>	1.26x10 <sup>-04</sup>	1.89x10 <sup>-03</sup>	7.20x10 <sup>-05</sup>	1.15x10 <sup>-04</sup>	9.63x10 <sup>-05</sup>
196	2.80x10 <sup>-04</sup>	1.19x10 <sup>-04</sup>	1.33x10 <sup>-04</sup>	1.80x10 <sup>-03</sup>	7.80x10 <sup>-05</sup>	9.66x10 <sup>-05</sup>	9.20x10 <sup>-05</sup>
392	2.37x10 <sup>-04</sup>	1.69x10 <sup>-04</sup>		1.88x10 <sup>-03</sup>			

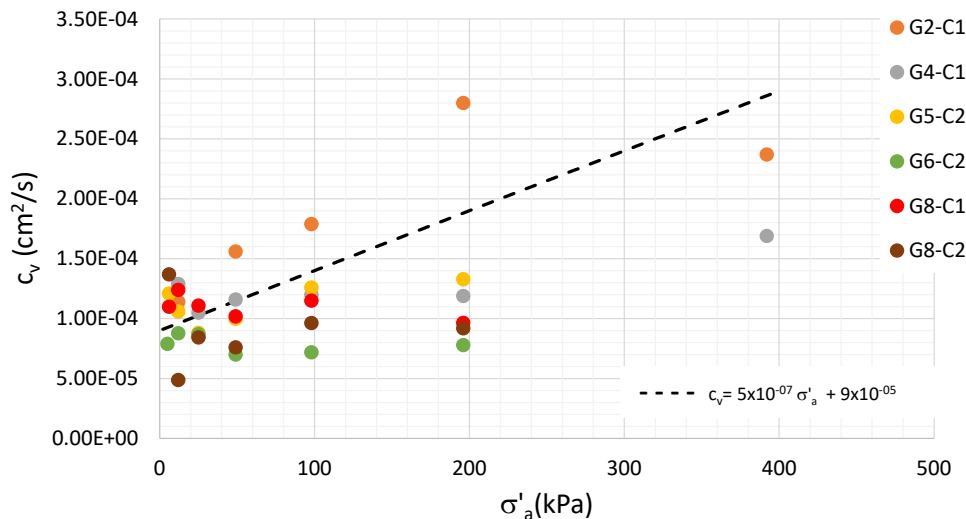


Figura 4-8: Sedimenti superficiali - Coefficiente di consolidazione verticale  $c_v$

#### 4.1.2.5 Coefficiente di Permeabilità

Il coefficiente di permeabilità  $k$  è stato ricavato applicando la teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi, attraverso la nota relazione  $c_v = kE_{ed}/\gamma_w$ ; i valori di  $k$  così ottenuti sono riportati nella Tabella 4-9.

Il coefficiente di permeabilità dei sedimenti superficiali, ricavato dalle prove edometriche, risulta compreso tra  $4.2 \times 10^{-11}$  e  $2.2 \times 10^{-9}$  m/s con valore medio pari a circa  $4 \times 10^{-10}$  m/s.

I valori del coefficiente di permeabilità sono altresì riportati nella Figura 4-9, in funzione della tensione assiale applicata. Si precisa che la curva interpolante è stata ricavata trascurando la prova effettuata sul campione G6-C1, per lo stesso motivo spiegato a proposito di  $c_v$ . La correlazione tra coefficiente di permeabilità  $k$  (m/s) e pressione efficace verticale  $\sigma'_a$  (KPa) è dunque la seguente:

$$k = 1 \times 10^{-09} \sigma'_a^{-0.531}$$

Sul medesimo diagramma della Figura 4-9 sono stati rappresentati anche i due valori di  $k$  misurati direttamente mediante prova di permeabilità a carico variabile (vedi par.4.2.3), che risultano in buon accordo con i valori di  $k$  ricavati dalle prove edometriche.

Tabella 4-9: Sedimenti superficiali – valori del coefficiente di permeabilità  $k$

p (kPa)	k (m/s)						
	G2-C1	G4-C1	G5-C2	G6-C1	G6-C2	G8-C1	G8-C2
6			$7.20 \times 10^{-10}$		$3.00 \times 10^{-10}$	$6.10 \times 10^{-10}$	$6.20 \times 10^{-10}$
12	$2.90 \times 10^{-10}$	$3.60 \times 10^{-10}$	$5.90 \times 10^{-10}$	$1.50 \times 10^{-10}$	$2.90 \times 10^{-10}$	$6.30 \times 10^{-10}$	$2.00 \times 10^{-10}$
25	$2.00 \times 10^{-10}$	$2.70 \times 10^{-10}$	$2.80 \times 10^{-10}$	$8.20 \times 10^{-10}$	$2.40 \times 10^{-10}$	$5.70 \times 10^{-10}$	$2.80 \times 10^{-10}$
49	$2.60 \times 10^{-10}$	$2.50 \times 10^{-10}$	$2.40 \times 10^{-10}$	$2.10 \times 10^{-9}$	$1.20 \times 10^{-10}$	$3.00 \times 10^{-10}$	$2.20 \times 10^{-10}$
98	$2.00 \times 10^{-10}$	$1.70 \times 10^{-10}$	$1.60 \times 10^{-10}$	$2.20 \times 10^{-9}$	$7.40 \times 10^{-11}$	$2.00 \times 10^{-10}$	$1.60 \times 10^{-10}$
196	$1.70 \times 10^{-10}$	$8.90 \times 10^{-11}$	$1.20 \times 10^{-10}$	$1.30 \times 10^{-9}$	$4.20 \times 10^{-11}$	$8.60 \times 10^{-11}$	$8.50 \times 10^{-11}$
392	$7.50 \times 10^{-11}$	$7.20 \times 10^{-11}$		$8.20 \times 10^{-10}$			

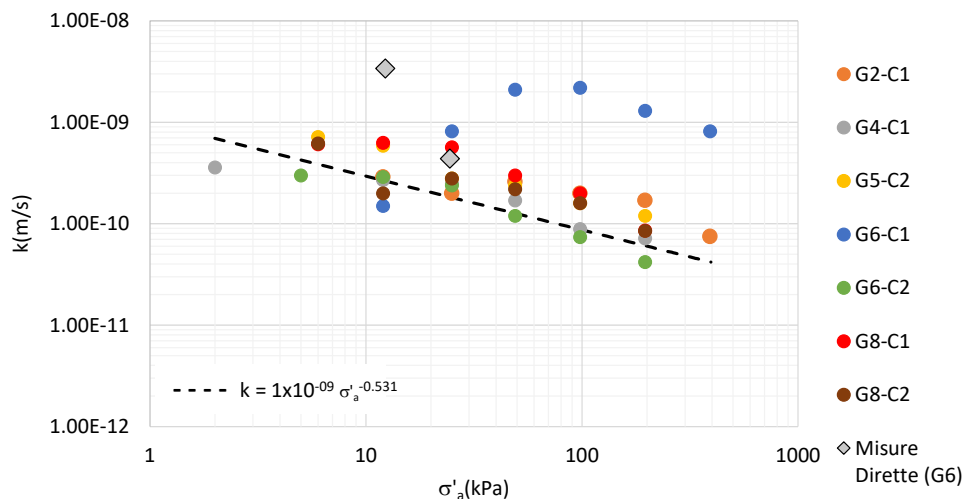


Figura 4-9: Sedimenti superficiali – Andamento del coefficiente di permeabilità  $k$  in funzione della pressione efficace assiale  $\sigma'_a$

#### 4.1.3 Misure dirette di permeabilità

Le due misure dirette della permeabilità (prove a carico variabile) sono state effettuate rispettivamente sui campioni G6-C1 e G6-C2 e hanno fornito i valori del coefficiente di permeabilità riportati in Tabella 4-10. Tali valori sono in buon accordo con la composizione granulometrica dei campioni. Infatti il campione G6-C1 possiede una percentuale di sabbia maggiore rispetto al campione G6-C2 ed è dunque logico che la sua permeabilità risulti relativamente più elevata.



Si osserva infine che i valori di  $k$  misurati mediante le prove a carico variabile sono in buon accordo con i valori del coefficiente di permeabilità ricavati dalle prove edometriche, come già precedentemente evidenziato.

Tabella 4-10: Sedimenti superficiali – Misure dirette del coefficiente di permeabilità

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	Carico verticale imposto (kPa)	Coeff. di permeabilità (m/s)
G6	C1	8.5	12.3	3.4E-09
G6	C2	3	24.5	4.4E-10

#### 4.1.4 Prove Triassiali

La modesta consistenza e l'elevata deformabilità dei sedimenti superficiali non ha consentito l'esecuzione di prove di compressione triassiale affidabili. E' stato solo possibile effettuare una prova non consolidata non drenata (prova tipo U.U.) che ha fornito un valore della coesione non drenata  $c_u=13$  kPa (vedi Tabella 4-11). Considerato che il campione è stato prelevato alla profondità di 3m e che la coesione non drenata si dovrebbe incrementare linearmente con la profondità partendo da un valore pressoché nullo, si può correlare la coesione non drenata con la profondità attraverso la relazione  $c_u = 4.33 z$  essendo  $c_u$  espressa in kPa e  $z$  espressa in m.

Tabella 4-11: Sedimenti superficiali – Prova triassiale UU

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	Tipo prova	Coesione non drenata (kPa)	Coesione drenata (kPa)	Angolo d'attrito drenato (°)
G6	C1	3	UU	13	-	-

#### 4.1.5 Prove di taglio diretto

Per determinare le caratteristiche di resistenza dei sedimenti superficiali, in condizioni drenate, sono state eseguite diverse prove di taglio diretto, su 4 campioni prelevati a varie profondità (Tabella 4-12). I risultati delle prove, diagrammati nella Figura 4-10, indicano che la coesione è trascurabile e che l'angolo d'attrito  $\phi$  è pari a circa  $26^\circ$ .

Tabella 4-12: Sedimenti superficiali – Prove di taglio diretto

Sondaggio	Campione	Profondità (m)
G4	C1	4
G5	C2	9
G6	C2	8.5
G8	C1	3

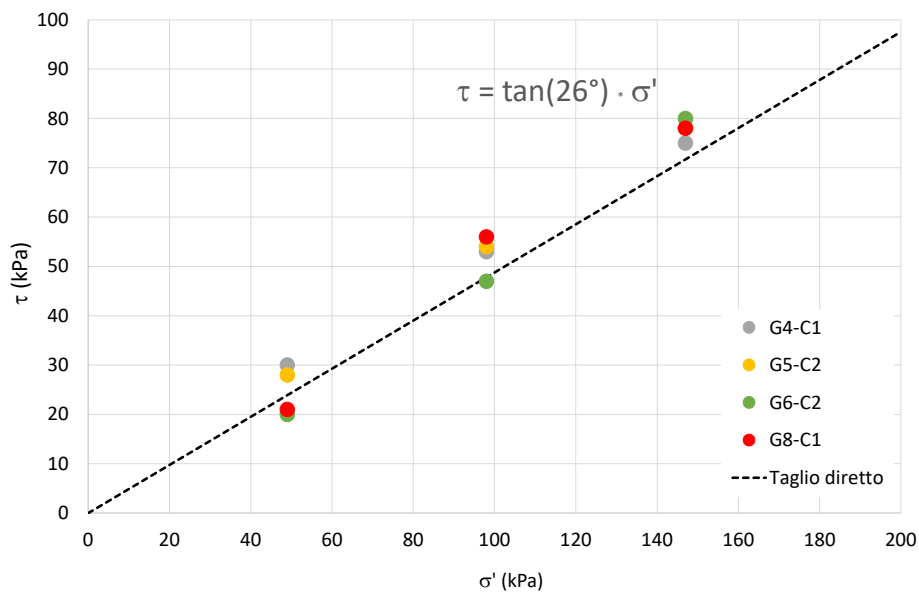


Figura 4-10: Sedimenti superficiali – Inviluppo di rottura ricavato dalle prove di taglio diretto

## 4.2 Argille Marnose

### 4.2.1 Identificazione geotecnica

I risultati delle prove di identificazione geotecnica effettuate sulle Argille Marnose sono riportati separatamente per le Argille Marnose Gialle (Tabella 4-13) e per le Argille Marnose Azzurre (Tabella 4-14). Si osserva tuttavia che i dati sono molto simili per i due materiali e si ritiene dunque opportuno trattare unitariamente le due unità litologiche, dal punto di vista geotecnico.

*Tabella 4-13: Argille Marnose Gialle: risultati delle prove di identificazione geotecnica*

Sondaggio	Campione	z <sub>1</sub> (m)	z <sub>2</sub> (m)	w <sub>nat</sub> (%)	γ <sub>nat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	S (%)	LL (%)	LP (%)	I <sub>c</sub>	sost. org. (%)
G4	2	8	8.5	34.2	18.6	26.7	100	68	28	0.85	10.3
G6	3	13.5	14	36	18.3	26.6	100	71	30	0.85	6.9
G11	1	1.5	2	30.5	19.1	26.8	100	65	26	0.88	10

Valori Medi				35.1	18.5	26.7	100	69.5	29.0	0.85	8.6
-------------	--	--	--	------	------	------	-----	------	------	------	-----

*Tabella 4-14: Argille Marnose Azzurre: risultati delle prove di identificazione geotecnica*

Sondaggio	Campione	z <sub>1</sub> (m)	z <sub>2</sub> (m)	w <sub>nat</sub> (%)	γ <sub>nat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	S (%)	LL (%)	LP (%)	I <sub>c</sub>	sost. org. (%)
G1	3	11.2	11.7	30.7	19.1	26.6	102	62	25	0.85	5.7
G3	2	9	9.5	27.5	19.4	26.3	101	50	24	0.87	7.3
G3	3	14.5	14.9	31.8	18.7	26.3	100	62	25	0.82	10
G3	4	19	19.5	29.8	19.4	26.6	103	59	24	0.83	10.5
G3	5	23.4	23.9	29.7	18.9	26.3	99	61	27	0.92	8
G3	6	29.4	29.9	30.3	19.2	26.8	101	64	27	0.89	10.1
G3	7	32.6	33	29.3	19.2	26.6	100	60	26	0.9	9.4
G5	3	13	13.5	33.3	18.9	26.7	102	59	25	0.76	9
G5	4	17.5	18	33.3	18.9	26.9	101	69	28	0.87	12.5
G6	4	17.5	18	31.5	19	26.7	101	68	29	0.91	/
G10	1	6	6.5	36.2	18.3	26.6	100	69	29	0.82	7.4
G10	2	12	12.5	30.7	19.1	26.6	101	58	25	0.83	8.6
G10	4	22	22.45	32.8	18.9	26.9	101	77	28	0.9	9.2
G10	6	32.8	33.3	30.9	19	26.7	100	73	29	0.96	9.3

Valori Medi				32.7	18.8	26.7	100.5	69.3	27.8	0.88	8.6
-------------	--	--	--	------	------	------	-------	------	------	------	-----

#### 4.2.1.1 Composizione granulometrica

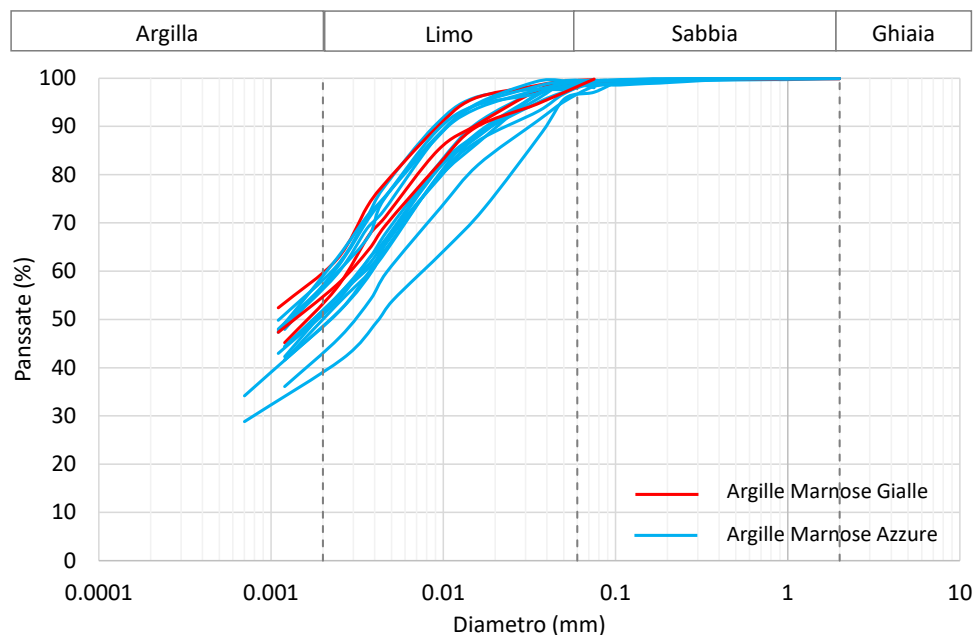
Le percentuali delle diverse componenti granulometriche sono riportate nella Tabella 4-15 per le Argille Gialle e nella Tabella 4-16 per le Argille Azzurre. Le curve granulometriche di entrambi i materiali sono altresì riportate su un medesimo diagramma nella Figura 4-11, dal quale si evince che i due materiali sono caratterizzati da una composizione granulometrica praticamente coincidente. Infatti, sia le Argille Azzurre che le Argille Gialle sono costituiti da limo e argilla, con percentuali limose e argillose leggermente variabili ma praticamente equivalenti e sono sostanzialmente esenti da componente sabbiosa.

**Tabella 4-15: Argille Marnose Gialle – Composizione granulometrica**

Sondaggio	Campione	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla
G4	C2	0	1	46	53
G6	C3	0	0	40	60
G11	C1	0	1	44	55

**Tabella 4-16: Argille Marnose Azzurre – Composizione granulometrica**

Sondaggio	Campione	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla
G1	C3	0	2	49	49
G3	C2	0	2	57	40
G3	C3	0	1	48	51
G3	C4	0	3	54	43
G3	C5	0	1	47	52
G3	C6	0	2	47	51
G3	C7	0	1	50	49
G5	C3	0	2	46	52
G5	C4	0	1	41	58
G6	C4	0	0	43	57
G10	C1	0	0	44	56
G10	C2	0	1	49	50
G10	C4	0	1	42	27
G10	C6	0	1	40	59



**Figura 4-11: Argille Marnose – Curve granulometriche  
20/41**

#### 4.2.1.2 Peso dell'unità di volume e contenuto d'acqua

I valori del peso naturale dell'unità di volume  $\gamma_{nat}$  e del contenuto d'acqua naturale  $w_{nat}$  delle Argille Marnose Gialle e delle Argille Marnose Azzurre (vedi Tabella 4-13 e Tabella 4-14) sono diagrammati nella Figura 4-2; da tali diagrammi si evince che non vi sono differenze tra i due materiali, i quali possono dunque essere considerati unitariamente, come già evidenziato a proposito della loro composizione granulometrica.

In sintesi, dunque, il peso unitario  $\gamma_{nat}$  delle Argille Marnose è compreso tra 18.3 e 19.4 kN/m<sup>3</sup>, con valore medio pari a 18.9 kN/m<sup>3</sup> (Figura 4-12.a) e il contenuto naturale d'acqua è compreso tra 27.5 e 36.2%, con valore medio pari a 31.7% (Figura 4-12.b).

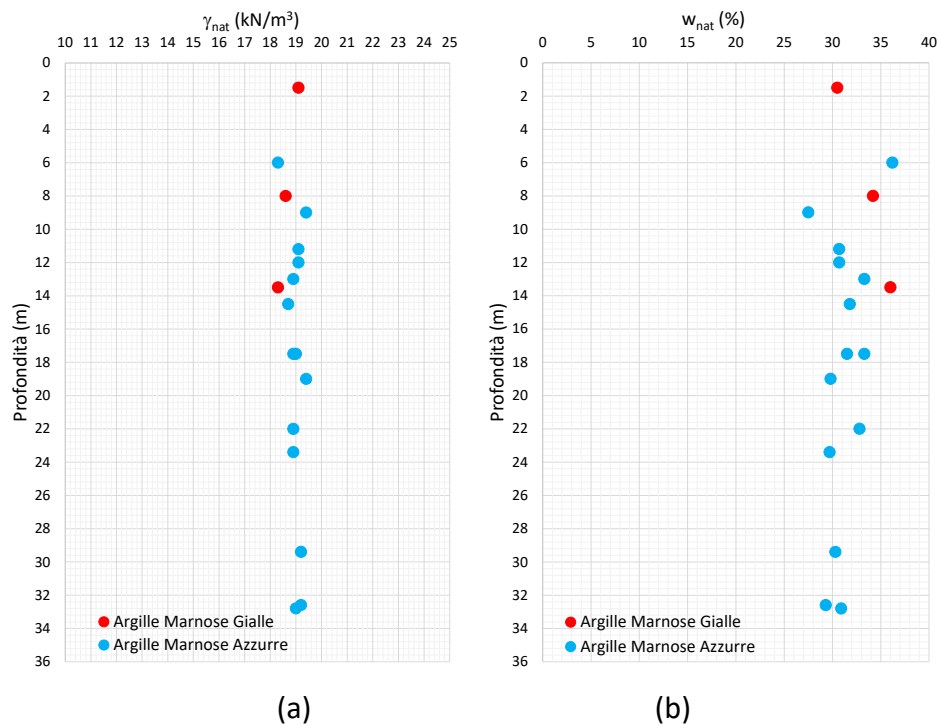


Figura 4-12: Argille Marnose - Peso dell'unità di volume  $\gamma_{nat}$  e Contenuto d'acqua  $w_{nat}$

#### 4.2.1.3 Plasticità e Consistenza

Il Limite di liquidità (LL, 50 ÷ 77%) e l'Indice di Plasticità (IP, 26 ÷ 49%) sono diagrammati sulla carta di Plasticità di Casagrande (Figura 4-13), dalla quale risulta che, anche in questo caso, non vi è differenza tra i due materiali i quali ricadono entrambi nel campo delle "argille con alta plasticità".

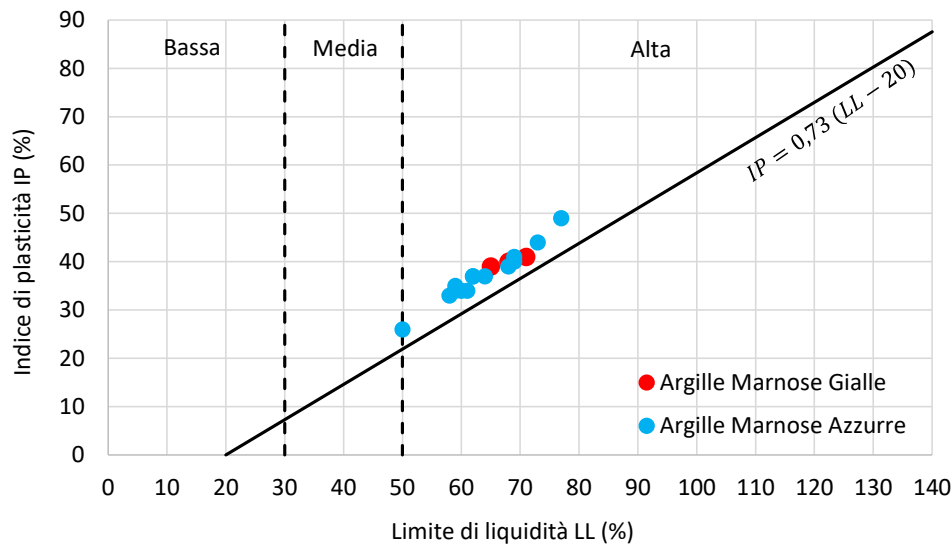


Figura 4-13: Argille Marnose – Carta di plasticità di Casagrande

I limiti di plasticità e di liquidità, il contenuto naturale d’acqua e l’indice di consistenza delle Argille Marnose sono inoltre diagrammati nella Figura 4-14, dalla quale si osserva che l’indice di consistenza è compreso tra 0,8 e 1 incrementandosi leggermente con la profondità. Tali valori sono sintomatici di un materiale dotato di elevate caratteristiche meccaniche.

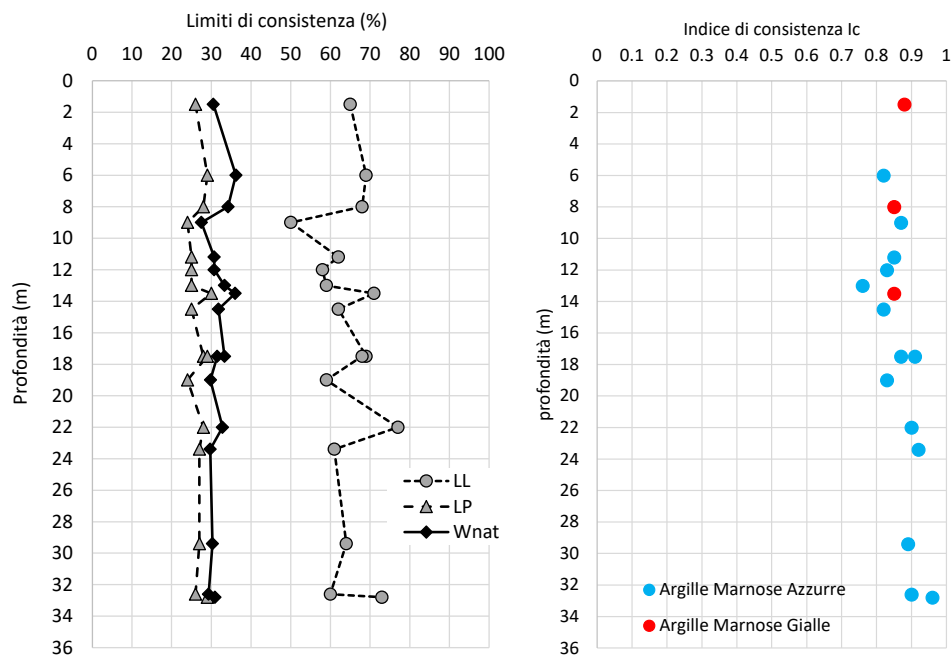


Figura 4-14: Argille Marnose - limiti di plasticità e di liquidità, contenuto naturale d’acqua e indice di consistenza – andamento con la profondità rispetto al fondale marino.

## 4.2.2 Prove edometriche

Sono state eseguite 3 prove edometriche su campioni delle Argille Marnose Gialle (vedi Tabella 4-17) e 9 prove edometriche su campioni delle Argille Marnose Azzurre (vedi Tabella 4-18), prelevati a varie profondità.

*Tabella 4-17: Argille Marnose Gialle – Prove edometriche*

Sondaggio	Campione	Profondità (m)
G4	2	8
G6	3	13.5
G11	1	1.5

*Tabella 4-18: Argille Marnose Azzurre – Prove edometriche*

Sondaggio	Campione	Profondità (m)
G3	2	9
G3	3	14.5
G3	5	23.4
G3	7	32.6
G5	3	13
G6	4	17.5
G10	1	6
G10	4	22
G10	6	32.8

I risultati delle prove edometriche sono stati elaborati, confrontati e diagrammati in modo da analizzare i seguenti parametri fondamentali di deformabilità e di consolidazione:

- pressione di consolidazione e rapporto di sovraconsolidazione (par. 4.1.2.1 e 4.1.2.1)
- indici di compressibilità e di rigonfiamento (par. 4.1.2.2)
- modulo edometrico (par. 4.1.2.3)
- coefficiente di consolidazione verticale (par. 4.1.2.4)
- coefficiente di permeabilità (par. 4.1.2.5)

### 4.2.2.1 Pressione di consolidazione e rapporto di sovraconsolidazione (OCR)

La pressione di consolidazione ( $p'_c$ ) è stata confrontata con la tensione verticale efficace ( $\sigma'_v$ ), in modo da ricavare il rapporto di sovraconsolidazione ( $OCR = p'_c/\sigma'_v$ ), ottenendo i risultati riportati nella Tabella 4-19 e nella Tabella 4-20, rispettivamente per le Argille Marnose Gialle e per le Argille Marnose Azzurre. Tali risultati sono stati inoltre diagrammati nella Figura 4-15. I dati sperimentali si

dispongono, anche in questo caso, con il medesimo andamento per i due materiali. In particolare, l'andamento della pressione di consolidazione si incrementa solo leggermente con la profondità mentre logicamente il rapporto di sovraconsolidazione risulta molto elevato fino a circa 10 metri ma poi si attesta su un valore medio  $OCR=4$ . Dal punto di vista geotecnico trattasi dunque di materiale fortemente sovraconsolidato, come era per altro atteso.

*Tabella 4-19: Argille Marnose Gialle - Pressione di consolidazione  $p'_c$ , tensione verticale efficace  $\sigma'_v$  e rapporto di sovraconsolidazione OCR.*

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	$P_c$ (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	OCR
G4	2	8	600	73.6	8.15
G6	3	13.5	650	124.2	5.23
G11	1	1.5	350	13.8	25.36

*Tabella 4-20: Argille Marnose Azzurre - Pressione di consolidazione  $p'_c$ , tensione verticale efficace  $\sigma'_v$  e rapporto di sovraconsolidazione OCR.*

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	$P_c$ (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	OCR
G3	2	9	800	82.8	9.66
G3	3	14.5	600	133.4	4.49
G3	5	23.4	800	215.28	3.71
G3	7	32.6	700	299.92	2.33
G5	3	13	550	119.6	4.59
G6	4	17.5	700	161	4.35
G10	1	6	700	55.2	12.68
G10	4	22	800	202.4	3.95
G10	6	32.8	1100	301.76	3.64



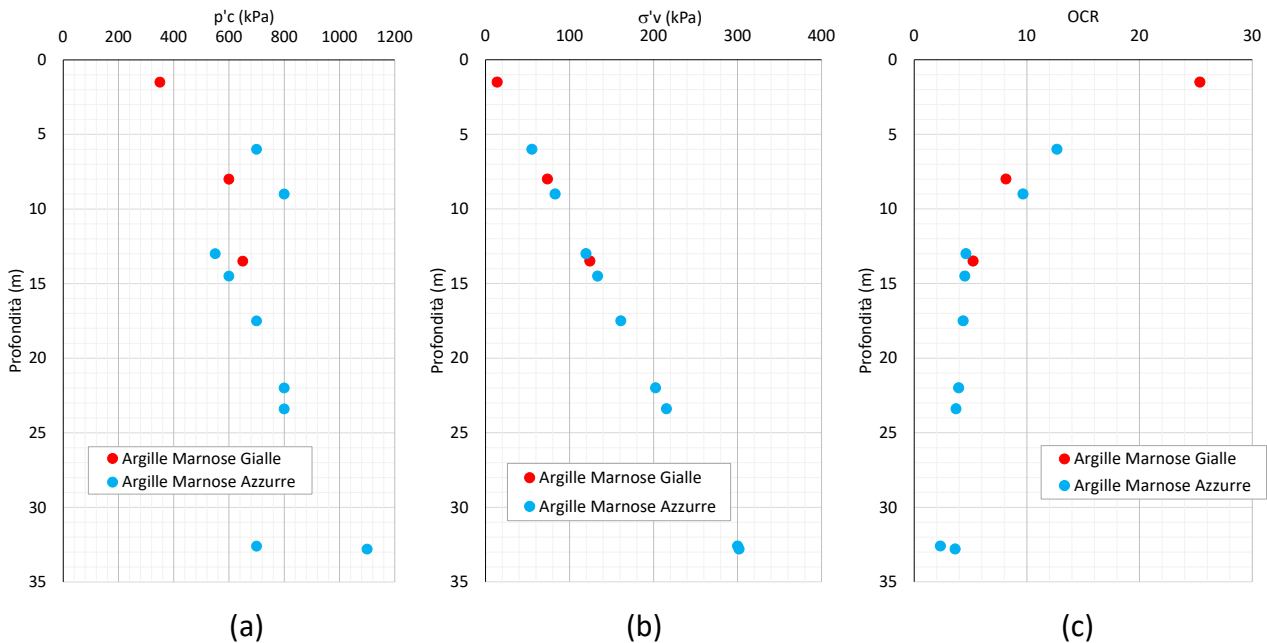


Figura 4-15: Argille Marnose (a) Pressione di consolidazione  $p'_c$ , (b) tensione verticale efficace  $\sigma'_v$  e (c) rapporto di sovraconsolidazione OCR.

#### 4.2.2.2 Indici di compressibilità e di rigonfiamento

Gli indici di compressibilità ( $C_c$ ) e di rigonfiamento ( $C_s$ ), ricavati dalle prove edometriche, sono riportati nella Tabella 4-21 per le Argille Marnose Gialle e nella Tabella 4-22 per le Argille Marnose Azzurre. Tali dati sono inoltre diagrammati nella Figura 4-16, in funzione della profondità di prelievo dei campioni. Anche in questo caso, non si notano differenze significative tra i due materiali. I valori di  $C_c$  sono generalmente compresi tra 0.3 e 0.4; i valori di  $C_s$  sono compresi tra 0.08 e 0.13.

Tabella 4-21: Argille Marnose Gialle - Indici di compressibilità e rigonfiamento

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	$C_c$	$C_s$
G4	2	8	0.26	0.1
G6	3	13.5	0.38	0.13
G11	1	1.5	0.36	0.08

Tabella 4-22: Argille Marnose Azzurre - Indici di compressibilità e rigonfiamento

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	$c_c$	$c_s$
G3	2	9	0.28	0.11
G3	3	14.5	0.32	0.12
G3	5	23.4	0.32	0.13
G3	7	32.6	0.36	0.15
G5	3	13	0.33	0.12
G6	4	17.5	0.34	0.15
G10	1	6	0.4	0.14
G10	4	22	0.4	0.12
G10	6	32.8	0.45	0.18

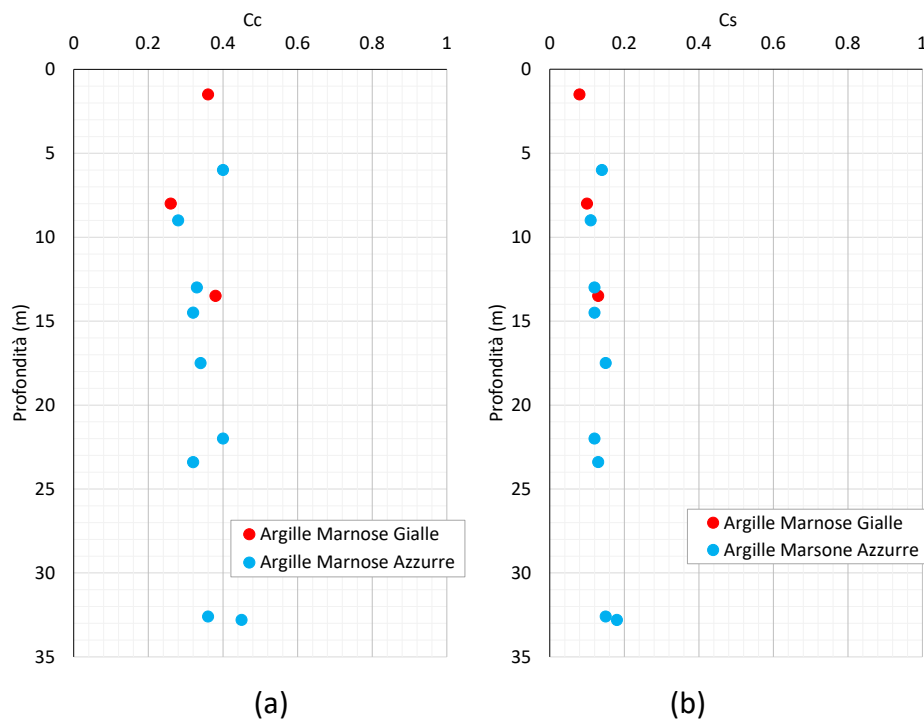


Figura 4-16: Argille Marnose – (a) Indici di compressibilità  $c_c$  e (b) di rigonfiamento  $c_s$

#### 4.2.2.3 Modulo edometrico

I valori del modulo edometrico ( $E_{ED}$ ) delle Argille Marnose Gialle e delle Argille Marnose Azzurre sono riportati nella Tabella 4-23 e nella Tabella 4-24. L'andamento di  $E_{ed}$  in funzione della pressione assiale efficace è rappresentato nella Figura 4-17. Anche in questo caso, non si notano differenze significative tra i due materiali. I medesimi dati sono inoltre diagrammati nella Figura 4-17 in cui non sono stati rappresentati i valori ottenuti nel primo step di carico, in quando solitamente affetti dal disturbo di campionamento. Logicamente il modulo edometrico si incrementa considerevolmente

in funzione della pressione applicata. Nel caso in esame, la dipendenza di  $E_{ED}$  (kPa) da  $\sigma'_a$  (kPa) può essere approssimata dalla seguente relazione:

$$E_{ed} = 5.27 \sigma'_a + 9720$$

Tabella 4-23: Argille Marnose Gialle – Valori del modulo edometrico

p (kPa)	E <sub>ed</sub> (kPa)		
	G4-C2	G6-C3	G11-C1
25		35714	70429
49		6482	15478
98	13364	6729	7524
196	6392	6054	5142
392	3860	6831	6033
785	9973	9517	9876
1570	14591	13298	17450
3139	21937	21151	31785
4709	32278		
6278		38478	55922

Tabella 4-24: Argille Marnose Azzurre – Valori del modulo edometrico

p (kPa)	E <sub>ed</sub> (kPa)								
	G3-C2	G3-C3	G3-C5	G3-C7	G5-C3	G6-C4	G10-C1	G10-C4	G10-C6
49	108448	21304		23842	8596		325309		44545
98	10962	14379	103210	13364	3719	20457	10166	51592	23308
196	8196	10534	22548	14189	4725	11324	8557	15795	88802
392	8098	8658	16054	11807	5690	10730	8728	1869	20016
785	12292	11379	14497	12605	8529	11081	11967	1976	22269
1570	18153	16287	17665	18033	13992	14586	14286	16406	23287
3139	29607	25825	26803	26006	23509	23791	20485	23560	18517
4709			40935						
6278	52668	47510		46775	45444		38417	38870	37114

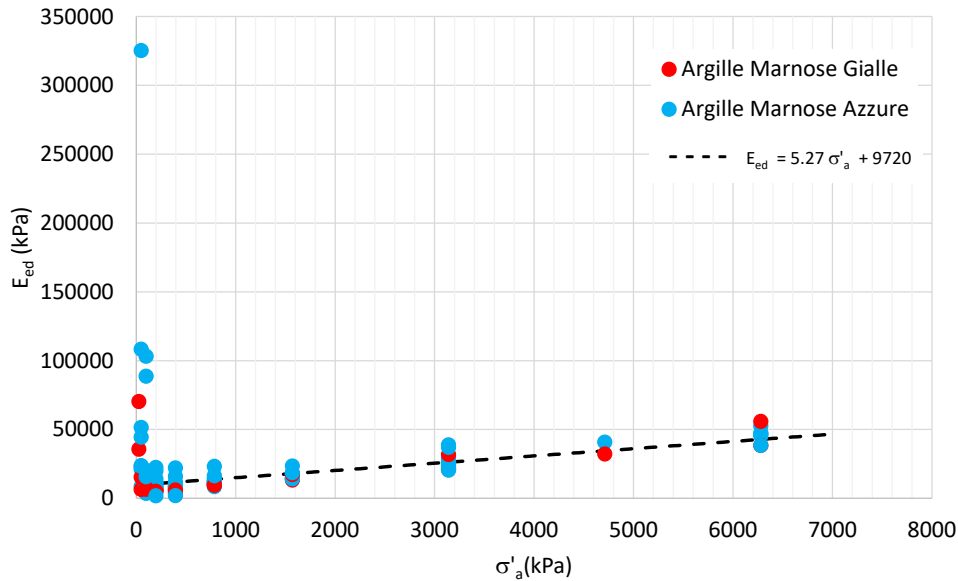


Figura 4-17: Argille Marnose – Modulo edometrico

#### 4.2.2.4 Coefficiente di consolidazione verticale $c_v$

I valori del coefficiente di consolidazione verticale ( $c_v$ ) delle Argille Marnose Gialle e delle Argille Marnose Azzurre sono riportati nella Tabella 4-25 e nella Tabella 4-26.

Il coefficiente  $c_v$  risulta compreso tra  $3.1 \times 10^{-5}$  e  $3.3 \times 10^{-3}$   $\text{cm}^2/\text{s}$  con l'unica eccezione di un valore anomalo ottenuto nella prova G10-C6, che è stato dunque scartato nelle successive elaborazioni. Ciò premesso, il valore medio di  $c_v$  risulta pari a circa  $3.3 \times 10^{-4}$   $\text{cm}^2/\text{s}$ .

L'andamento di  $c_v$  in funzione della tensione applicata è inoltre rappresentato nella Figura 4-18, che evidenzia valori leggermente minori per le Argille Marnose Gialle rispetto alle Argille Marnose Azzurre. La variazione di  $c_v$  ( $\text{cm}^2/\text{s}$ ) in funzione di  $\sigma'$  (kPa) può comunque essere espressa dalla seguente relazione:

$$c_v = 0.0048 \sigma'_a^{-0.462}$$

Tabella 4-25: Argille Marnose Gialle – Valori del coefficiente di consolidazione verticale  $c_v$

p (kPa)	$c_v$ ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )		
	G4-C2	G6-C3	G11-C1
98	$1.06 \times 10^{-03}$	$1.73 \times 10^{-04}$	$5.97 \times 10^{-04}$
196	$1.56 \times 10^{-04}$	$1.92 \times 10^{-04}$	$2.82 \times 10^{-04}$
392	$1.46 \times 10^{-04}$	$1.40 \times 10^{-04}$	$1.58 \times 10^{-04}$
785	$1.00 \times 10^{-04}$	$1.14 \times 10^{-04}$	$1.21 \times 10^{-04}$
1570	$6.85 \times 10^{-05}$	$9.59 \times 10^{-05}$	$1.11 \times 10^{-04}$
3139	$4.56 \times 10^{-05}$	$8.87 \times 10^{-05}$	$1.02 \times 10^{-04}$
4709	$3.10 \times 10^{-05}$		

Tabella 4-26: Argille Marnose Azzurre – Valori del coefficiente di consolidazione verticale  $c_v$

p (kPa)	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)								
	G3-C2	G3-C3	G3-C5	G3-C7	G5-C3	G6-C4	G10-C1	G10-C4	G10-C6
98	7.56x10 <sup>-04</sup>				6.82x10 <sup>-04</sup>	3.29x10 <sup>-03</sup>			
196	3.79x10 <sup>-04</sup>	3.90x10 <sup>-04</sup>	9.93x10 <sup>-04</sup>	9.12x10 <sup>-04</sup>	3.96x10 <sup>-04</sup>	3.61x10 <sup>-04</sup>	4.99x10 <sup>-04</sup>	1.10x10 <sup>-03</sup>	
392	3.68x10 <sup>-04</sup>	1.78x10 <sup>-04</sup>	4.20x10 <sup>-04</sup>	5.26x10 <sup>-04</sup>	2.68x10 <sup>-04</sup>	1.82x10 <sup>-04</sup>	4.26x10 <sup>-04</sup>	2.96x10 <sup>-04</sup>	7.25x10 <sup>+04</sup>
785	3.83x10 <sup>-04</sup>	1.75x10 <sup>-04</sup>	2.36x10 <sup>-04</sup>	2.98x10 <sup>-04</sup>	2.40x10 <sup>-04</sup>	1.71x10 <sup>-04</sup>	3.83x10 <sup>-04</sup>	1.85x10 <sup>-04</sup>	2.64x10 <sup>+04</sup>
1570	2.93x10 <sup>-04</sup>	1.42x10 <sup>-04</sup>	1.73x10 <sup>-04</sup>	2.94x10 <sup>-04</sup>	1.87x10 <sup>-04</sup>	1.29x10 <sup>-04</sup>	1.60x10 <sup>-04</sup>	1.60x10 <sup>-04</sup>	4.43x10 <sup>+04</sup>
3139	2.59x10 <sup>-04</sup>	1.14x10 <sup>-04</sup>	1.31x10 <sup>-04</sup>	2.42x10 <sup>-04</sup>	1.82x10 <sup>-04</sup>		1.22x10 <sup>-04</sup>	1.31x10 <sup>-04</sup>	2.19x10 <sup>+05</sup>
4709			1.01x10 <sup>-04</sup>						
6278		1.13x10 <sup>-04</sup>		1.76x10 <sup>-04</sup>			1.26x10 <sup>-04</sup>	1.07x10 <sup>-04</sup>	1.95x10 <sup>+05</sup>

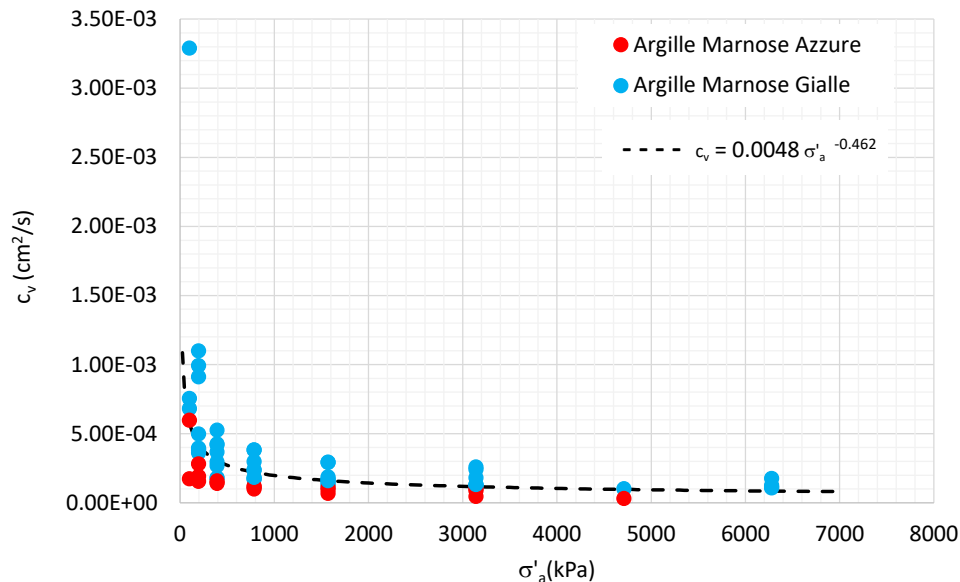


Figura 4-18: Argille Marnose – Coefficiente di consolidazione verticale  $c_v$

#### 4.2.2.5 Coefficiente di permeabilità

Il coefficiente di permeabilità  $k$  è stato ricavato applicando la teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi, attraverso la nota relazione  $c_v = kE_{ed}/\gamma_w$ ; i valori di  $k$  così ottenuti sono riportati nella Tabella 4-27 e nella Tabella 4-28.

Il coefficiente di permeabilità  $k$  ricavato dalle prove edometriche risulta compreso tra  $2.2 \times 10^{-12}$  e  $1.8 \times 10^{-10}$  m/s con l'unica eccezione di un valore anomalo ottenuto nella prova G10-C6, che è stato dunque scartato nelle successive elaborazioni. Ciò premesso, il valore medio di  $k$  risulta pari a  $3.2 \times 10^{-11}$  m/s.

I valori del coefficiente di permeabilità sono altresì riportati nella Figura 4-19, in funzione della tensione assiale applicata. La correlazione tra coefficiente di permeabilità  $k$  (m/s) e pressione efficace verticale  $\sigma'_a$  (kPa) è esprimibile tramite la seguente relazione:

$$k = 2 \times 10^{-9} \sigma'_a{}^{-0.749}$$

Sul medesimo diagramma della Figura 4-19 è stato rappresentato anche il valore di  $k$  misurato direttamente mediante una prova di permeabilità a carico variabile (vedi par.4.2.3), che risulta in perfetto accordo con i valori di  $k$  ricavati dalle prove edometriche. In ogni caso, tutti i valori del coefficiente di permeabilità risultano ampiamente inferiori al limite di  $10^{-9}$  m/s, rappresentato con linea verde tratteggiata nella Figura 4-19.

*Tabella 4-27: Argille Marnose Gialle – Valori di coefficiente di permeabilità  $k$*

p (kPa)	k (m/s)		
	G4-C2	G6-C3	G11-C1
98	$8.00 \times 10^{-11}$	$2.60 \times 10^{-11}$	$7.90 \times 10^{-11}$
196	$4.40 \times 10^{-11}$	$3.20 \times 10^{-11}$	$5.50 \times 10^{-11}$
392	$1.00 \times 10^{-11}$	$2.10 \times 10^{-11}$	$2.60 \times 10^{-11}$
785	$2.90 \times 10^{-11}$	$1.20 \times 10^{-11}$	$1.20 \times 10^{-11}$
1570	$1.70 \times 10^{-11}$	$7.20 \times 10^{-12}$	$6.30 \times 10^{-11}$
3139	$7.20 \times 10^{-12}$	$4.20 \times 10^{-12}$	$3.20 \times 10^{-12}$

*Tabella 4-28: Argille Marnose Azzurre – Valori di coefficiente di permeabilità  $k$*

p (kPa)	k (m/s)								
	G3-C2	G3-C3	G3-C5	G3-C7	G5-C3	G6-C4	G10-C1	G10-C4	G10-C6
98	$6.90 \times 10^{-11}$				$1.80 \times 10^{-10}$	$1.60 \times 10^{-10}$			
196	$4.60 \times 10^{-11}$	$3.70 \times 10^{-11}$	$4.40 \times 10^{-11}$	$6.40 \times 10^{-11}$	$8.40 \times 10^{-11}$	$3.20 \times 10^{-11}$	$5.80 \times 10^{-11}$	$6.90 \times 10^{-11}$	
392	$4.50 \times 10^{-11}$	$2.10 \times 10^{-11}$	$2.60 \times 10^{-11}$	$4.50 \times 10^{-11}$	$4.70 \times 10^{-11}$	$1.70 \times 10^{-11}$	$4.90 \times 10^{-11}$	$2.50 \times 10^{-11}$	$3.60 \times 10^{-03}$
785	$3.10 \times 10^{-11}$	$1.50 \times 10^{-11}$	$1.60 \times 10^{-11}$	$2.40 \times 10^{-11}$	$2.80 \times 10^{-11}$	$1.50 \times 10^{-11}$	$3.20 \times 10^{-11}$	$1.50 \times 10^{-11}$	$1.20 \times 10^{-03}$
1570	$1.60 \times 10^{-11}$	$8.70 \times 10^{-12}$	$9.80 \times 10^{-11}$	$1.60 \times 10^{-11}$	$1.30 \times 10^{-11}$	$8.80 \times 10^{-12}$	$1.10 \times 10^{-11}$	$9.70 \times 10^{-12}$	$1.90 \times 10^{-03}$
3139	$8.80 \times 10^{-12}$	$4.40 \times 10^{-12}$	$4.90 \times 10^{-12}$	$9.30 \times 10^{-12}$	$7.70 \times 10^{-12}$		$6.00 \times 10^{-12}$	$5.60 \times 10^{-12}$	$1.20 \times 10^{-02}$
4709			$2.50 \times 10^{-12}$						
6278		$2.20 \times 10^{-12}$		$3.80 \times 10^{-12}$			$3.30 \times 10^{-12}$	$2.80 \times 10^{-12}$	$5.30 \times 10^{-03}$

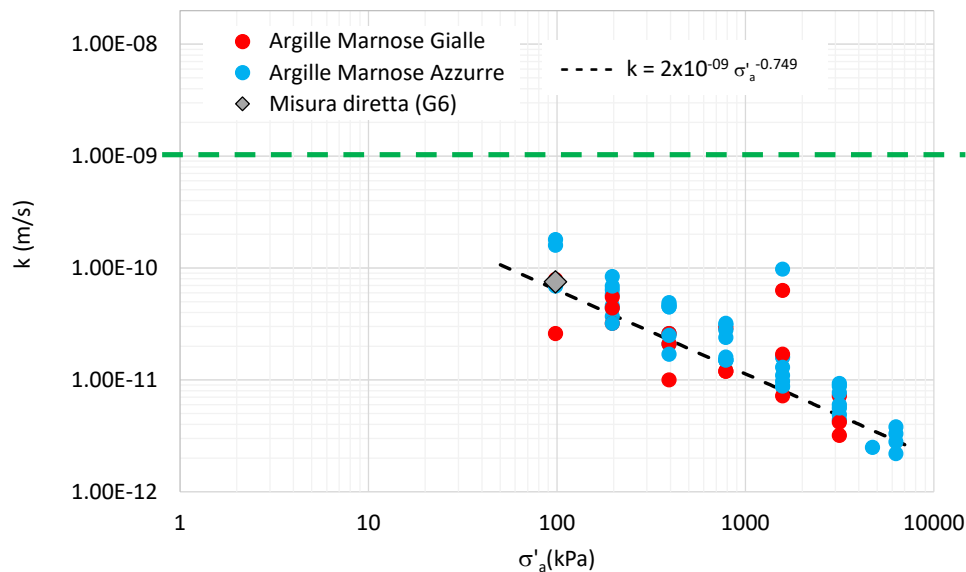


Figura 4-19: Argille Marnose – Coefficiente di permeabilità  $k$

#### 4.2.3 Misura diretta della Permeabilità

Per accertare la permeabilità delle Argille Marnose, è stata inoltre eseguita una misura diretta del coefficiente di permeabilità che ha fornito il valore di  $7,5 \cdot 10^{-11}$  m/s. Tale misura è stata effettuata su un campione prelevato nella fascia di alterazione delle Argille Gialle (campione G6-C3; cfr. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) e conferma dunque che la permeabilità di tale materiale è ampiamente inferiore al limite di progetto di  $10^{-9}$  m/s.

#### 4.2.4 Prove triassiali

La buona omogeneità e l'elevata consistenza delle Argille Marnose hanno consentito di effettuare un numero significativo di prove di compressione triassiale. In particolare, sulle Argille Marnose Gialle sono state eseguite 2 prove CIU e 1 prova UU (vedi Tabella 4-29) e sulle Argille Marnose Azzurre sono state eseguite 2 prove CID e 7 prove UU (vedi Tabella 4-30).

Tabella 4-29: Argille Marnose Gialle – Prove triassiali

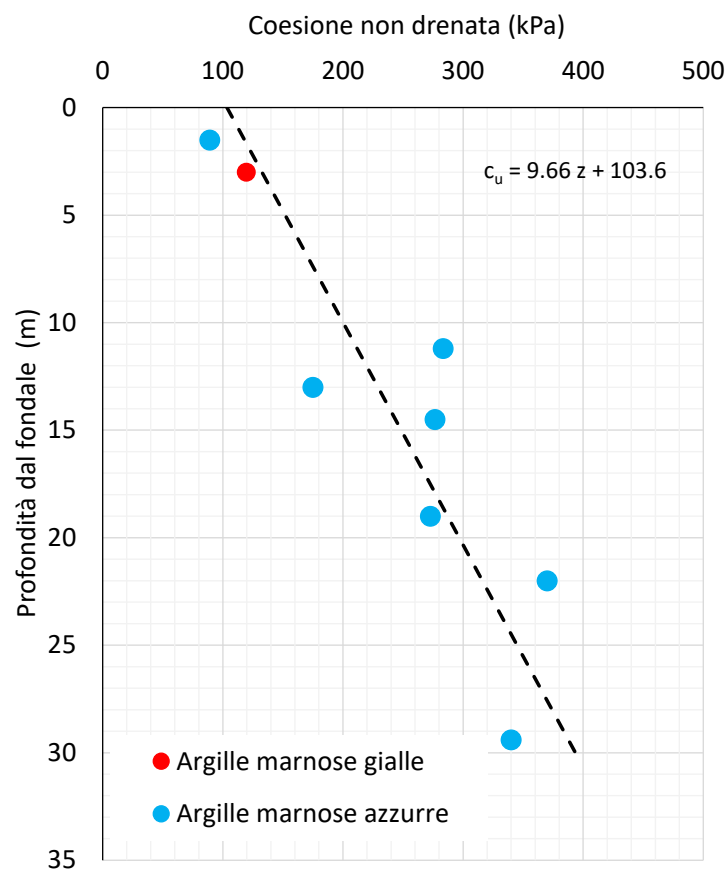
Sondaggio	Campione	Profondità (m)	Tipo prova
G3	C2	9	CIU
G4	C2	8	CIU
G6	C3	13.5	UU

**Tabella 4-30: Argille Marnose Azzurre – Prove triassiali**

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	Tipo prova
G1	C3	11.2	UU
G3	C3	14.50	UU
G3	C4	19	UU
G3	C5	23.4	CID
G3	C6	29.4	UU
G5	C3	13	UU
G5	C4	17.5	CID
G10	C4	22	UU
G11	C1	1.5	UU

I risultati delle prove UU sono stati diagrammati riportando il valore della coesione non drenata  $c_u = (\sigma_v - \sigma_h) / 2$  in funzione della profondità dal fondo marino (Figura 4-20). Tale diagramma evidenzia che la coesione non drenata si incrementa pressoché linearmente con la profondità. La correlazione tra  $c_u$  (kPa) e  $z$  (m) è:

$$c_u = 9.66 z + 103.6$$



**Figura 4-20: Argille Marnose – Coesione non drenata**



I risultati delle prove triassiali CID e CIU sono stati analizzati diagrammando i valori delle coppie  $p'=(\sigma'_v+\sigma'_h)/2$  e  $q=(\sigma'_v-\sigma'_h)/2$  essendo  $\sigma'_v$  e  $\sigma'_h$  rispettivamente le tensioni efficaci, rispettivamente verticale e orizzontale, in condizioni di rottura. Si ricorda infatti che la resistenza di un terreno è rappresentabile sul piano p-q (notazione Lambe & Whitman) dalla retta interpolatrice dei dati, inclinata di un angolo  $\alpha$  rispetto all'asse delle ascisse e con intercetta a sull'asse delle ordinate. Sussistono inoltre le seguenti relazioni che consentono di ricavare i valori dell'angolo d'attrito  $\phi$  e della coesione c:

$$\begin{aligned} \text{sen } \phi &= \frac{a}{c} \\ c &= \frac{a}{\cos(\phi')} \end{aligned}$$

Si osserva che i dati delle Argille Marnose Gialle e delle Argille Marnose Azzurre di allineano, nel piano  $p' \div q$  (Figura 4-21), su una medesima retta con inclinazione  $\alpha = 18.8^\circ$  e intercetta  $a=28.2$  kPa, da cui si deducono (mediante le precedenti relazioni) i valori dell'angolo d'attrito  $\phi=20^\circ$  e della coesione  $c=30$  kPa.

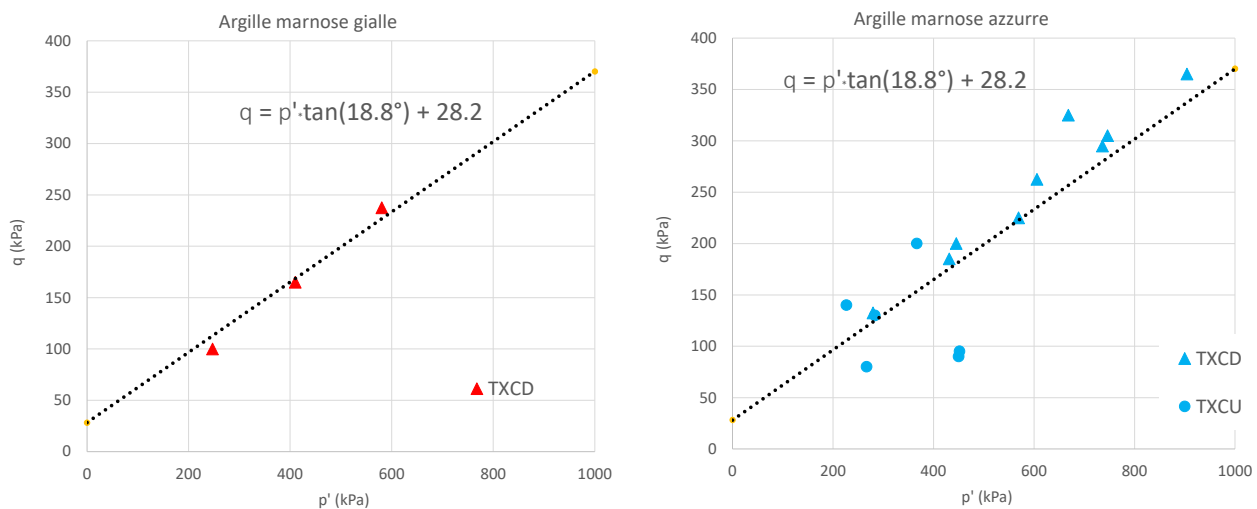


Figura 4-21: Argille Marnose – Involuppi di rottura ricavati dalle prove triassiali consolidate drenate (TXCD) e consolidate non drenate (TXCU)

Per quanto concerne la deformabilità, si è calcolato il modulo di rigidezza tangente, che corrisponde nelle prove triassiali al 50% della tensione assiale di rottura ( $E_{50}$ ). I valori di  $E_{50}$  sono stati quindi confrontati con la tensione efficace di confinamento, riscontrando che i valori di  $E_{50}$  calcolati dalle prove effettuate sui campioni G3-C5, G4-C2, G5-C4 sono ben correlabili tra loro, mentre i dati ottenuti per il campione G10-C6 sono alquanto diversi e possono dunque essere scartati. Ciò premesso, la correlazione tra  $E_{50}$  (kPa) e  $\sigma'_h$  (kPa) risulta dunque (vedi Figura 4-22):

$$E_{50} = 15.913\sigma'_h + 916.15$$

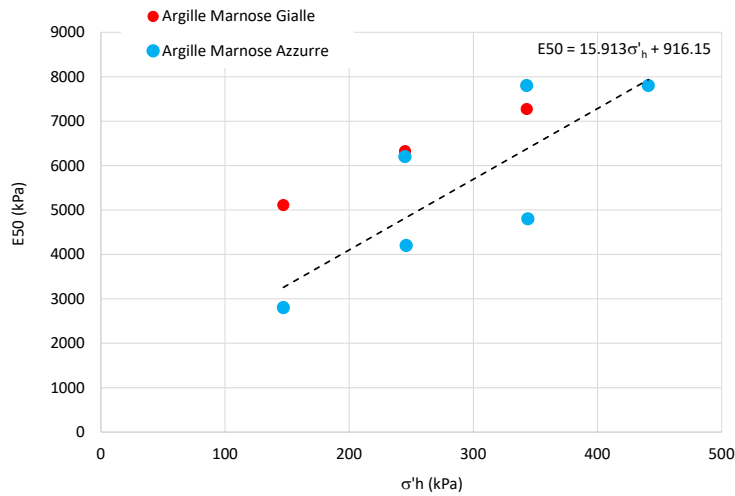


Figura 4-22: Argille Marnose – Moduli di deformabilità  $E_{50}$  al variare della tensione efficace orizzontale  $\sigma'_h$

#### 4.2.5 Prove di taglio diretto

Sono state eseguite 2 prove di taglio diretto sulle Argille Marnose Gialle (Tabella 4-31) e 6 prove di taglio diretto sulle Argille Marnose Azzurre (Tabella 4-32). Le coppie dei valori di picco della tensione tangenziale ( $\tau$ ) e della pressione efficace ( $\sigma'_v$ ) sono rappresentati nella Figura 4-23.

Si osserva che i punti corrispondenti alla condizione di picco risultano ben allineati con gli involuipi di rottura definiti dai parametri  $c'=30\text{kPa}$  e  $\phi'=20^\circ$  ricavati dalle prove triassiali eseguite sugli stessi materiali.

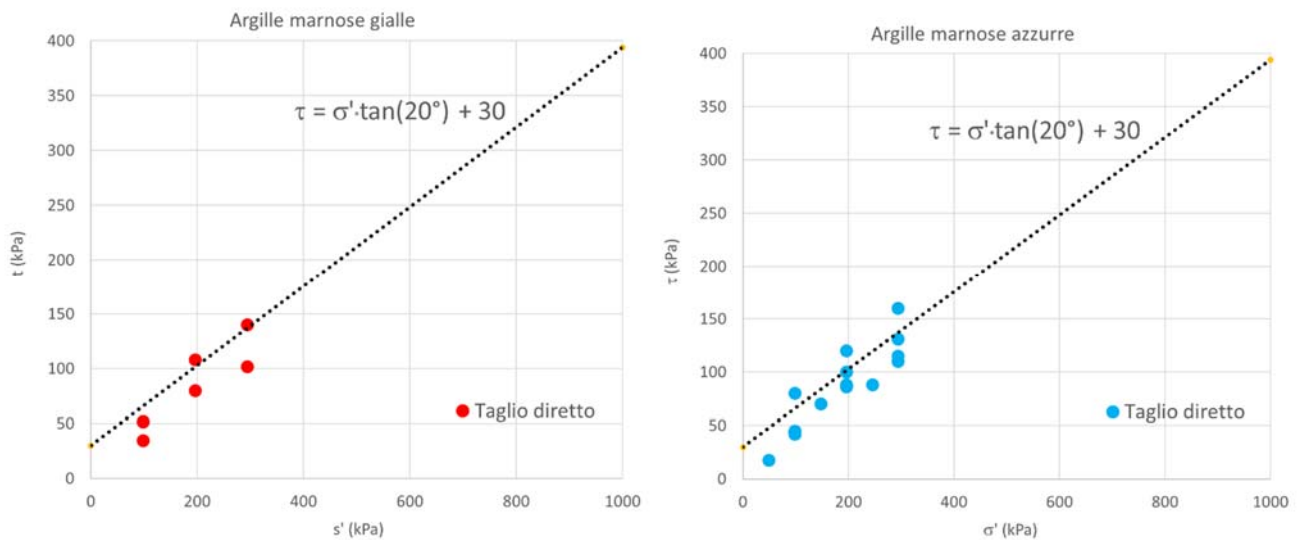


Figura 4-23: Argille Marnose – Involuipi di rottura da prove di taglio diretto (per confronto si riporta con linea tratteggiata l'involuppo di rottura ricavato dalle prove triassiali)

*Tabella 4-31: Argille Marnose Gialle – Prove di taglio diretto*

Sondaggio	Campione	Profondità (m)
G4	C2	8
G6	C3	13.5

*Tabella 4-32: Argille Marnose Azzurre – Prove di taglio diretto*

Sondaggio	Campione	Profondità (m)
G1	C2	11.2
G5	C3	13
G6	C4	17.5
G10	C2	12
G10	C4	22
G10	C6	332.8

## 5 Misure geofisiche

Per determinare la velocità  $v_s$  di propagazione delle onde di taglio sono stati effettuati 6 stendimenti MASW (Tabella 5-1) e due prove Down Hole della profondità di 45 m, queste ultime in corrispondenza dei sondaggi G9 e G10, come riportato nella planimetria della Figura 5-1. I risultati delle predette indagini geofisiche, eseguite dalla GEO GAV, sono illustrati nel rapporto di prova 0820 e relativi allegati del 02/07/2020.

*Tabella 5-1: Stendimenti MASW*

Stendimento	Lunghezza prevista (m)	Lunghezza eseguita (m)
AB	130	125
CD	120	125
EF	75	102
GH	85	102
IJ	50	56
KL	85	67
Totale	545	577



Figura 5-1: Planimetria con ubicazione delle indagini geofisiche

Le prove MASW hanno tuttavia incontrato notevoli difficoltà operative che hanno impedito di ricavare risultati attendibili, i quali pertanto non sono stati considerati nella presente analisi. Viceversa, le misure down-hole hanno fornito risultati congruenti con il quadro geotecnico, che consentono di ricavare con buona approssimazione il valore di  $v_s$  nelle Argille Marnose, sulle quali è impostato il combi-wall, e di attribuire di conseguenza la categoria sismica di sottosuolo in conformità alla normativa vigente.

Si ricorda che la correlazione tra la categoria sismica e la velocità  $v_s$ , stabilita dalla normativa tecnica, è la seguente:

- Cat. A:  $v_s > 800$  m/s
- Cat. B:  $360 < v_s < 800$  m/s
- Cat. C:  $180 < v_s < 360$  m/s
- Cat. D:  $100 < v_s < 180$  m/s
- Cat. E:  $v_s < 100$  m/s

Si ricorda inoltre, a tale proposito, che le categorie sismiche di sottosuolo definite dalle N.T.C. 2008 non sono cambiate nella revisione N.T.C. 2018.

I valori di velocità di propagazione delle onde di pressione ( $v_p$ ) e delle onde di taglio ( $v_s$ ) sono riportati nella Tabella 5-2.

Tabella 5-2: Velocità di propagazione delle onde di pressione  $v_p$  e delle onde di taglio  $v_s$  – prove down-hole 9 e 10

Down Hole 9				Down Hole 10			
	Profondità (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)		Profondità (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)
Depositi di copertura	0	0	255	Depositi di copertura	0	0	213.9
	1	669.2	255		1	463.5	213.9
	2	665.7	166.3		2	480.8	179.3
	3	715.5	163.3		3	498.4	137.4
	4	706.7	137.1		4	543.1	137.1
	5	742	120.7		5	546.9	148.3
Argille Marnose Azzurre	6	862.1	132.1	6	584.6	148.9	
	7	902.7	132.7	7	587.2	134.7	
	8	989.9	136.5	8	618.6	143.4	
	9	1028.5	141.2	9	606.3	137.6	
	10	1065.8	146.6	10	651.5	140.9	
	11	1102.5	141.6	11	667.2	146.5	
	12	1186.1	146.8	12	665.3	143.6	
	13	1217.5	154.6	13	687.8	153.7	
	14	1155.1	157.5	14	708.9	150.6	
	15	1184.4	159.5	15	737.1	157.9	
	16	1213	172.4	16	764.4	166.7	
	17	1239.2	169	17	793.9	161.6	
	18	1306.4	176.5	18	833.6	163.3	
	19	1288.3	184	19	858.7	168.9	
	20	1330	178.2	20	897.1	169.6	
	21	1331.7	181.9	21	928.1	174.2	
	22	1352.6	177.5	22	966.2	174	
	23	1371.6	176.5	23	1050.3	169.7	
	24	1321.6	174.9	24	1071.5	178.6	
	25	1372.9	176.5	25	1106.1	183.2	
	26	1389.8	180.9	26	1129.1	189.4	
	27	1373	180.7	27	1168.5	184	
	28	1389.5	182.1	28	1198.1	181.9	
	29	1373.2	183.7	29	1228.2	187.1	
	30	1417.2	180.9	30	1257.3	183.2	
	31	1433.8	184.1	31	1291.1	188.5	
	32	1417.4	180.8	32	1313.4	189.3	
	33	1430.6	180.1	33	1342.6	191.4	
	34	1388	180.8	34	1388	196	
	35	1400.8	181.5	35	1393	200.1	
	36	1413.7	182.6	36	1392.6	201.5	
	37	1425.6	185.8	37	1417.5	203.2	
	38	1412.2	185.8	38	1429.1	199.3	
	39	1423.6	186.3	39	1427.7	198.6	
	40	1449	185	40	1414.4	195.3	
	41	1470.4	186.5	41	1391.2	195.6	
	42	1480.5	195.4	42	1401.9	194.2	
	43	1420.7	198.1	43	1423.5	194.3	
	44	1409.4	197.5	44	1411.6	194.8	
	45	1398.3	204.2	45	1390.1	197.2	

I risultati delle prove down-hole sono stati inoltre diagrammati nella Figura 5-2 e nella Figura 5-3. In tali figure sono stati inoltre rappresentati:

- il limite tra le categorie sismiche C e D:  $v_s = 180\text{m/s}$
- il tetto delle Argille Marnose
- il limite della  $v_{s30}$  riferito alle Argille Marnose, posto a 30m di profondità rispetto al tetto di tale formazione

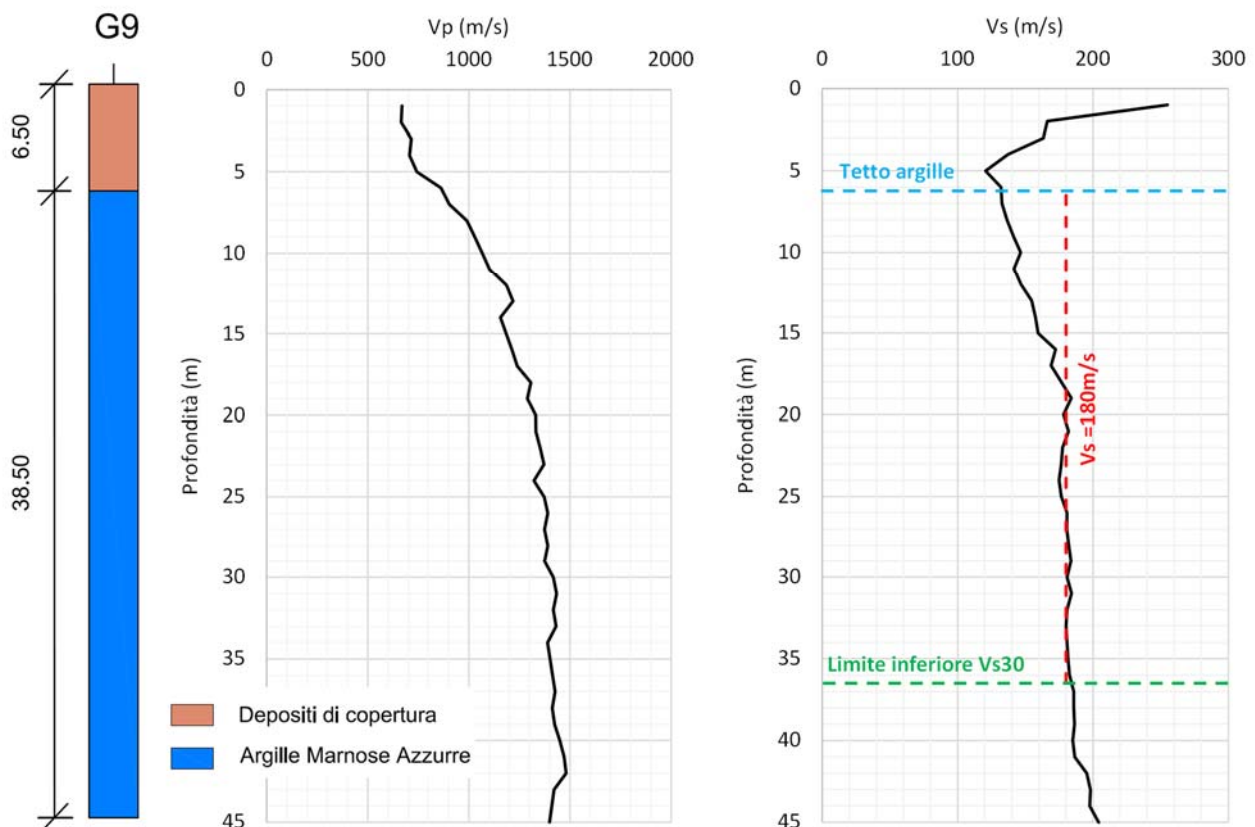


Figura 5-2: Risultati della prova Down Hole G9 – Stratigrafia del sondaggio G9, diagrammi delle  $v_p$  e delle  $v_s$

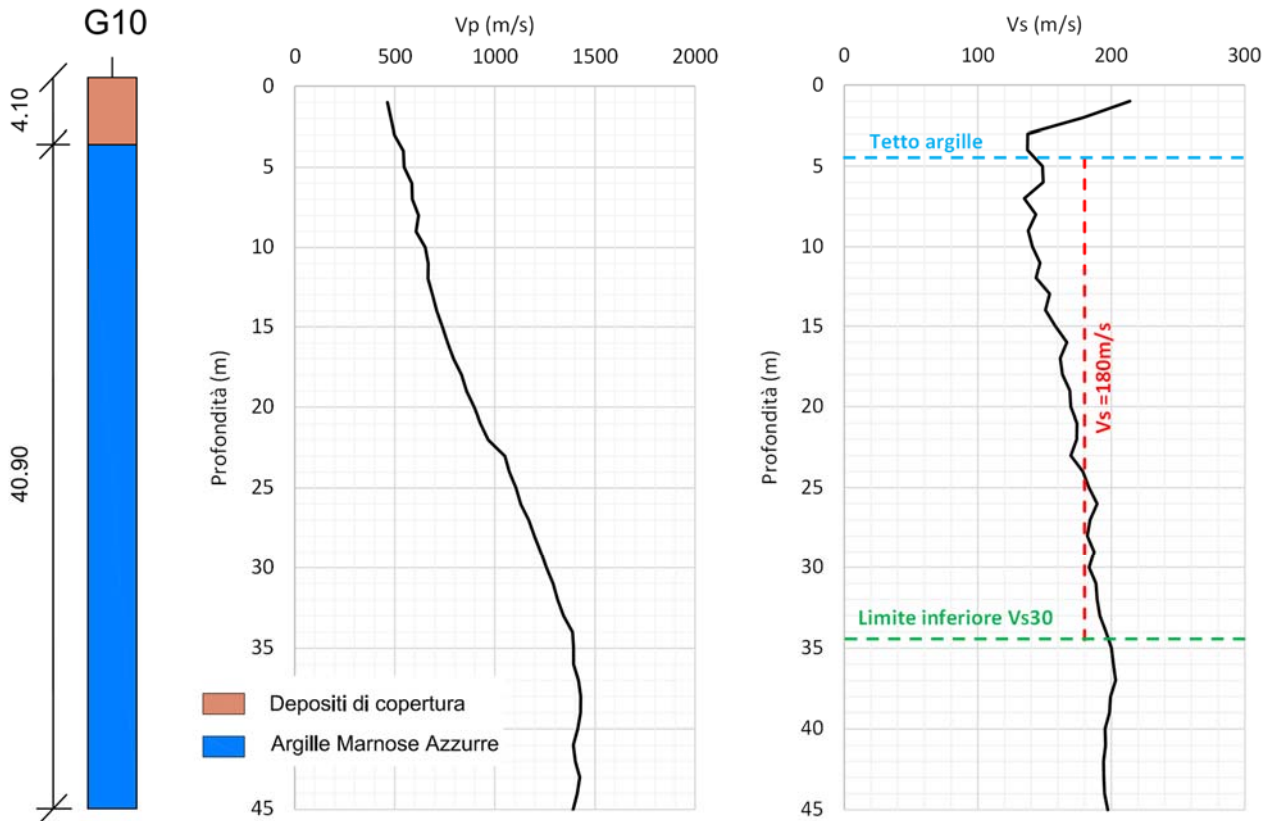


Figura 5-3: Risultati della prova Down Hole G10 – Stratigrafia del sondaggio G10, diagrammi delle  $v_p$  e delle  $v_s$

I dati ottenuti dalle prove down-hole devono essere estrapolati per valutare la categoria sismica di sottosuolo relativa al combi-wall, che sarà fondato direttamente sulle argille sovraconsolidate. Applicando dunque la formula 3.2.1 fornita dalla normativa tecnica (NTC 2008 e NT 2018) si ricavano i valori della  $v_{s,eq}$ , riportati nella Tabella 5-3, dai quali si deduce la categoria sismica di sottosuolo tipo D.

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{strato=1}^N \frac{h(strato)}{V_s(strato)}}$$

Tabella 5-3 Valori della  $v_{s,eq}$  ricavati dalle misure down-hole.

	DH9	DH10
$V_{s,eq}$ (m/s)	167.7	164.8

## 6. Conclusioni

Le indagini eseguite hanno consentito di effettuare un'accurata caratterizzazione geotecnica dell'area interessata dai lavori, sia in corrispondenza dello specchio acqueo che lungo la fascia costiera. Nel presente rapporto sono stati analizzati dettagliatamente i risultati ottenuti dalle indagini, con particolare riferimento alle numerose prove di laboratorio effettuate sui campioni indisturbati prelevati dai sondaggi.

Si è rilevato, in primo luogo, che i sedimenti superficiali presenti sul fondale marino, per uno spessore compreso tra 2 e 12 m circa, sono caratterizzati da granulometria prevalentemente limo-argillosa e subordinatamente sabbiosa; tali sedimenti, ricchi di sostanza organica, sono normal-consolidati ( $OCR \approx 1$ ) e posseggono consistenza molto ridotta ( $I_c < 0,2$ ); il coefficiente di permeabilità dei sedimenti, misurato in direzione verticale ( $k_v$ ), è risultato compreso tra  $4.2 \times 10^{-11}$  e  $2.2 \times 10^{-9}$  m/s ma la permeabilità orizzontale ( $k_h$ ) è presumibilmente maggiore considerata la stratificazione del deposito.

Al di sotto dei sedimenti si rinviene la formazione delle Argille Grigio-Azzurre, attribuibili al Pleistocene Inferiore. La fascia superficiale di tale formazione si presenta localmente alterata assumendo un colore giallognolo (Argille Gialle) ma possiede caratteristiche geotecniche del tutto simili a quelle del materiale sottostante, caratterizzato da venature grigio-azzurre (Argille Azzurre). Pertanto, dal punto di vista geotecnico, le Argille Azzurre e le Argille Gialle possono essere considerate unitariamente. Per evitare confusione, nella presente relazione si è utilizzato il termine di Argille Marnose per entrambi i litotipi. Tali Argille Marnose possiedono granulometria limo-argillosa, sono fortemente sovraconsolidate e si presentano molto consistenti ( $I_c = 0,8 \div 1,0$ ). La permeabilità delle Argille Marnose risulta molto ridotta ( $k < 10^{-10}$  m/s), senza distinzioni significative per i due litotipi (Argille Gialle e Argille Azzurre) ed è comunque sempre inferiore al limite di progetto ( $k = 10^{-9}$  m/s).

Le caratteristiche fisico-meccaniche dei Sedimenti Superficiali e delle Argille Marnose, ricavate dalle prove di laboratorio, sono sintetizzate nella Tabella 6-1. Ovviamente, nelle verifiche di calcolo occorrerà prescegliere i valori più opportuni dei parametri caratteristici in funzione dello stato limite considerato e del modello costitutivo adottato.

Si ricorda comunque che alcuni parametri geotecnici possono essere considerati costanti, per un dato terreno, mentre altri parametri sono tipicamente variabili in funzione della profondità e/o del



livello di sollecitazione. Si precisa, a tale proposito, che nella Tabella 6-1 la coesione non drenata ( $c_u$ ) è stata espressa in funzione della profondità ( $z$ ) mentre il modulo edometrico ( $E_{ED}$ ) e il modulo di rigidezza tangente ( $E_{50}$ )<sup>1</sup> sono stati correlati alla tensione verticale efficace ( $\sigma'_v$ ). Si ricorda peraltro che, a parità di stato tensionale efficace, il valore del modulo edometrico risulta necessariamente diverso dal modulo di rigidezza tangente, in dipendenza del diverso stato di confinamento adottato nelle prove edometriche e nelle prove triassiali.

Si evidenzia inoltre che le caratteristiche geotecniche dei sedimenti superficiali riportate nella Tabella 6-1 sono state ricavate dalle prove di laboratorio effettuate sui campioni relativamente più consistenti estratti dai sondaggi, dato che i livelli più fangosi e/o ricchi di sostanza organica risultavano eccessivamente disturbati per poter essere testati. Pertanto, nelle verifiche di calcolo occorrerà stimare prudenzialmente i valori caratteristici dei sedimenti.

Si sottolinea infine che le misure geofisiche tipo down-hole hanno dimostrato che i valori di  $v_{s30}$  delle Argille Marnose sono compresi tra 165 e 168 m/s e pertanto la categoria sismica di sottosuolo attribuibile alle strutture di progetto risulta di tipo D ( $100 < v_s < 180$  m/s).

*Tabella 6-1 Caratteristiche geotecniche ricavate dalle prove di laboratorio*

	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$c$ kPa	$\phi$	$C_c$	$C_s$	$c_u$ kPa	$E_{ED}$ kPa	$E_{50}$ kPa	$C_v$ cm <sup>2</sup> /s
Sedimenti Superficiali	14.7	0	26°	0.6÷0.7	0.05÷0.1	4.33z(m)	198+5.35 $\sigma'_v$	-	10 <sup>-5</sup> ÷ 3x10 <sup>-4</sup>
Argille Marnose	19.0	30	20°	0.3÷0.4	0.1	104+9.66z(m)	9720+5.27 $\sigma'_v$	916+15.91 $\sigma'_h$	3.1x10 <sup>-5</sup> ÷ 3.3x10 <sup>-3</sup>

<sup>1</sup> Il modulo di rigidezza tangente  $E_{50}$  è stato ricavato solo per le Argille Marnose; tale parametro non è invece determinabile per i sedimenti superficiali, considerata l'impossibilità di effettuare prove triassiali affidabili su questi materiali.



**Autorità di Sistema Portuale  
del Mare di Sicilia Orientale**

# LAVORI DEL PRIMO STRALCIO E DEL SECONDO STRALCIO DELLA TERZA FASE DEL PORTO COMMERCIALE DI AUGUSTA - BANCHINE CONTAINERS - PERIZIA DI VARIANTE

**RUP:**

*Ing. Vincenzo Dugo*

**RTI:**



*(Mandataria)*



**DIRETTORE DEI LAVORI:**

*Ing. Emanuele Cicivelli*

**PROGETTISTA:**



*SGAI S.r.l.*

*Studio di Ingegneria e Geologia Applicata*

**Responsabile delle Integrazioni Specialistiche**

*Ing. Filippo Forlani*

**Geologia**

*Dott. Geol. Iuri Montanari*

**CSE:**

*Ing. Giuseppe Scorsone*

**COORDINAMENTO INDAGINI INTEGRATIVE:**

**Geologia:** *Dott. Geol. Gaetano Marchese*

**Geotecnica:** *Prof. Ing. Paolo Croce*

REV.	DATA	EMISSIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	FEBBRAIO 2022	PRIMA EMISSIONE			

TITOLO ELABORATO:

## RELAZIONE SPECIALISTICHE Relazioni Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico

DATA	DESCRIZIONE	LIVELLO	OPERA	N°/SIGLA	TIPOLOGIA	REV.	SCALA
FEBBRAIO 2022	PRIMA EMISSIONE	P V	S P E	0 6 0 1	R	0	-

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

## SOMMARIO

1	PREMESSA.....	2
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO DELL'AREA DI PROGETTO .....	3
3	INTERVENTO IN RILEVATO STRUMENTATO .....	5
3.1	Inquadramento generale dell'opera in progetto .....	5
3.2	Sintesi delle fasi esecutive.....	6
3.3	Descrizione delle opere .....	9
3.3.1	Palancolato di conterminazione.....	9
3.3.2	Consolidamento dei sedimenti superficiali.....	12
3.3.3	Materiale di riempimento del rilevato .....	14
3.3.4	Rilevato di carico .....	14
4	PIANO DI MONITORAGGIO GEOTECNICO.....	17
4.1	Descrizione degli strumenti di monitoraggio .....	17
4.2	Installazione degli strumenti e frequenza dei rilevamenti .....	20

RTI:

Progettista:

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

## 1 PREMESSA

Scopo della presente relazione è la definizione delle opere inerenti la realizzazione dell'intervento in rilevato strumentato e del relativo piano di monitoraggio, nell'ambito della Perizia di Variante dei "Lavori del Primo Stralcio e del Secondo Stralcio della terza fase del Porto Commerciale di Augusta – Banchine Containers".

Nella relazione sono sviluppati i seguenti argomenti:

- inquadramento geologico-geotecnico dell'area di progetto;
- descrizione dell'intervento in rilevato strumentato;
- descrizione del pianto di monitoraggio.

RTI:

Progettista:

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

## 2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO DELL'AREA DI PROGETTO

L'area interessata dalla Perizia di Variante delle Banchine Containers del Porto di Augusta è stata oggetto nel biennio 2019/2020 di una campagna di indagini geognostiche (nel seguito denominate Indagini Integrative), condotta al fine di verificare e approfondire le conoscenze geologiche e geotecniche acquisite nelle precedenti campagne effettuate durante la redazione del Progetto Definitivo e del Progetto Esecutivo.

In sede di Progetto Esecutivo, in particolare, le indagini progettuali avevano evidenziato la presenza di un'estesa formazione di **Argille Marnose Grigio-Azzurre**, attribuibili al Pleistocene Inferiore, di spessore superiore a 100 m. Tali argille sono ricoperte da materiale di riporto alterato in corrispondenza della terra ferma, mentre in corrispondenza dello specchio marino si rinvengono sedimenti superficiali di scarsissima consistenza classificabili come limi sabbiosi con presenza di forte componente organica, definiti in progetto come "**Limi Grigiastrì**" con potenza massima di 8 m. Al di sotto dei limi, il tetto delle Argille Marnose risulta caratterizzato da uno strato di spessore variabile fino a qualche metro di argille alterate e rimaneggiate con inglobate lenti di sedimenti granulari limoso-sabbiosi, definite in progetto come "**Argille Giallastre**".

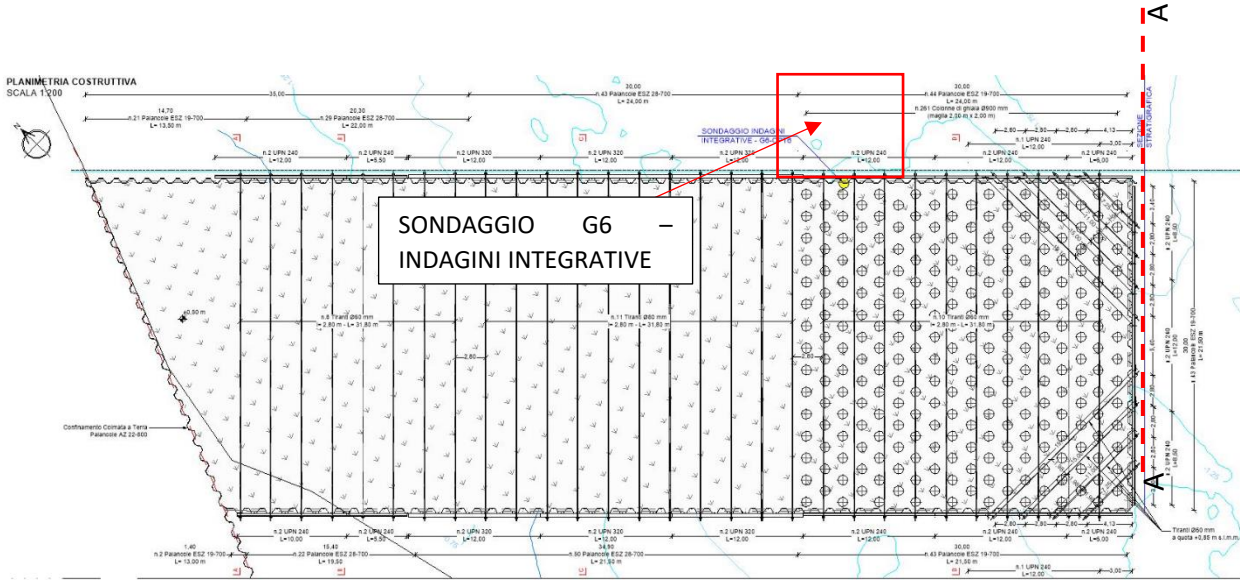
La campagna di Indagini Integrative ha permesso di indentificare con maggiore dettaglio i contatti lito-stratigrafici lungo lo sviluppo dell'opera e caratterizzare nel dettaglio dal punto di vista geotecnico i terreni, con specifico riferimento allo strato di Argille Giallastre così come rilevato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici<sup>1</sup> (Adunanza del 12 Aprile 2016, riletture 17 Maggio 2016). A seguito di tale campagna, è stata redatta una Relazione di Caratterizzazione Geotecnica e Sismica<sup>2</sup>, nella quale si rileva come, la fascia superficiale ed alterata di colore giallognolo (Argille Giallastre) della formazione delle Argille Grigio-Azzurre possiede caratteristiche geotecniche del tutto simili a quelle del materiale sottostante e pertanto le due formazioni possano essere considerate unitariamente (nel seguito indicate come "**Argille Marnose**"). La nuova campagna di indagine ha inoltre messo in evidenza come i Sedimenti Superficiali, definiti nel seguito "**Fanghi Organici Superficiali**", siano caratterizzati da una deformabilità estremamente elevata e si presentino con spessori maggiori rispetto a quelli previsti in Progetto Esecutivo (potenza massima fino a 15 m circa).

---

<sup>1</sup> Rif: CONSORZIO INFRASTRUTTURE S.c.a.r.l. (2020). Lavori del Primo Stralcio e del Secondo Stralcio della Terza Fase del Porto Commerciale di Augusta – Banchine Containers. Progetto Esecutivo di Fusione ed Integrazione del I e II Stralcio – Relazione Generale sulle indagini eseguite dall'impresa prima dell'inizio dei lavori.

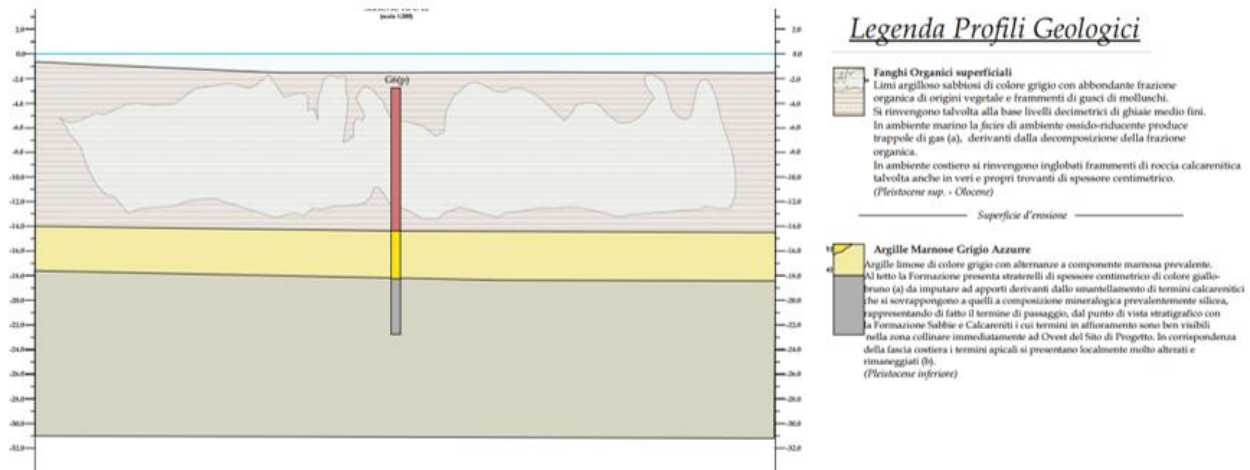
<sup>2</sup> Rif. CONSORZIO INFRASTRUTTURE S.c.a.r.l. (2020). Lavori del Primo Stralcio e del Secondo Stralcio della Terza Fase del Porto Commerciale di Augusta – Banchine Containers. Progetto Esecutivo di Fusione ed Integrazione del I e II Stralcio – Caratterizzazione Geotecnica e sismica.

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -



**Figura 1 – Inquadramento intervento in rilevato strumentato con indicazione sezione stratigrafica riportata in Figura 2 e sondaggio geotecnico Indagini Integrative n° G6**

**SEZIONE STRATIGRAFICA A-A**



**Figura 2 – Sezione geologica a seguito delle Indagini Integrative in corrispondenza dell'area oggetto di studio**

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

### 3 INTERVENTO IN RILEVATO STRUMENTATO

#### 3.1 Inquadramento generale dell'opera in progetto

L'opera in progetto consiste nella realizzazione di un rilevato strumentato per la valutazione, mediante un'opportuna strumentazione di monitoraggio, dei cedimenti nel tempo dei terreni interessati dalla costruzione del nuovo piazzale nell'ambito dei "Lavori del Primo Stralcio e del Secondo Stralcio della terza fase del Porto Commerciale di Augusta – Banchine Containers".

L'opera è costituita da una struttura tipo "cofferdam" realizzata mediante un palancolato di conterminazione impermeabile tirantato, riempito con materiale di cava/tout venant, che viene in seguito sottoposta ad una prova di carico mediante la realizzazione di un rilevato sperimentale strumentato.

Il palancolato, impermeabilizzato e opportunamente infisso nello strato delle Argille Marnose, costituirà una barriera di cinturazione, in grado di garantire la conterminazione sia dei sedimenti costituenti il fondale sia del materiale di riempimento. L'opera avrà dunque le caratteristiche di una cassa di colmata impermeabile, in ottemperanza alla prescrizione della Commissione tecnica VIA (Parere n. 2164 del 16/09/2016), secondo la quale *"...la parete impermeabile della cassa di colmata dovrà essere infissa per 2 metri nelle argille della formazione impermeabile di base"*.

Il palancolato utilizzato per la realizzazione dell'opera costituirà parte del palancolato lato terra e parte del palancolato di confinamento lato Nord del futuro piazzale delle Banchine Containers del Porto Commerciale di Augusta.

Tenuto conto dell'elevata deformabilità dei sedimenti superficiali messa in evidenza dai risultati delle Indagini Integrative (vedi paragrafo §2), si prevede, su una parte del rilevato strumentato da sottoporre a carico, l'esecuzione di colonne di consolidamento in ghiaia, realizzate mediante la tecnica della vibrosostituzione (vedi paragrafo §3.3.2). I risultati delle prove di carico consentiranno così di valutare la risposta deformativa del sistema con e senza miglioramento dei sedimenti superficiali.

Il palancolato di conterminazione e l'intervento di consolidamento verranno realizzati previa formazione di una pista, costituita dal materiale di riempimento dell'opera, sfruttando la quale sarà possibile infiggere le palancole e realizzare le colonne di ghiaia da terra, ad opera di mezzi con opportuno sbraccio. A tal riguardo, al fine di isolare l'area di cantiere dall'esterno, verranno preventivamente predisposte delle panne galleggianti antinquinamento fino a quota fondale lungo tutto il perimetro interessato dal rilevato strumentato.

Su tutta l'area conterminata verrà posato, a quota fondale e prima del riempimento in tout venant, uno strato filtro dello spessore di 1 m, in modo da assicurare l'isolamento fisico tra il materiale di riempimento del rilevato strumentato ed i sedimenti superficiali (vedi paragrafo §3.3.3).

RTI:

Progettista:

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

Una volta realizzato il rilevato fino alla quota di progetto, si procederà all'installazione della strumentazione di monitoraggio ed alla formazione del rilevato di prova.

### 3.2 Sintesi delle fasi esecutive

Le principali fasi esecutive dell'opera in progetto sono le seguenti:

- 1) delimitazione dell'area di cantiere mediante panne galleggianti antinquinamento;
- 2) formazione della pista in tout venant di lunghezza di circa 59 m e larghezza di circa 15 m, previa posa di uno strato filtro di spessore pari ad 1 m;
- 3) realizzazione di parte del palancolato di conterminazione e di parte del consolidamento in colonne di ghiaia mediante vibro-sostituzione;
- 4) avanzamento della pista in tout venant per una lunghezza di circa 59 m, previa posa di uno strato filtro di spessore pari ad 1 m;
- 5) completamento del palancolato e del consolidamento;
- 6) riempimento del rilevato strumentato fino a quota di + 0,50 m s.l.m.m, previa posa di uno strato filtro di spessore pari ad 1 m;
- 7) realizzazione dei tiranti di contrasto;
- 8) riempimento del rilevato strumentato in tout venant, fino a quota + 1 m s.l.m.m.;
- 9) prima predisposizione della strumentazione di monitoraggio:
  - a) installazione degli assestimetri da foro e degli assestimetri da rilevato alla base del rilevato (quota +1 m s.l.m.);
  - b) installazione delle verticali piezometriche;
- 10) formazione del rilevato fino alla prima quota di progetto (quota +2,8 m s.l.m.);
- 11) installazione degli assestimetri da rilevato alla base del futuro secondo strato (quota +2,8 m s.l.m.);
- 12) formazione del rilevato fino alla quota finale di progetto (quota +5,2 m s.l.m.);
- 13) installazione degli assestimetri da rilevato alla quota finale di progetto (quota +5,2 m s.l.m.);
- 14) rimozione del rilevato di prova, una volta terminato l'intervallo temporale di monitoraggio.

Maggiori dettagli circa la tipologia e l'installazione degli strumenti di monitoraggio sono riportati al paragrafo §4.

RTI:

Progettista:



- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

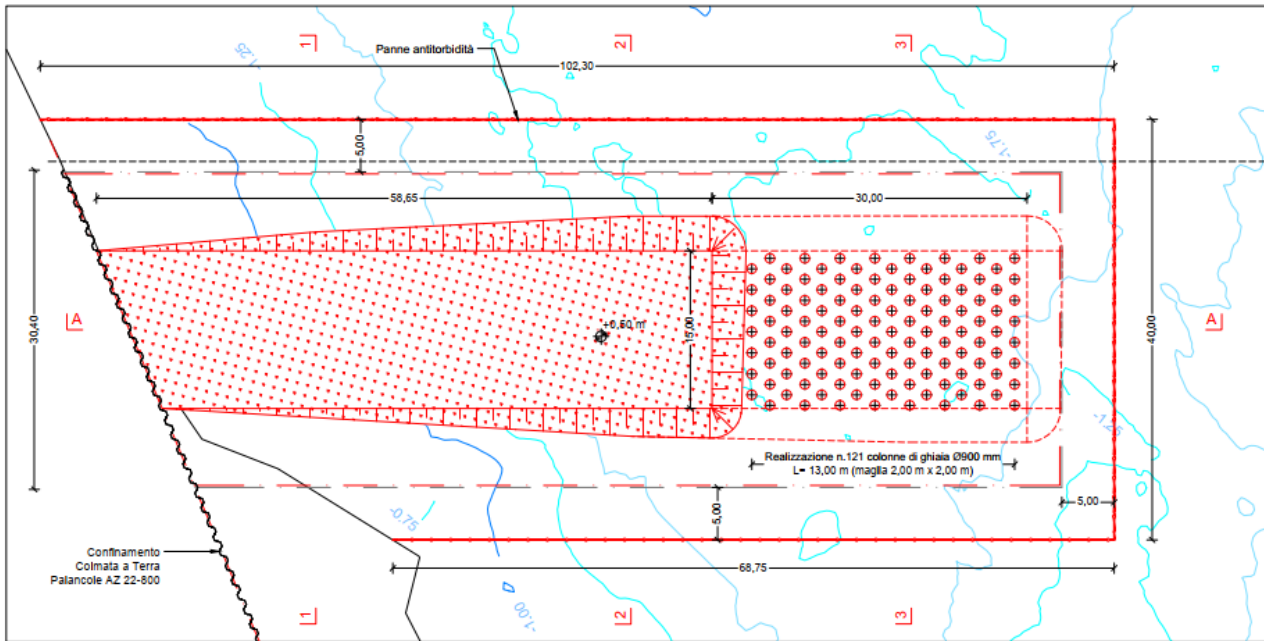


Figura 3 – Rilevato strumentato – Pianta fasi esecutive – Fasi da 1) a 2)

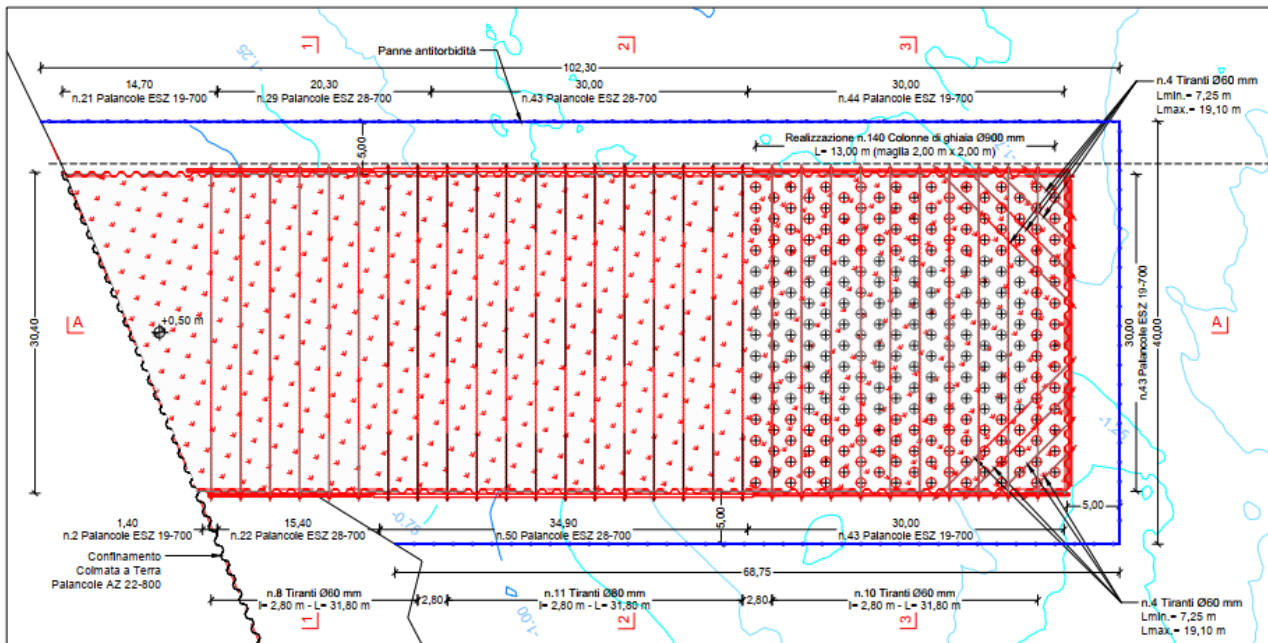


Figura 4 – Rilevato strumentato – Pianta fasi esecutive – Fasi da 3) a 7)

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

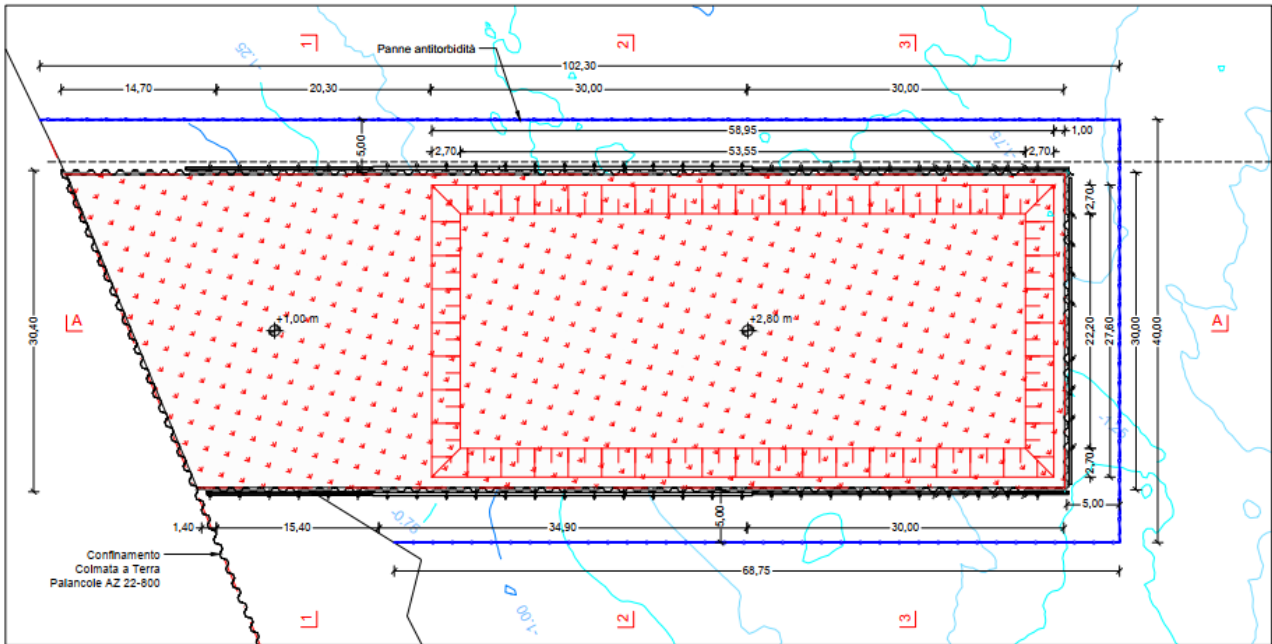


Figura 5 – Rilevato strumentato – Pianta fasi esecutive – Fasi da 8) a 11)

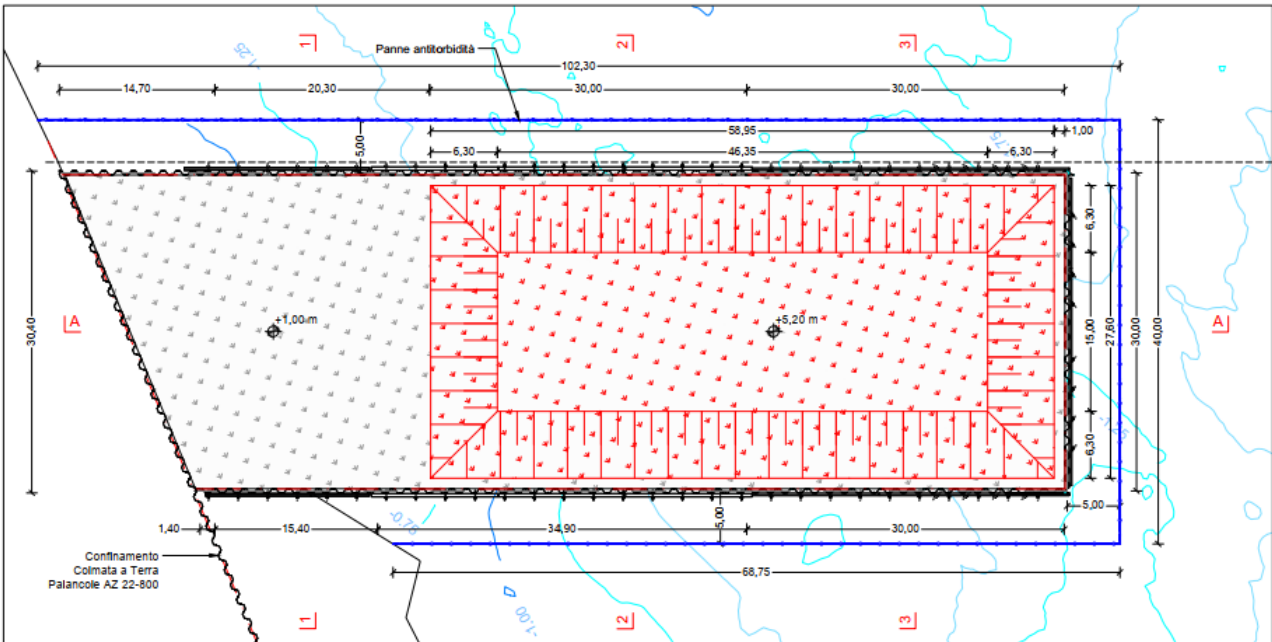


Figura 6 – Rilevato strumentato – Pianta fasi esecutive – Fasi da 12) a 13)

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

### 3.3 Descrizione delle opere

Nel seguito vengono descritti i vari elementi che compongono l'intervento in progetto.

#### 3.3.1 Palancolato di conterminazione

Il rilevato strumentato verrà realizzato mediante un palancolato di conterminazione di forma trapezia, per la cui formazione si sfrutterà parte del palancolato lato terra e del palancolato di confinamento lato Nord del futuro piazzale relativo al progetto dei "Lavori del Primo Stralcio e del Secondo Stralcio della terza fase del Porto Commerciale di Augusta – Banchine Containers".

Il palancolato lato terra verrà realizzato mediante palancole semplici tipo AZ22-800, infisse fino ad una profondità variabile tra - 4,00 e -8,40 m s.l.m.m.. La chiusura del rilevato strumentato verrà invece realizzata mediante l'infissione di palancole semplici tipo ESZ19-700 e palancole tipo ES28-700, infisse fino ad una profondità variabile tra -11,5 m s.l.m.m. e -22,0 m s.l.m.m.

Al fine di contrastare le spinte orizzontali dovute alla costruzione del rilevato in fase di prova e dei carichi di progetto del piazzale in fase di esercizio, si prevede l'installazione di tiranti di contrasto di diametro  $\phi 60$  e  $\phi 80$  e passo medio pari a 2,80 m.

Il palancolato di conterminazione garantirà le prestazioni di cassa di colmata impermeabile (in ottemperanza alla prescrizione della Commissione tecnica VIA, Parere n. 2164 del 16/09/2016), grazie all'infissione all'interno del substrato impermeabile delle Argille Marnose e mediante l'impermeabilizzazione dei gargami con sigillante tipo WADIT.

Nelle figure seguenti viene mostrata la planimetria di inquadramento del palancolato di conterminazione e le sezioni trasversali.

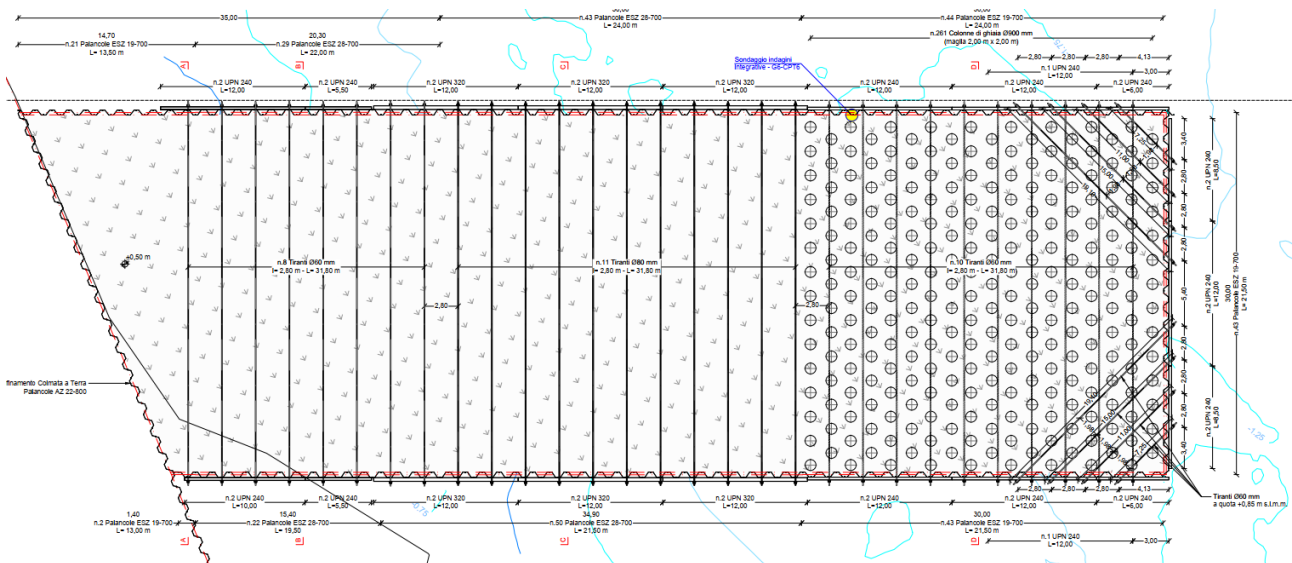


Figura 7 – Palancolato di conterminazione - Planimetria

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

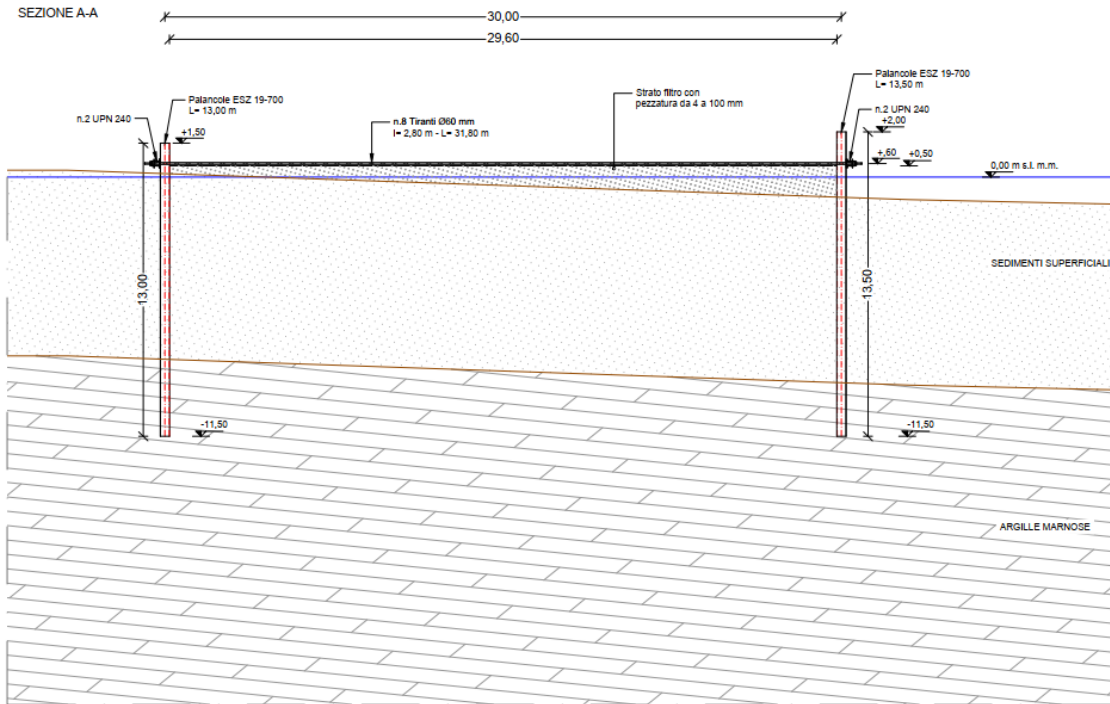


Figura 8 - Palancole di conterminazione – Sezione A-A

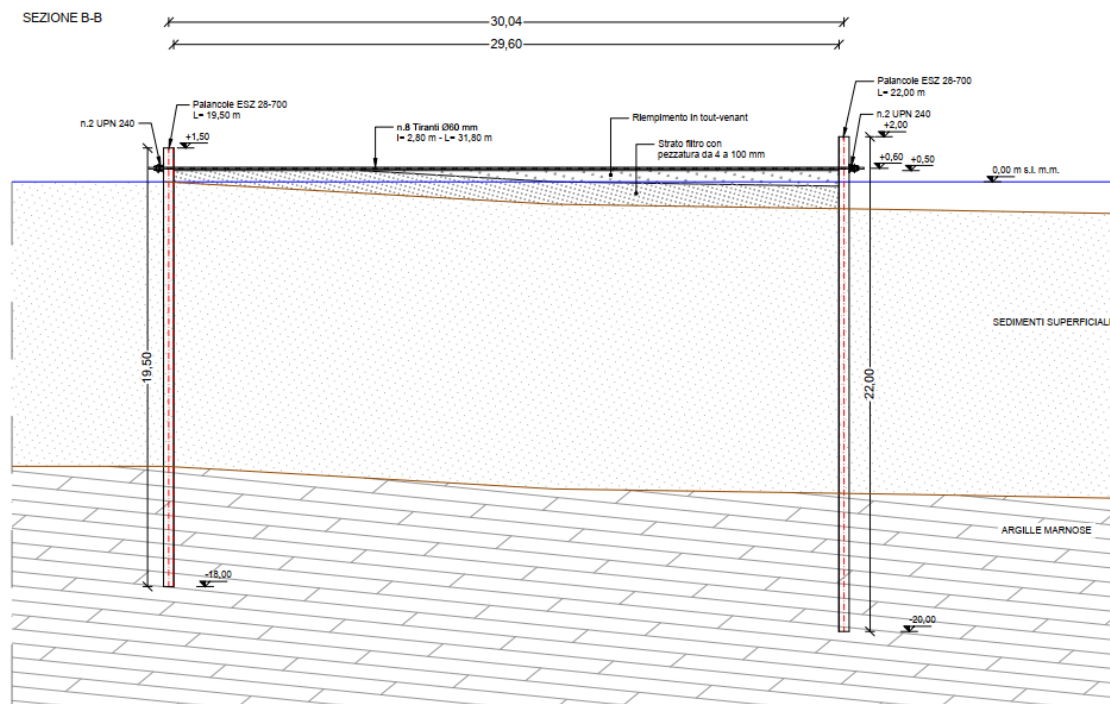


Figura 9 - Palancole di conterminazione – Sezione B-B

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

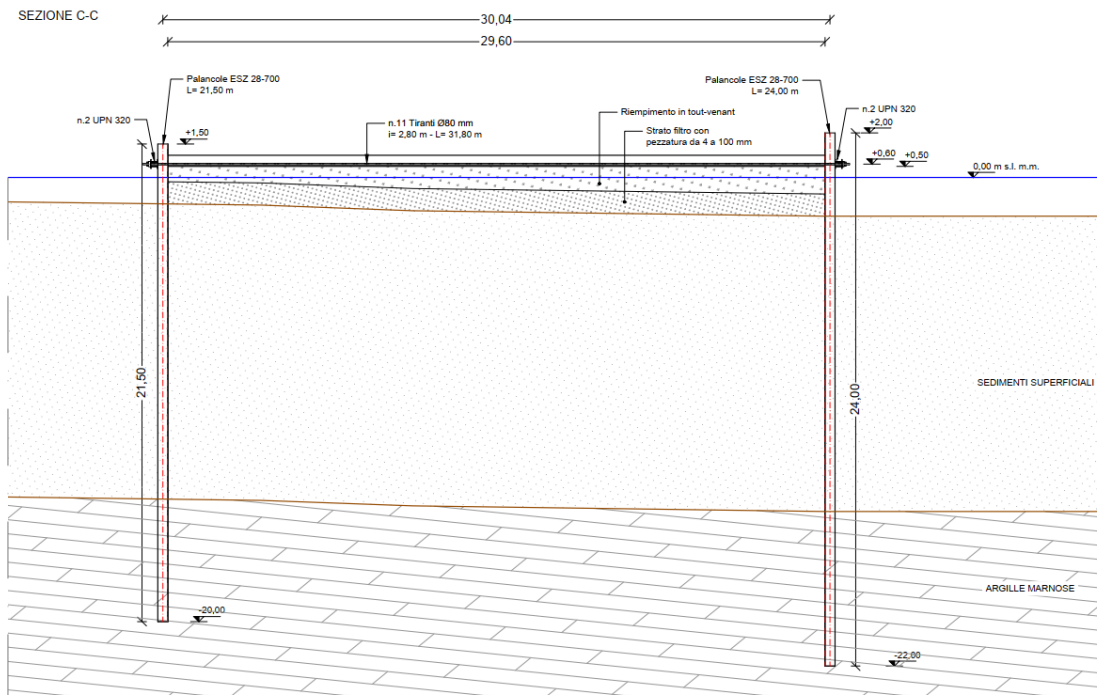


Figura 10 - Palancoolato di conterminazione – Sezione C-C

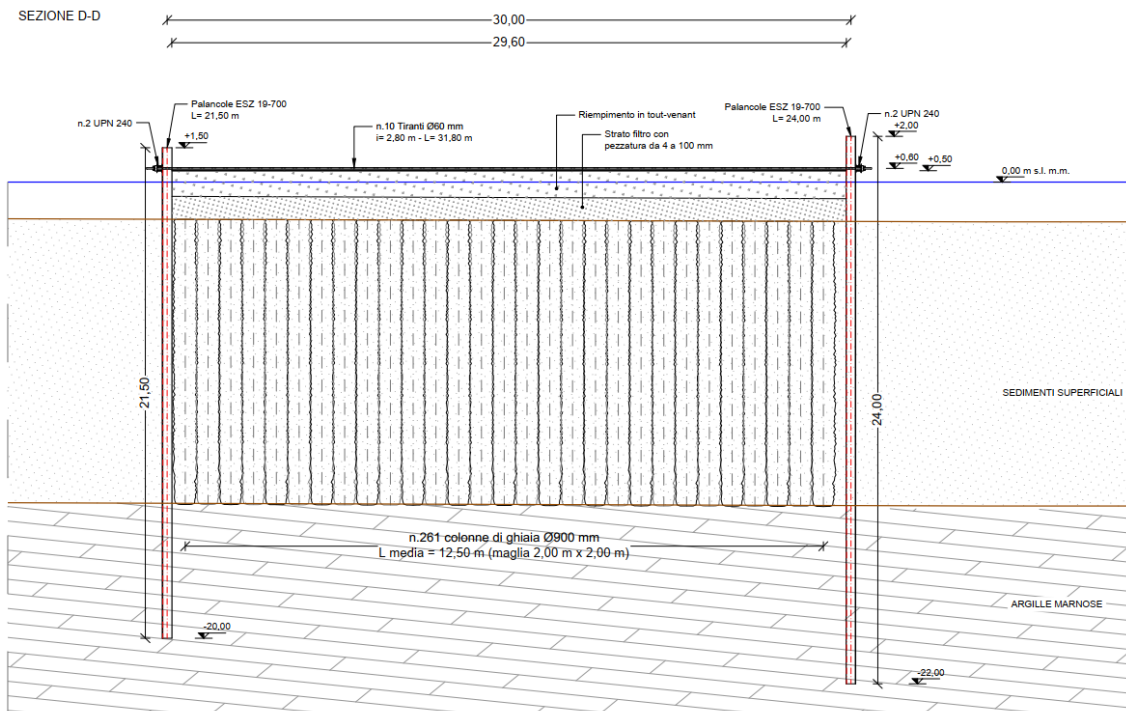


Figura 11 - Palancoolato di conterminazione – Sezione D-D

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

### 3.3.2 Consolidamento dei sedimenti superficiali

Prima di sottoporre il rilevato alla prova di carico, una parte dei sedimenti superficiali verranno consolidati mediante la tecnica di vibrosostituzione senza asportazione di terreno tipo “bottom feed”.

La tecnica della vibrosostituzione, particolarmente idonea nel caso di terreni di natura limo-argillosa quali quelli presenti in sito, consiste nella formazione di elementi colonnari in ghiaia compattata che, unitamente al terreno che ne resta intercluso, creano un sistema composito con caratteristiche di resistenza e rigidezza incrementate rispetto al terreno originario.

Nel dettaglio, la sonda vibrante viene dapprima infissa nel terreno fino alla profondità di progetto, dislocando lateralmente il terreno presente in posto. Una volta raggiunta la profondità di progetto, viene immesso il materiale drenante dalla punta della sonda (bottom feed). Con il successivo riabbassamento della sonda il materiale drenante viene addensato e subisce un' espansione laterale che compatta il terreno circostante. Durante il riempimento la sonda vibrante viene alzata e abbassata procedendo per avanzamenti di alcuni decimetri fino al raggiungimento di una quantità ottimale di materiale per colonna ovvero fino al raggiungimento di un prefissato assorbimento di energia dell' utensile. Il procedimento viene ripetuto fino a che il foro sia completamente riempito e compattato, formando una colonna di ghiaia. Durante tutto il processo l' utensile di perforazione è collegato ad opportuna strumentazione informatica che permette di controllare in tempo reale i dati di pressione e profondità raggiunti, la quantità di materiale immesso.

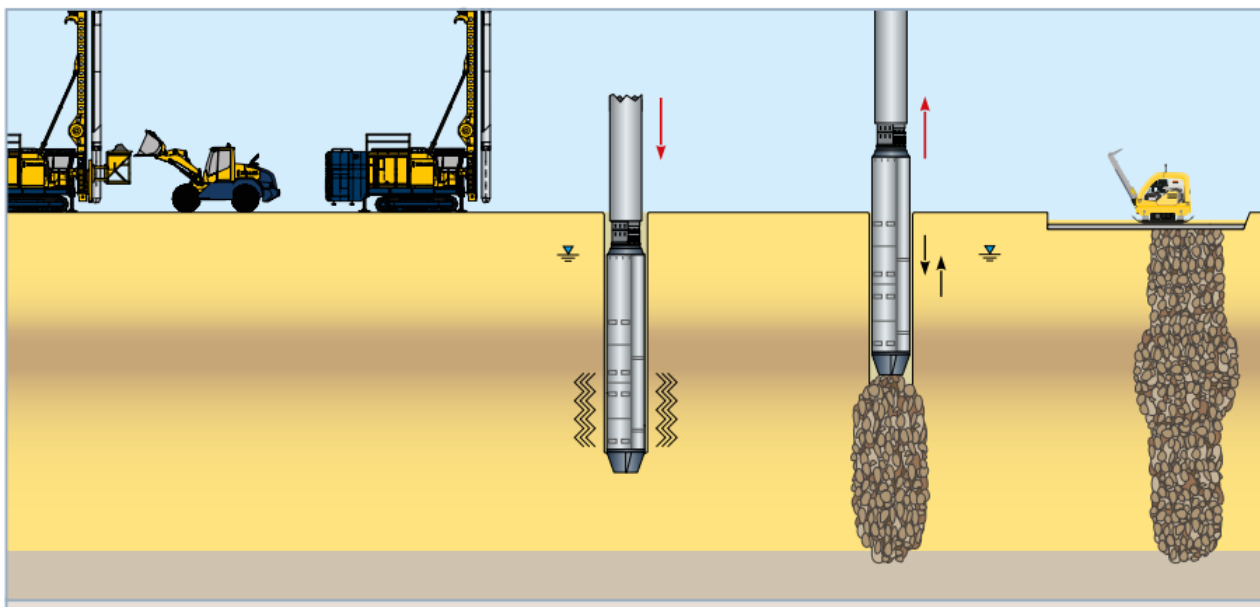


Figura 12 – Consolidamento dei sedimenti per vibrosostituzione – Sequenza esecutiva

RTI:

Progettista:

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

Nel caso in oggetto, l'intervento di consolidamento consiste nella realizzazione di una maglia regolare di colonne di ghiaia vibrocompattata di diametro 900 mm, con maglia 2,00 m x 2,00 m a quinconce, con lunghezza di colonne avente spessore medio pari a circa 13 m.

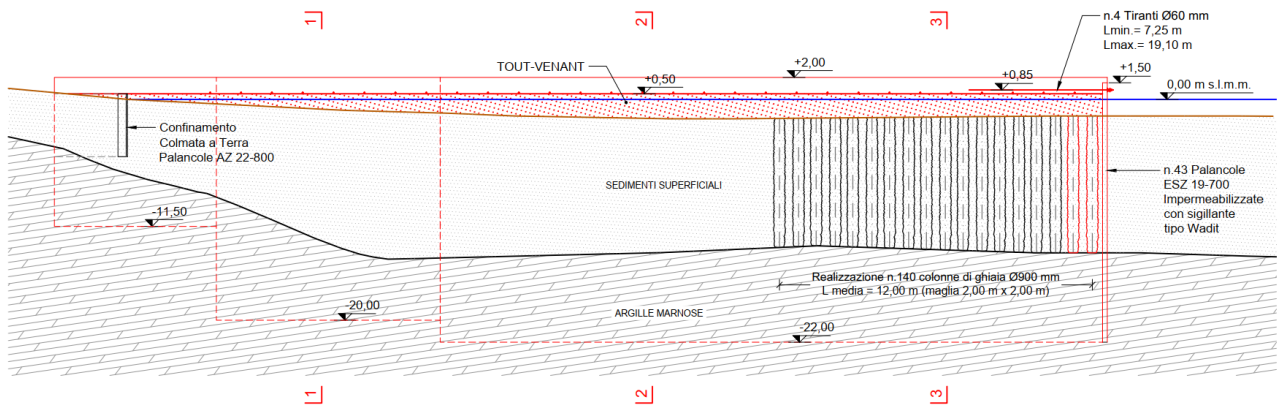


Figura 13 – Consolidamento dei sedimenti superficiali – Sezione longitudinale

FASE 2 - SEZIONE 3-3  
1:200

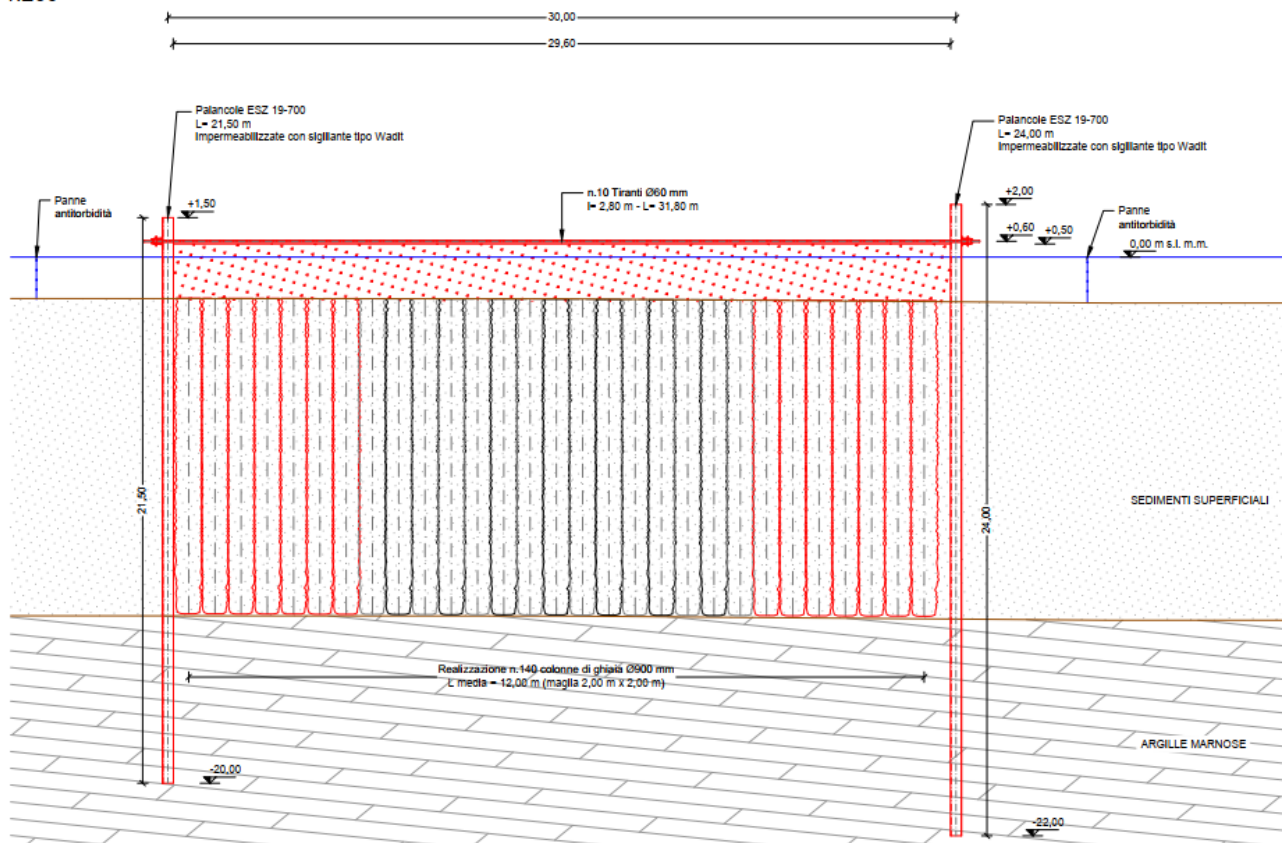


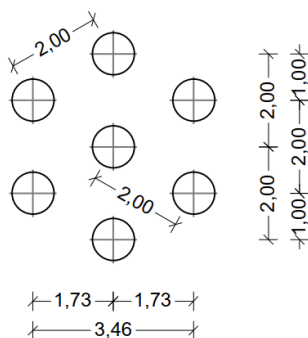
Figura 14 - Consolidamento dei sedimenti superficiali – Sezione trasversale

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

COLONNE DI GHIAIA Ø900 mm

Scala 1:200

MAGLIA 2,00 m x 2,00 m



**Figura 15 – Consolidamento dei sedimenti superficiali - maglia di consolidamento**

### 3.3.3 Materiale di riempimento del rilevato

Al fine di garantire un opportuno isolamento fisico tra riempimento del rilevato e sedimenti superficiali, a partire da quota fondale verrà realizzato un primo strato filtro, dello spessore di circa 1 m, caratterizzato da materiale con pezzatura compresa tra 4 e 100 mm.

L'opera verrà riempita mediante tout venant di cava.

### 3.3.4 Rilevato di carico

Si prevede la realizzazione di un rilevato di prova avente un'area di impronta totale pari a circa 1630 m<sup>2</sup>, pendenza delle scarpate 2/3 (altezza/larghezza) e distanza minima dal palancolato di conterminazione pari a 1 m. Parte del rilevato graverà sull'area oggetto di consolidamento mentre la restante graverà su un'area del rilevato non consolidata.

Il rilevato di prova verrà realizzato con tout venant di cava, mediante due principali step di avanzamento:

- 1) in una prima fase verrà realizzato un rilevato di altezza pari a 1,8 m, fino a quota pari a + 2,8 m s.l.m.m;

In questa fase, si prevede il mantenimento del carico per una durata di circa 20 gg.

Tale fase permetterà di stimare l'entità dei cedimenti immediati e valutare il trend deformativo al variare del tempo, a seguito dell'applicazione di un carico equivalente ai carichi permanenti agenti sul piazzale previsto in progetto.



- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

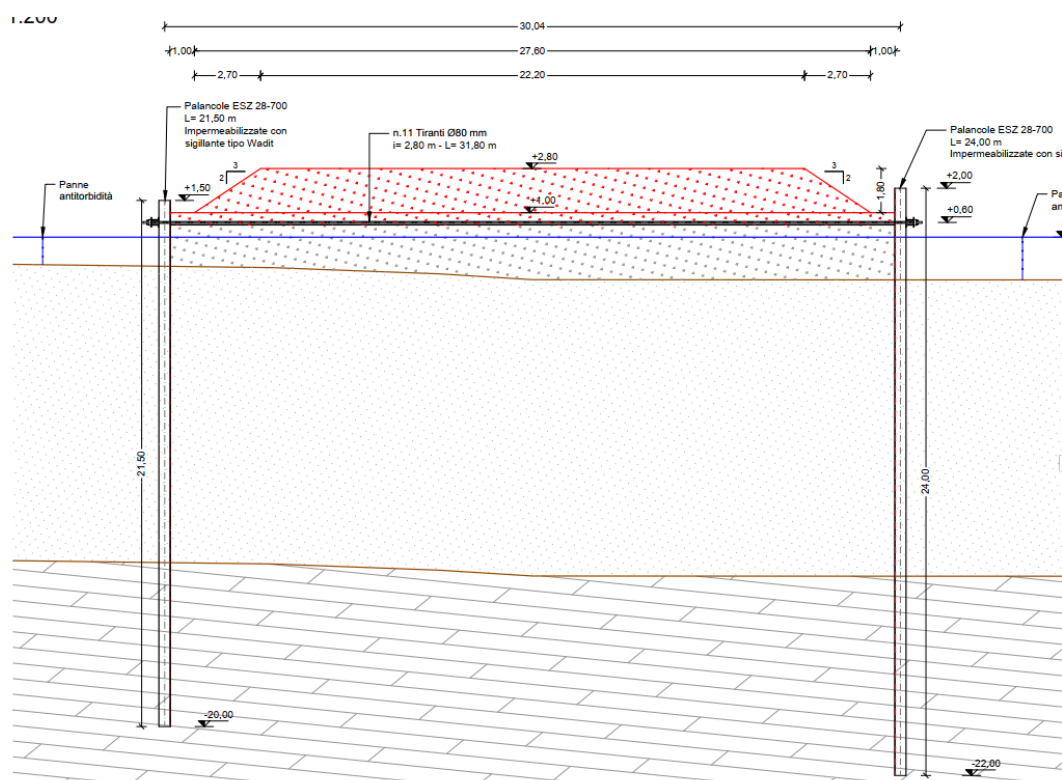
- 2) in una seconda fase si realizzerà un secondo strato del rilevato, di altezza pari a 2,40 m. L'altezza finale del rilevato sarà dunque pari a 4,2 m (quota pari a + 5,2 m s.l.m.m).

Nella configurazione finale del rilevato, si prevede il mantenimento del carico per una durata di circa 130 gg.

Tale fase permetterà di valutare l'entità dei cedimenti immediati e l'andamento temporale dei cedimenti di consolidazione, a seguito dell'applicazione dei sovraccarichi di progetto (assunti con il loro valore caratteristico) previsti sul piazzale nella sua configurazione definitiva.

FASE	ALTEZZA TOTALE RILEVATO	TEMPO DI PERMANENZA DEL RILEVATO DI CARICO
1	1,8 m	20 gg
2	4,2 m	130 gg

**Tabella 1 – Sintesi dei tempi di permanenza del carico del rilevato**



**Figura 16 – Rilevato di prova – Fase 1 – Sezione**

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

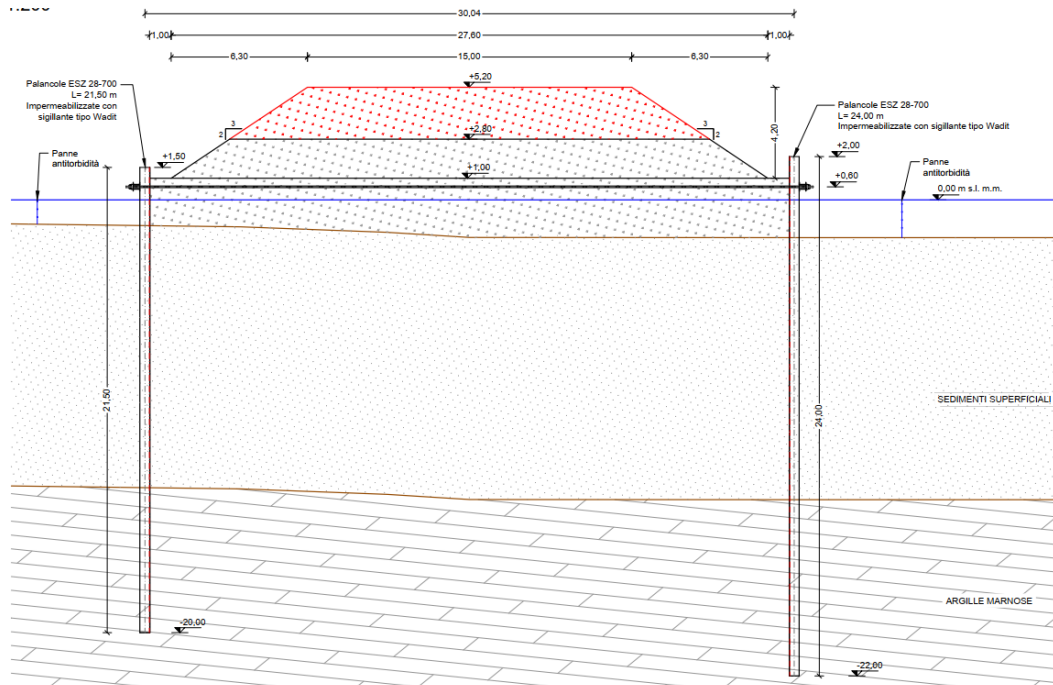


Figura 17 - Rilevato di prova – Fase 2 – Sezione

RTI:

Progettista:

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

## 4 PIANO DI MONITORAGGIO GEOTECNICO

Nei paragrafi che seguono vengono descritti gli strumenti di monitoraggio geotecnico e definite le frequenze di lettura.

### 4.1 Descrizione degli strumenti di monitoraggio

Si prevede l'installazione di verticali assestometriche, per la misurazione dei cedimenti nel tempo, e l'installazione di verticali piezometriche, per la misurazione delle pressioni neutre nel tempo.

Nel dettaglio, verranno predisposte:

- 1) n° 6 verticali assestometriche, di cui 3 in corrispondenza dell'area non consolidata e 3 in corrispondenza dell'area consolidata;

Ciascuna verticale assestometrica è costituita da:

- a) n° 5 **anelli magnetici da foro**.

Gli anelli magnetici saranno installati lungo il foro:

- n° 1 in corrispondenza della mezzeria dello strato del rilevato;
- n° 3 equidistanti in corrispondenza dei Fanghi Organici Superficiali;
- n° 1 in corrispondenza della parte sommitale delle Argille Marnose, a quota pari a circa 2 m al di sotto del contatto litostratigrafico con i Fanghi Organici Superficiali;

- b) n° 3 **anelli magnetici da rilevato**.

Gli anelli magnetici da rilevati saranno installati:

- n° 1 in corrispondenza della base del primo strato del rilevato;
- n° 1 in corrispondenza della base del secondo strato del rilevato;
- n° 1 in corrispondenza del piano campagna alla quota finale del rilevato.

- 2) n° 4 verticali piezometriche, di cui 2 in corrispondenza dell'area non consolidata e 2 in corrispondenza dell'area consolidata.

Ciascuna verticale piezometrica è costituita da n° 4 **piezometri a corda vibrante**.

I piezometri saranno installati:

- n° 1 in corrispondenza della mezzeria dello strato del rilevato;
- n° 1 in corrispondenza della mezzeria dei Fanghi Organici Superficiali;
- n° 1 in corrispondenza della parte sommitale delle Argille Marnose, a quota pari a circa 2 m al di sotto del contatto litostratigrafico con i Fanghi Organici Superficiali;
- n° 1 nelle Argille Marnose, a quota pari a circa 5 m al di sotto del contatto litostratigrafico con i Fanghi Organici Superficiali;

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

Verranno inoltre predisposte n° 47 **mire topografiche** sul perimetro del palancolato di conterminazione (mediamente 1 ogni 5 m di palancolato), in corrispondenza della quota sommitale, per la valutazione degli spostamenti del palancolato durante la fase di realizzazione dell'opera strutturale e costruzione del rilevato.

Numero totale verticali assestimentriche N° [-]	Strumentazione prevista su ciascuna verticale assestimentrica	
	Anelli magnetici da foro N° [-]	Anelli magnetici da rilevato N° [-]
6	5	3

**Tabella 2 – Sintesi della strumentazione prevista per la misurazione dei cedimenti del rilevato**

Numero totale punti di misura topografica sul palancolato di conterminazione N° [-]
47

**Tabella 3 – Sintesi della strumentazione prevista per la misurazione degli spostamenti del palancolato di conterminazione**

Numero totale verticali piezometriche N° [-]	Strumentazione prevista su ciascuna verticale piezometrica
	Piezometri a corda vibrante N° [-]
4	4

**Tabella 4 – Sintesi della strumentazione prevista per la misurazione delle pressioni neutre nei terreni di fondazione dell'opera e nel materiale di riempimento**

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

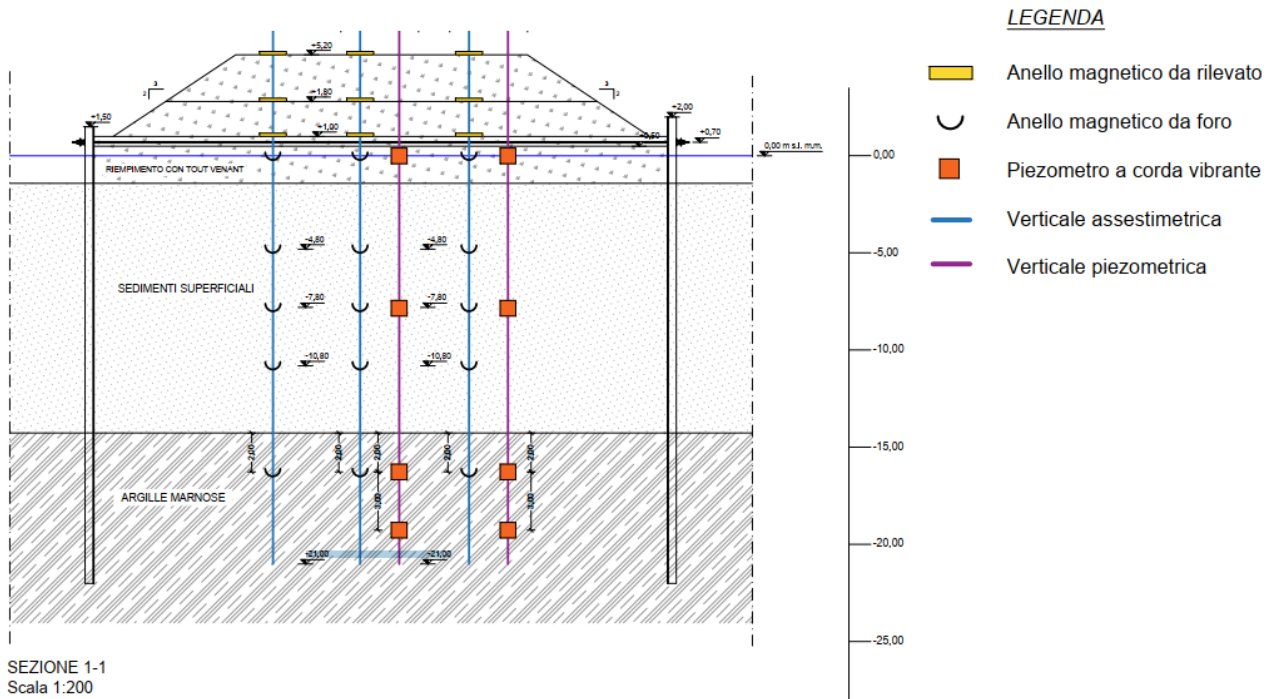


Figura 18 – Sezioni di monitoraggio geotecnico sull'area non consolidata

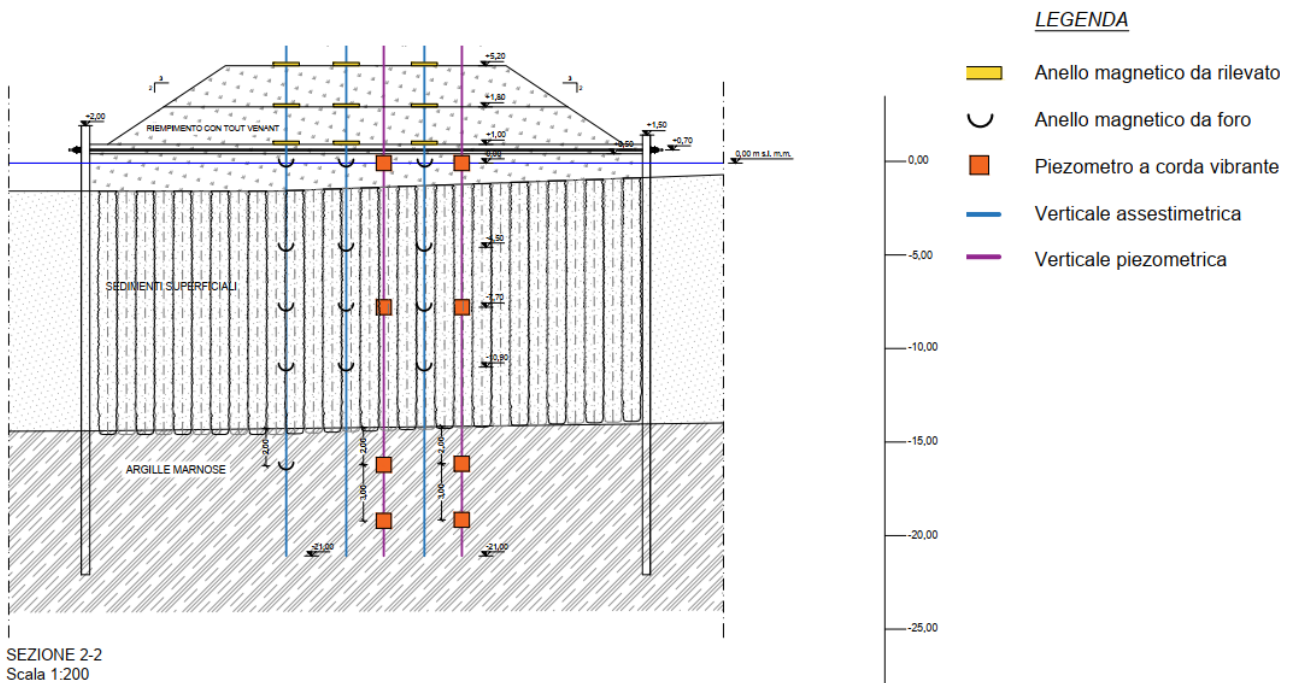


Figura 19 - Sezioni di monitoraggio geotecnico sull'area consolidata

- Relazione Tecnica sull'Intervento in rilevato strumentato e Piano di Monitoraggio Geotecnico -

#### 4.2 Installazione degli strumenti e frequenza dei rilevamenti

In Tabella 5 si sintetizza il momento di installazione degli strumenti in relazione alle fasi costruttive del rilevato strumentato e le frequenze di lettura di ciascun strumento di misura.

STRUMENTO	MOMENTO DI INSTALLAZIONE E LETTURA DI ZERO	FREQUENZA MEDIA DELLE LETTURE
Anelli magnetici da foro	Prima della realizzazione del primo strato del rilevato	1 ogni 3 gg
Anelli magnetici da rilevato a quota + 1 m s.l.m.m.	Prima della realizzazione del primo strato del rilevato	1 ogni 3 gg
Anelli magnetici da rilevato a quota + 2,8 m s.l.m.m.	Prima della realizzazione del secondo strato del rilevato	1 ogni 3 gg
Anelli magnetici da rilevato a quota + 5,2 m s.l.m.m.	Subito dopo il completamento del rilevato alla sua quota finale	1 ogni 3 gg
Mire topografiche	Prima della realizzazione del rilevato	1 ogni 3 gg
Piezometri a corda vibrante	Prima della realizzazione del rilevato	1 ogni 7 gg

**Tabella 5 – Sintesi delle frequenze di lettura**

Le frequenze di lettura sopra riportate potranno essere adattate in corso d'opera, in funzione delle rilevazioni effettuate. In via indicativa, le frequenze di lettura delle misure assestometriche (anelli magnetici) e topografiche potranno essere incrementate, fino ad un massimo di 1 lettura ogni 7gg, qualora non si registrino apprezzabili variazioni tra una lettura ed un'altra.

Si prevede una durata totale di monitoraggio delle opere pari a 150 giorni dalla fine della realizzazione completa del rilevato.