



MINISTERO
DELLE INFRASTRUTTURE
E DELLA MOBILITÀ
SOSTENIBILI



E.N.A.C
ENTE NAZIONALE per
L'AVIAZIONE CIVILE

Committente Principale



AEROPORTO INTERNAZIONALE DI FIRENZE AMERIGO VESPUCCI

Opera

MASTERPLAN AEROPORTUALE 2035

Titolo Documento Completo

Pista di volo 11-29, Taxiways ed Aprons
Relazione Tecnica Specialistica Interventi su Terreni di Sedime

Livello di Progetto

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA

LIV	REV	DATA EMISSIONE	SCALA	CODICE FILE COMPLETO
PFTE	00	Ottobre 2022	N/A	FLR-MPL-PFTE RWY2- 001-OC-RT
				TITOLO RIDOTTO
				Rel tec spe int su sed

00	10/2022	Prima Emissione	Ing. Alessandro Marradi Ing. Giacomo Betti Ing. Lorella Pipitone Ing. Roberta Cavallini	R. Sorrentino	L. Tenerani
REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

COMMITTENTE PRINCIPALE	GRUPPO DI PROGETTAZIONE	SUPPORTI SPECIALISTICI
 ACCOUNTABLE MANAGER Dott. Vittorio Fanti	 DIRETTORE TECNICO Ing. Lorenzo Tenerani Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara n°631	PROGETTAZIONE SPECIALISTICA SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE PER ADEGUAMENTO E SVILUPPO DELLE OPERE INFRASTRUTTURALI AIRSIDE M.C.P. MARRADI CONSULTING PARTNERS Infrastructures Engineering, Technology & Consulting
POST HOLDER PROGETTAZIONE AD INTERIM Dott. Vittorio Fanti POST HOLDER MANUTENZIONE Ing. Nicola D'ippolito POST HOLDER AREA DI MOVIMENTO Geom. Luca Ermini	RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Raffaello Sorrentino Ordine degli Ingegneri di Perugia n. A -2813	PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Alessandro Marradi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Firenze N°3550

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	5
2.1 <i>Sintesi parametri geotecnici.....</i>	5
2.2 <i>Analisi delle principali caratteristiche fisico-meccaniche</i>	7
2.3 <i>Grado di consolidazione dei terreni</i>	8
2.3.1 <i>Analisi del grado di consolidazione dei terreni coesivi superficiali.....</i>	8
2.3.2 <i>Determinazione del grado di consolidazione</i>	8
3. TRATTAMENTI E TECNOLOGIE	10
3.1 <i>Premessa.....</i>	10
3.2 <i>Opportune scelte geometriche del tracciato.....</i>	11
3.3 <i>Asportazione e sostituzione di strati superficiali molto compressibili.....</i>	11
3.4 <i>Impiego di materiali leggeri.....</i>	11
3.5 <i>Trattamenti di consolidazione</i>	12
3.5.1 <i>Vibroflottazione</i>	12
4.5.1 <i>Colonne di ghiaia</i>	13
4.5.2 <i>Pali battuti.....</i>	14
4.5.3 <i>Pali CFA.....</i>	15
4.5.4 <i>Jet-grouting.....</i>	16
4.5.5 <i>Deep mixing.....</i>	18
4.6 <i>Accelerazione dei processi di consolidazione.....</i>	19
4.6.1 <i>Dreni in sabbia</i>	19
4.6.2 <i>Geodreni a nastro prefabbricati</i>	20
4.7 <i>Considerazioni finali.....</i>	21
4. ACCELERAZIONE DEL PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE.....	22
4.1 <i>Caratteristiche tecniche dei geodreni verticali.....</i>	22
4.2 <i>Dettagli esecutivi.....</i>	23
4.3 <i>Fasi operative</i>	25
4.4 <i>Stima dei tempi di consolidazione.....</i>	27

1. INTRODUZIONE

La presente Relazione Tecnica è parte integrante dello Progetto di Fattibilità Tecnico Economica della Nuova Pista di volo "RWY 11-29", delle Taxiways e degli Aprons dell'Aeroporto Internazionale "Amerigo Vespucci" di Firenze, da realizzarsi nei territori comunali di Firenze e di Sesto Fiorentino (FI) nell'ambito dei lavori previsti dal Master Plan 2023-2035 dello scalo toscano.

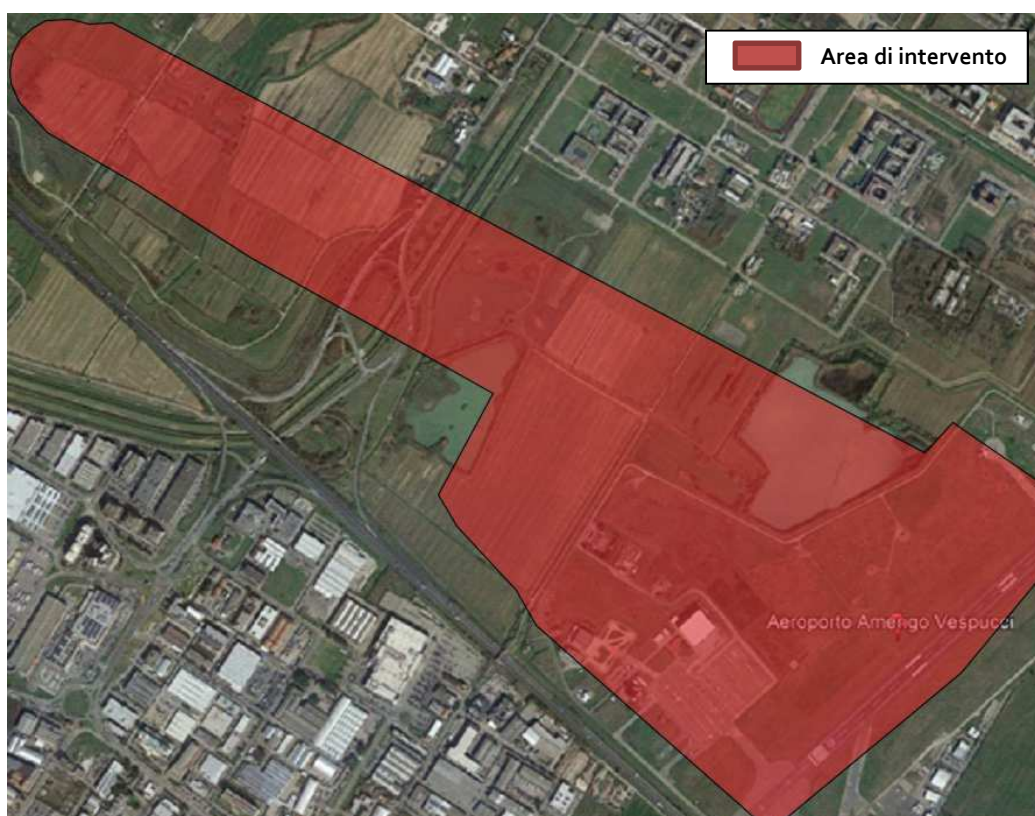


Figura 1 Inquadramento territoriale – Individuazione Area di studio

Nel proseguo della presente si individuano le possibili metodologie di intervento nel sottosuolo in funzione delle caratteristiche del terreno di sedime, descritte nell'allegata Relazione Geotecnica, sul quale insisteranno le nuove infrastrutture e le opere connesse, al fine di individuare la soluzione progettuale più funzionale alla loro realizzazione.

Il Progetto, relativamente all'area di movimento, prevede la realizzazione delle seguenti principali opere (Figura 2), oltre alla definizione delle aree di sicurezza quali Aree Strip di Runway, Cleared and Graded Areas e Runway End Safety Areas:

- nuova pista di volo con orientamento 11-29, pressoché ortogonale a quella esistente, avente una lunghezza di attivazione di 2000 m, con estensione prevista successivamente a 2200 m;
- revisione e ampliamento piazzali (Apron 100) e raccordi (Taxiways), ubicati nella porzione sud-orientale dell'area di progetto.

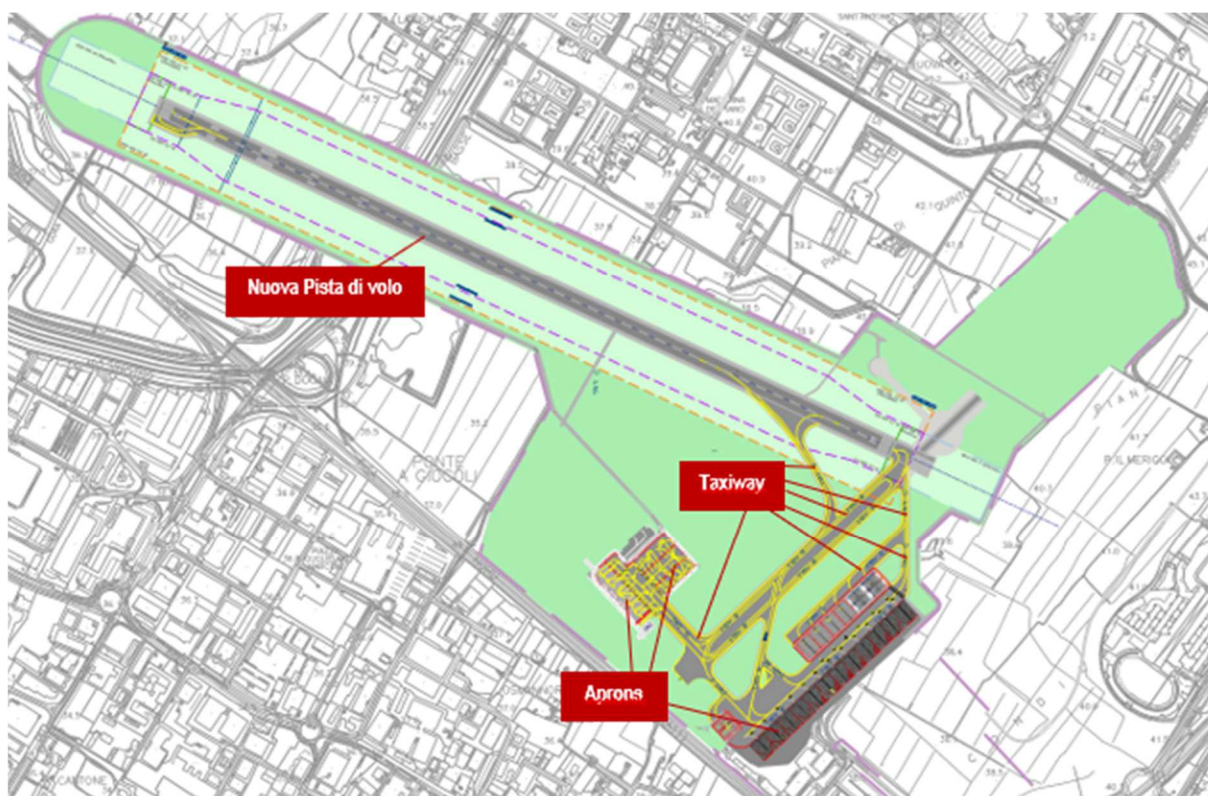


Figura 2 Interventi previsti in progetto

2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

2.1 Sintesi parametri geotecnici

Come evidenziato nella Relazione Geotecnica allegata alla presente, i terreni di sedime sui quali insisteranno le opere in oggetto sono caratterizzati dai principali parametri geotecnici riportati di seguito, scaturiti da due campagne di indagini eseguite nel novembre 2015 e nel luglio 2017.

Con riferimento alle prove CPT eseguite in sito e tenendo conto delle principali suddivisioni individuabili sulle verticali delle prove penetrometriche che interessano la nuova Pista di volo, secondo le interpretazioni litologiche di riferimento, i parametri geotecnici di riferimento possono essere sintetizzati secondo quanto riportato nella seguente Tabella 1:

Tabella 1 Elaborazione statistica prove penetrometriche

Sigla	Intervallo	natura coesiva		natura granulare	
		Resistenza non drenata	Modulo Edometrico	Angolo di attrito	Modulo Edometrico
		c_u [kPa]	M_o [kPa]	ϕ [°]	M_o [kPa]
CPT15	Da 0.40 a 1.00 m dal p.c.	68.97	7943.39	26.77	11620.88
	Da 1.20 a 3.20 m dal p.c.	70.04	5883.99	26.68	6472.39
	Da 3.40 a 4.80 m dal p.c.	89.15	12062.18	28.46	13091.88
	Da 5.00 a 6.20 m dal p.c.	133.19	16180.97	30.61	16475.17
CPT17	Da 0.40 a 0.80 m dal p.c.	n.d.	15886.77	31.00	15592.57
	Da 1.00 a 3.40 m dal p.c.	77.39	7060.79	26.73	7060.79
	Da 3.60 a 5.20 m dal p.c.	132.96	12650.58	29.63	12650.58
	Da 5.40 a 6.00 m dal p.c.	173.68	18387.47	31.04	18240.37
CPT19	Da 0.40 a 0.60 m dal p.c.	n.d.	n.d.	28.36	12944.78
	Da 0.80 a 3.40 m dal p.c.	50.31	6776.59	26.28	8825.99
	Da 3.60 a 3.80 m dal p.c.	95.22	11620.88	28.36	11620.88
	Da 4.00 a 6.40 m dal p.c.	117.55	14415.78	30.49	14709.98
CPT21	Da 0.40 a 0.60 m dal p.c.	n.d.	6766.59	27.03	10885.38
	Da 0.80 a 3.40 m dal p.c.	70.45	8237.59	27.43	9120.18
	Da 3.60 a 4.00 m dal p.c.	n.d.	12650.58	29.89	13238.98
	Da 4.20 a 6.00 m dal p.c.	169.32	16180.97	30.54	15739.67
CPT23	Da 0.60 a 1.00 m dal p.c.	74.12	5511.34	26.68	6619.49
	Da 1.20 a 3.20 m dal p.c.	76.37	7943.39	27.06	7943.39
	Da 3.40 a 3.80 m dal p.c.	133.93	12944.78	29.89	12944.78
	Da 4.00 a 5.60 m dal p.c.	154.06	15886.77	30.56	15886.77
CPT25	Da 0.60 a 0.80 m dal p.c.	n.d.	7943.39	27.68	8237.59
	Da 1.00 a 3.20 m dal p.c.	69.97	8090.49	27.22	8973.08

Sigla	Intervallo	natura coesiva		natura granulare	
		Resistenza non drenata	Modulo Edometrico	Angolo di attrito	Modulo Edometrico
		Cu [kPa]	M ₀ [kPa]	φ [°]	M ₀ [kPa]
	Da 3.40 a 4.40 m dal p.c.	108.94	13386.08	29.24	13386.08
	Da 4.60 a 5.80 m dal p.c.	153.71	16769.37	30.54	16769.37
CPT27	Da 0.40 a 1.20 m dal p.c.	85.10	8237.59	27.79	8531.79
	Da 1.40 a 2.60 m dal p.c.	77.69	8531.79	27.13	7943.39
	Da 2.80 a 5.00 m dal p.c.	119.38	12797.68	29.61	12356.38
	Da 5.20 a 6.40 m dal p.c.	181.79	19711.37	30.61	17063.57
CPT29	Da 2.20 a 2.60 m dal p.c.	n.d.	7354.99	27.89	9120.18
	Da 2.80 a 4.80 m dal p.c.	96.29	12650.58	28.64	12650.58
	Da 5.00 a 7.20 m dal p.c.	129.81	15298.37	29.83	15886.77
	Da 2.20 a 2.60 m dal p.c.	n.d.	7354.99	27.89	9120.18

I sondaggi a carotaggio continuo eseguiti lungo l'asse della pista hanno permesso di riscontrare, al di sotto di 0.2÷0.3 m di suolo vegetale, terreni coesivi quali principalmente argille e limi, spesso da compatti a molto compatti e talvolta limi argillosi e argille consistenti.

I terreni interessati dalla realizzazione della CGA-nord sono prevalentemente argille e limi, consistenti nella parte nord-occidentale e compatti al centro della pista; talvolta si incontrano argille debolmente limose e limi debolmente sabbiosi. Il terreno vegetale ha uno spessore di 0.15÷0.30 m. Lungo la CGA-sud in progetto si trovano, al di sotto di 0.2 m di suolo vegetale, argille e limi molto compatte nei primi metri (2.0÷4.0 dal p.c.) e compatte più in profondità.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state realizzate, per le postazioni riguardanti la sezione centrale della Pista di volo, delle prove Standard Penetration Test (S.P.T.) che hanno permesso di ricavare le seguenti indicazioni sulle caratteristiche geotecniche del terreno incontrato attraverso correlazioni di natura empirica.

Tabella 2 Parametri geotecnici ricavabili dai valori di N_{SPT}

Sigla sondaggio	SPT	Litologia	φ [°]	E _d [kPa]
S103	1	Limi deb. argillosi consistenti	31.4÷36.5	8825.99÷10591.18
	2	Argilla consistente	35.4÷39.7	14709.98÷17651.97
S104	1	Limi argillosi consistenti	32.3÷37.1	9806.65÷11767.98
	2	Argilla e limi consistenti	34.2÷8.5	12258.31÷14709.98
S107	1	Argille asciutte molto consistenti	30.0÷35.5	7354.99÷8825.99
	2	Argille molto consistenti	32.3÷37.1	9806.65÷11767.98

2.2 Analisi delle principali caratteristiche fisico-meccaniche

Le analisi di laboratorio, eseguite sui campioni ricadenti lungo la sezione centrale della nuova Pista di volo, hanno evidenziato quanto segue:

- analizzando i parametri fisici del terreno, risultanti dalle prove di laboratorio, il valore della distribuzione della mediana del peso di volume naturale (γ) è pari a 19.5 kN/m³ (valori che variano tra 16.6 e 20.6 kN/m³), il valore della distribuzione della mediana del peso di volume secco (γ_d) corrisponde a 16.0 kN/m³ (valori che variano tra 14.3 e 18.4 kN/m³), quello del peso specifico dei grani (G_s) corrisponde a 26.6 kN/m³ (valori che variano tra 25.68 e 27.21 kN/m³);
- dai risultati delle prove granulometriche dei campioni indisturbati si evince che nella totalità dei terreni indagati sono presenti classi granulometriche fini (grandezza dei clasti inferiore a 60 micron) corrispondenti a limi e argille in percentuali che oscillano dal 67.8 % al 100 %. Solo in alcuni campioni sono stati riscontrati terreni con granulometria più grossolana (sabbie e ghiaie) con percentuali che non superano il 32.2%;
- analizzando i limiti di Atterberg (limiti di consistenza), il valore della distribuzione della mediana del limite liquido (LL%) è pari al 54%, con valori che variano da 36% a 73%, il valore della distribuzione della mediana del limite plastico (LP%) è pari al 23%, con valori che variano da 17% a 30%, mentre il valore della distribuzione della mediana dell'indice di plasticità (I_p) è pari al 31%, con valori che variano da 15% a 50%;
- quasi tutti i terreni indagati presentano un valore dell'indice di attività (I_a), corrispondente alla pendenza della retta dell'indice di plasticità, inferiore a 0.75, valore che classifica tali terreni come "inattivi". Dal punto di vista dell'indice di consistenza (I_c), la quasi totalità dei terreni presenta valori superiori a 0.75 (consistenza solido-plastica) o superiori a 1 (consistenza semi-solido o solido). Secondo la Carta di plasticità di Casagrande (1948) i terreni analizzati sono classificati come argille inorganiche di media (CL) e alta (CH) plasticità;
- secondo la classificazione UNI 11531-1, quasi tutti i terreni possono essere classificati come appartenenti al gruppo A7-6 (argille fortemente compressibili mediamente plastiche), ad eccezione di un campione classificabile come A7-5 (argille fortemente compressibili mediamente plastiche) ed alcuni come A6 (argille poco compressibili);
- il contenuto delle sostanze organiche è pari a 4.6% (valore della mediana della popolazione dei campioni di prova), con valori che sono compresi tra 3.4% e 6.9%;

- l'indice CBR determinato dopo 96 ore di imbibizione, ottenuto su provini preparati in laboratorio a partire da campioni di terreno prelevati nello strato superficiale (entro i primi 1.5 m di spessore), è pari a 2.1% (valore della mediana della popolazione dei campioni di prova), con valori che sono compresi tra 1.0% e 5.8%.

2.3 Grado di consolidazione dei terreni

2.3.1 Analisi del grado di consolidazione dei terreni coesivi superficiali

Con riferimento alla Relazione geologica redatta dalla Società "Terra e Opere S.r.l." si osserva che l'analisi delle prove di laboratorio (prove edometriche) e delle prove in sito (CPT, CPTU, DT) ha evidenziato la presenza di terreni superficiali con un elevato grado di sovraconsolidazione (OCR), concentrata soprattutto nei primi due metri di profondità dal piano campagna e dovuta a processi di essiccamento per temporanea emersione di sedimenti in ambiente di deposizione lacustre-palustre.

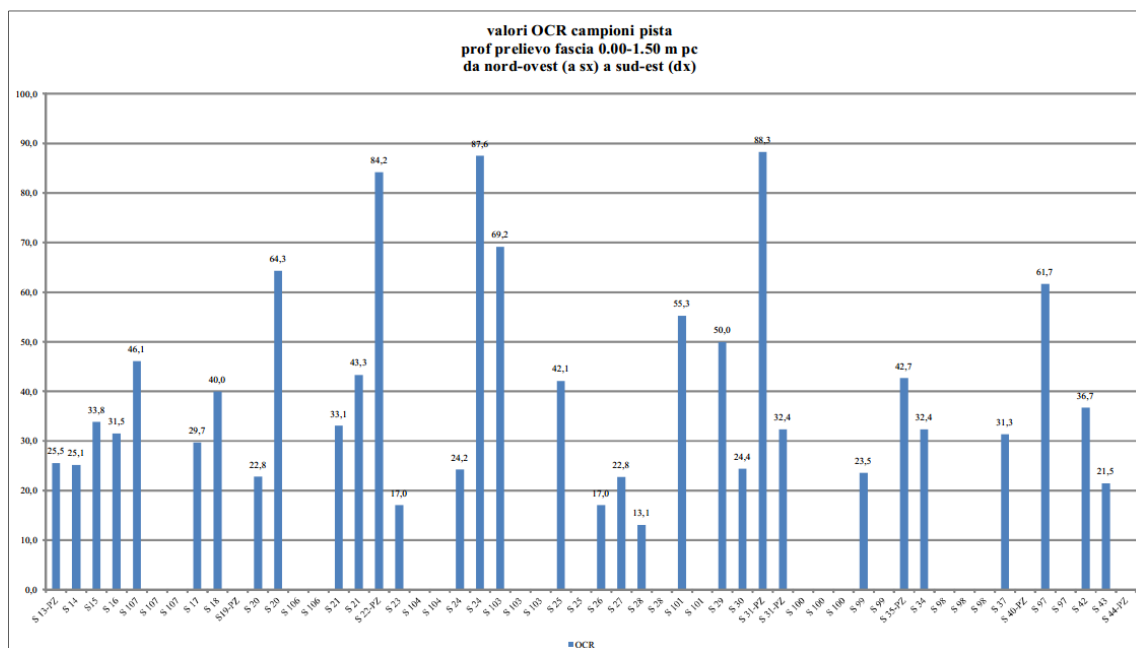


Figura 3 Indice OCR – campioni pista volo - prof. prelievo 0.00÷-1.50 m pc

2.3.2 Determinazione del grado di consolidazione

L'analisi delle prove in sito e delle prove di laboratorio sui campioni prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici ha evidenziato indici di sovra-consolidazione particolarmente elevati, sempre superiori a 5 (cinque).

Considerando quanto descritto nella Relazione geotecnica, l'elevato grado di sovraconsolidazione è dovuto esclusivamente a processi di essiccamento per temporanea emersione di sedimenti in ambiente di deposizione lacustre-palustre. Tali processi sono annoverati in letteratura fra le cause di preconsolidazione dei terreni e rappresentano un processo di preconsolidazione ben diverso da quello meccanico dovuta a precarichi (con successiva erosione).

I fenomeni di sovraconsolidazione sono stati registrati anche in corrispondenza di aree limitrofe a quella in esame, in terreni coesivi del tutto analoghi (argille limose e limi argillosi), e sono documentate, ad esempio, presso l'area di Case Passerini (cfr. Relazione geotecnica relativa alla progettazione del nuovo impianto di recupero energia da incenerimento rifiuti non pericolosi); nell'area di Peretola-Castello (cfr. G. Vannucchi "Analisi statistica e sperimentale della compressibilità dei terreni di fondazione nell'area di Peretola-Castello", Rivista Italiana di geotecnica, A.G.I., 1987) e nell'area del Polo Scientifico Universitario di Sesto Fiorentino.

In sintesi, sulla base dei dati scaturiti dalle indagini in sito e dalle prove di laboratorio ed in relazione ai parametri di letteratura analizzati per l'area in esame, ormai consolidati e riconosciuti, si ritiene di considerare, ai fini della modellazione geotecnica per il calcolo dei cedimenti, i terreni più superficiali (fino a -1,00 m dal p.c.) come moderatamente Sovra-Consolidati ed i terreni sottostanti come Normal-Consolidati: tale ipotesi si ritiene la più rispondente e rappresentativa delle caratteristiche dei materiali presenti nell'area in esame.

3. TRATTAMENTI E TECNOLOGIE

3.1 Premessa

Quando si è in presenza di terreni compressibili come quelli riscontrati nell'area di realizzazione della nuova Pista di Volo è necessario prendere provvedimenti per evitare eccessivi cedimenti nel tempo o addirittura vere e proprie rotture del rilevato. Le tecniche costruttive che possono impiegarsi in questi casi sono diverse e devono essere selezionate in base allo spessore dello strato cedevole ed alle caratteristiche del terreno.

Possiamo generalizzare il problema considerando due casi:

1. Se lo spessore dello strato cedevole è dell'ordine dei 2m può essere conveniente operare una bonifica, ovvero la completa asportazione del deposito molle per la larghezza interessata dal rilevato e l'impostazione del rilevato direttamente sullo strato sottostante più consistente.
2. Se lo spessore è notevole, può essere conveniente operare con altri tipi di intervento, come ad esempio consentire l'affondamento del rilevato per effetto del suo carico. È opportuno in questo caso costruire il rilevato con un'altezza maggiore del necessario, in modo da aumentarne il peso ed accelerare di conseguenza il processo di consolidazione: ad affondamento ultimato, si procede all'asportazione della parte eccedente la quota definitiva. Tuttavia, a causa della bassissima permeabilità di questi tipi di terreni si ha una ridotta velocità di dissipazione delle sovrappressioni neutre indotte dal carico del rilevato e, di conseguenza, una velocità di consolidazione altrettanto bassa. Per questo motivo tale tecnica è poco utilizzata se non in combinazione con provvedimenti che accelerino la consolidazione, quali ad esempio i dreni verticali che facilitano la fuoriuscita dell'acqua dal terreno e quindi il processo di consolidazione.

I cedimenti sono dovuti principalmente o alla variazione della massa volumica del rilevato (dovuta a difetti dei materiali che lo compongono e/o ad una scorretta posa in opera), o ad abbassamenti del terreno di appoggio, cui a volte si associano sollevamenti dei piani di campagna adiacenti al rilevato stesso. Quando tali cedimenti superano una certa entità, possono produrre deformazioni e/o rotture della sovrastruttura.

I provvedimenti preventivi atti a ridurre l'entità dei cedimenti o ad accelerare i tempi di consolidazione possono essere sinteticamente riassunti come segue:

- 1) opportune scelte geometriche del tracciato;
- 2) asportazione e sostituzione di strati superficiali molto compressibili (bonifiche);
- 3) impiego di materiali leggeri;
- 4) trattamenti di consolidazione del sottosuolo;
- 5) accelerazione dei processi di consolidazione.

In linea generale, occorre che gli interventi vengano scelti in rapporto alle situazioni litostratigrafiche, all'entità del carico trasmesso, alla forma ed alle dimensioni delle superfici di impronta.

Di seguito si riporta una breve descrizione relativa alle soluzioni precedentemente elencate.

3.2 Opportune scelte geometriche del tracciato

Tramite questa soluzione i Progettisti, nel caso sia possibile, cercano di inserire la nuova infrastruttura all'interno di una porzione di territorio il cui sottosuolo non sia caratterizzato da particolari criticità, relative ad esempio alla compressibilità degli strati.

Tuttavia, nel presente caso, questa opzione non può essere presa in considerazione visto che la geometria plano-altimetrica dell'infrastruttura risulta già ampiamente definita e vincolata.

3.3 Asportazione e sostituzione di strati superficiali molto compressibili

Per eliminare la possibilità di avere dei cedimenti a causa, ad esempio, della variazione della massa volumica di strati cedevoli, quando questi risultano in spessori modesti possono essere rimossi tramite un'operazione di bonifica.

Tuttavia, nel presente caso anche questa opzione non può essere presa in considerazione visto che gli spessori degli strati compressibili, che generano i cedimenti del piano di posa del rilevato, sono piuttosto elevati ed una potenziale bonifica risulterebbe impegnativa sia in termini economici che sul piano pratico-operativo.

3.4 Impiego di materiali leggeri

L'alleggerimento dei rilevati ha come obiettivo quello di agire sul peso dell'intero rilevato e quindi sulle potenziali cause di cedimenti. In definitiva, questa metodologia consente di evitare le cause di accadimento dei cedimenti, anziché contrastarne gli effetti. I materiali impiegabili a questo scopo, come l'argilla espansa o il Polistirene

Espanso Sinterizzato (EPS), sono caratterizzati da un peso specifico nettamente inferiore rispetto a quello di un tradizionale "terreno da rilevato".

Questa opzione non può essere attuata nell'ambito del presente Progetto, vista la strategia (già ampiamente pianificata) incentrata sul riutilizzo del materiale scavato al fine di consentire la compensazione dei movimenti di materia, limitando i trasporti da e per il cantiere.

3.5 Trattamenti di consolidazione

A scopo illustrativo, si presentano di seguito le diverse tecniche di consolidazione spiegando i campi d'impiego e le tipologie di applicazioni ottimali.

I trattamenti di consolidazione vengono scelti in rapporto alle situazioni litostratigrafiche presenti, oltreché agli aspetti ambientali e territoriali limitrofi all'area di intervento.

3.5.1 Vibroflottazione

La vibroflottazione è una tecnica per il consolidamento di terreni non coesivi effettuata mediante vibrazione e saturazione del terreno con materiale di riempimento. Viene utilizzata principalmente su terreni sabbiosi e/o ghiaiosi e consiste nello spostare in profondità la fonte della vibrazione riempiendo con materiale granulare la cavità formatasi a seguito della compattazione.

In sostanza, la vibroflottazione consiste nella riorganizzazione delle particelle di terreno fino ad ottenere una configurazione più densa a mezzo di potenti vibratorii.

Il materiale a diretto contatto con la sonda riceve un potente impulso, dato dall'effetto della vibrazione, capace di annullare i legami di natura attrattiva tra le particelle, favorendone una successiva riorganizzazione secondo configurazioni più stabili. In altre parole, la vibrazione riesce efficacemente a serrare le particelle le une alle altre, conferendo al terreno una maggiore resistenza ai carichi esterni. A questo contribuisce l'apporto di materiale granulare di ottime qualità, il quale consente al contempo di mantenere la sonda sempre a diretto contatto con le pareti della cavità generata dal processo di vibroflottazione.



Figura 4 Consolidazione del sottosuolo tramite la tecnica della Vibroflottazione

3.5.2 Colonne di ghiaia

La realizzazione di colonne di ghiaia rappresenta una tecnica per il consolidamento di terreni soffici coesivi e consiste nella creazione di colonne di ghiaia di lunghezza tale da raggiungere gli strati profondi resistenti del terreno.

Le caratteristiche geometriche delle colonne in ghiaia prevedono, generalmente, un diametro variabile tra 0.70 e 1.20 m ed un'altezza compresa tra 5 e 14 m. Normalmente vengono realizzate, dal punto di vista della disposizione planimetrica, secondo maglie triangolari o quadrate e con un interasse compreso tra 1.50 e 3.50 m.

Per la realizzazione delle colonne viene prevalentemente utilizzato il vibro a carica pneumatica, dove il materiale ghiaioso di apporto fuoriesce direttamente, sotto pressione d'aria, alla punta dell'utensile.

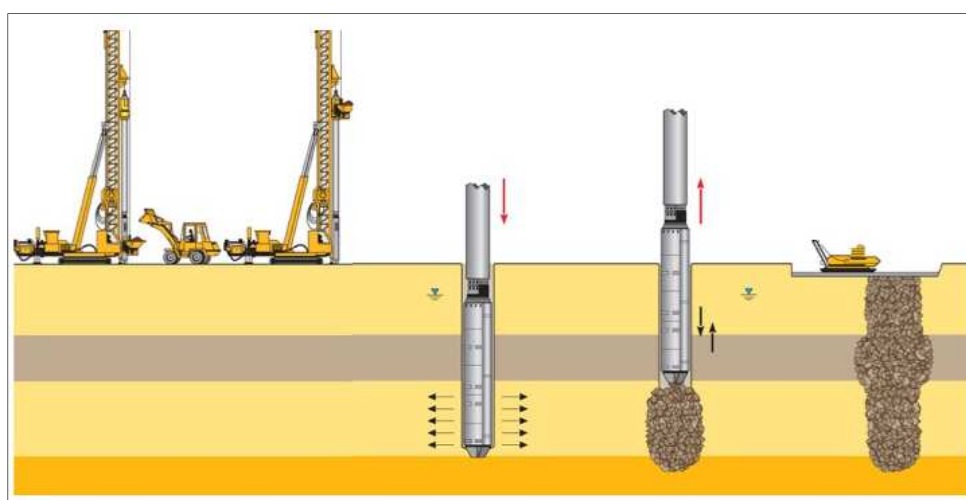


Figura 5 Fasi esecutive per la realizzazione delle colonne in ghiaia mediante vibrocompattazione

Di solito viene steso e compattato uno strato di materiale granulare al di sopra delle colonne (spessore pari a 0.50 – 1.50 m) al fine di favorire l'addensamento della parte più superficiale del manufatto. Tale strato ha anche funzione di materasso drenante.

I benefici derivanti dalla posa in opera di colonne in ghiaia sono:

- sostituzione di parte del materiale coesivo con materiale di buone qualità;
- concentrazione sulle colonne del carico trasmesso dai carichi presenti in superficie.

I benefici di cui sopra sono connessi al rapporto tra l'estensione dell'area di carico rispetto all'area occupata dalle colonne. La profondità deve essere tale da raggiungere strati con resistenza almeno 5 volte superiore a quella dello strato tenero.

Ai fini della valutazione della fattibilità tecnico-economica della presente soluzione, si considerano i seguenti valori:

- costo unitario: 43.50 €/m
- caratteristiche geometriche tipiche: diametro 630mm;
- tempi di realizzazione: 0.18 ora/m (11 min/m).

3.5.3 Pali battuti

I pali battuti sono prefabbricati e vengono prodotti in stabilimento e infissi in opera senza asportazione di terreno e l'infissione si esegue mediante un maglio diesel o idraulico. Tale tecnica e le attrezzature appositamente progettate consentono di raggiungere profondità massime di 25-27 metri con diametri variabili da 335 a 610 mm.

La produttività può variare da 15 a 40 pali/giorno per attrezzatura, a seconda della lunghezza dei pali, del loro diametro e della resistenza offerta dal terreno.



Figura 6 Consolidazione del sottosuolo tramite posa in opera di pali battuti

Ai fini della valutazione della fattibilità tecnico-economica della presente soluzione, si considerano i seguenti valori:

- costo unitario: $\approx 60.00 \text{ €/m}$;
- caratteristiche geometriche tipiche: diametro 500mm;
- tempi di realizzazione: 0.05 ora/m (3.5 min/m).

3.5.4 Pali CFA

La perforazione viene effettuata con un'elica continua costituita da un dispositivo che impedisce l'entrata di terreno e/o acqua durante la perforazione. Avvenuta la perforazione, si procede al getto del calcestruzzo e all'inserimento dell'armatura metallica. La gabbia di armatura viene posta in opera mediante apposito argano di servizio installato sulla macchina base. La gamma dei diametri e delle lunghezze ottenibili con tale metodologia è molto estesa. Infatti, si possono eseguire pali con diametro compreso tra 40 e 140 cm, mentre le lunghezze raggiungibili con le attuali attrezzature sono dell'ordine dei 35 - 40 metri in funzione del diametro del palo e consistenza del terreno.

La metodologia di perforazione si presta all'attraversamento di una vasta gamma di terreni coesivi ed incoerenti, sia in assenza che in presenza di falda; ciottoli di dimensioni compatibili con il diametro dell'elica vengono scostati senza eccessiva difficoltà grazie alla potenza delle rotary utilizzate.

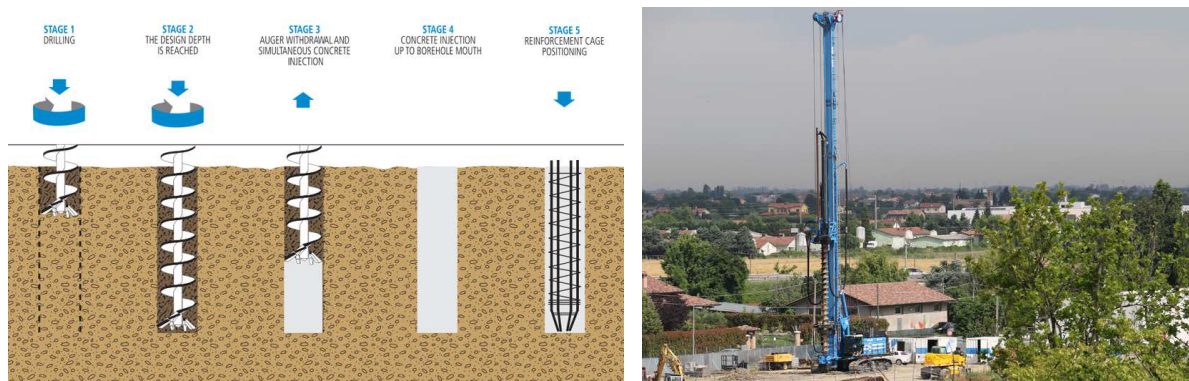


Figura 7 Consolidazione del sottosuolo tramite realizzazione di pali CFA

Ai fini della valutazione della fattibilità tecnico-economica della presente soluzione, si considerano i seguenti valori:

- costo unitario: $\approx 70.00 \text{ €/m}$;
- caratteristiche geometriche tipiche: diametro 600mm;
- tempi di realizzazione: 0.25 ora/m (15 min/m).

3.5.5 Jet-grouting

Processo che consiste nella disaggregazione del suolo e successiva miscelazione con la boiaccia di cemento. L'esecuzione di colonne di jet-grouting consiste in una preventiva perforazione del terreno con successiva risalita della sonda; durante questa seconda fase viene iniettata la malta necessaria alla miscelazione del terreno. Il jet-grouting consente il miglioramento delle caratteristiche meccaniche e di permeabilità del terreno mediante trattamento con una miscela acqua/cemento iniettata ad altissima velocità.

Sulla base del numero di fluidi utilizzati, la normativa europea EN 12716 distingue tre principali tecniche di trattamento:

- Monofluido: in cui la disaggregazione e la contemporanea miscelazione del terreno in situ viene effettuata mediante un getto di miscela acqua/cemento. I diametri ottenibili sono mediamente compresi fra 0.4 e 1.5 m.
- Bifluido: in cui la disaggregazione e la contemporanea miscelazione del terreno in situ viene effettuata mediante un getto combinato di miscela acqua/cemento ed aria. I diametri ottenibili sono compresi fra 0.8 e 1.8 m.
- Trifluido: in cui la disaggregazione e la parziale rimozione del terreno in situ viene eseguita per mezzo di un getto combinato di aria ed acqua, mentre la contemporanea miscelazione del terreno in situ viene affidata ad un

sottostante getto di miscela acqua/cemento. I diametri ottenibili sono compresi fra 0.8 e 2.5 m.

La tecnica del jet-grouting consente il miglioramento di una vasta gamma di terreni:

- terreni sabbiosi-ghiaiosi, con la formazione di colonne di forma irregolare (effetto radice);
- terreni coesivi, con la formazione di colonne aventi un minore raggio di influenza, ma una migliore regolarità delle colonne.

Il jet-grouting è un processo in cui l'erosibilità del terreno gioca un ruolo importante sul risultato ottenuto: si può affermare che il diametro delle colonne diminuisce al crescere della consistenza del terreno da trattare, e pertanto si otterranno colonne grandi in terreni sciolti e soffici, e colonne più piccole in terreni coesivi.

La realizzazione di elementi consolidati (generalmente colonne) avviene a partire da perforazioni di piccolo diametro (normalmente compreso tra 100 e 140 mm), con l'ausilio di macchine leggere e maneggevoli. Generalmente i trattamenti jet-grouting vengono eseguiti fino a profondità di 20-30 metri, anche se sono stati eseguiti progetti particolari con profondità fino a 100 metri.

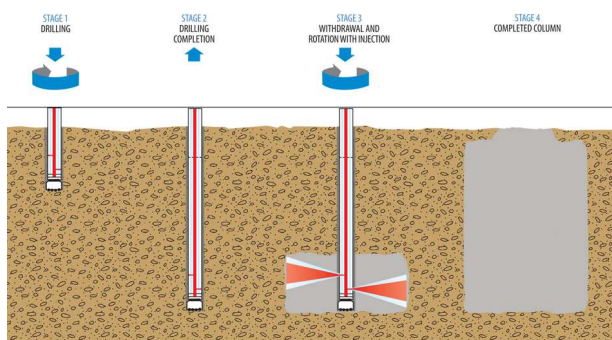


Figura 8 Consolidazione del sottosuolo tramite realizzazione di jet-grouting

La resistenza a compressione dell'elemento ottenuto risulta proporzionale alla dimensione degli aggregati componenti il materiale miscelato in sito ragion per cui, nel caso in oggetto, ci si possono attendere valori di resistenza di entità modesta. In ultimo, bisogna tener conto che la presenza di elementi fini aumenta la dispersione dei valori di resistenza offerti dalle colonne.

Ai fini della valutazione della fattibilità tecnico-economica della presente soluzione, si considerano i seguenti valori:

- costo unitario: $\approx 90.00 \text{ €/m}$;

- caratteristiche geometriche tipiche: diametro 600mm;
- tempi di realizzazione: 0.14 ora/m (8.4 min/m).

3.5.6 Deep mixing

Questa tecnologia si inserisce nel settore del consolidamento dei terreni coesivi teneri mediante una miscelazione meccanica. Il terreno viene disgregato, in fase di perforazione, da un apposito utensile rotante e viene miscelato con il cemento in polvere, iniettato a bassa pressione mediante un getto di aria, durante la risalita dell'utensile stesso.

Il sistema, con apporto di legante per via secca (cemento in polvere), richiede un terreno con elevato contenuto d'acqua, che permetta di sviluppare completamente la reazione di presa del legante stesso. In caso di terreni con contenuto idrico insufficiente, si deve provvedere all'immissione di acqua durante la fase di discesa dell'utensile.

L'agente stabilizzante in polvere è immesso nel terreno attraverso degli ugelli posizionati sull'utensile disgregatore. L'immissione avviene di norma nella fase di risalita, con l'utilizzo di aria compressa deumidificata che spinge il legante attraverso le aste cave di perforazione. L'immissione di aria compressa o acqua nella fase di discesa facilita la penetrazione dell'utensile ed impedisce che detriti di scavo possano ostruire gli ugelli.

Tramite questa tecnica, si ottengono diametri della colonna compresi tra 400 e 800 mm e profondità massime di trattamento di 20-25 m, in funzione del diametro e della consistenza del terreno.

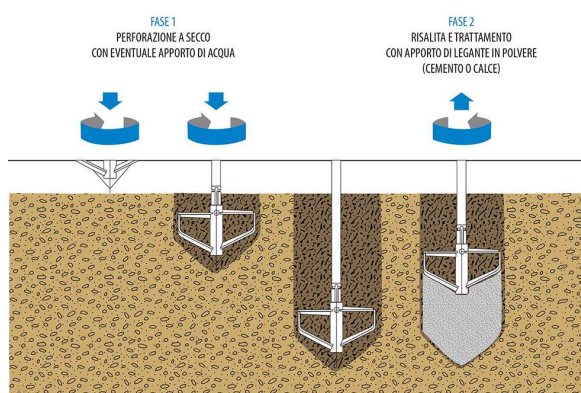


Figura 9 Consolidazione del sottosuolo tramite tecnica deep-mixing

Il trattamento presenta un vantaggio rappresentato dalla disaggregazione offerta dall'utensile rotante che limita la dispersione dei valori di resistenza offerta dalle colonne e, al contempo, permette di avere una certa regolarità relativamente alle dimensioni trasversali delle colonne stesse. In generale, questa risulta un'ottima tecnica in terreni fini e poco trattabili da iniezioni in pressione.

Ai fini della valutazione della fattibilità tecnico-economica della presente soluzione, si considerano i seguenti valori:

- costo unitario: $\approx 90.00 \text{ €/m}$;
- caratteristiche geometriche tipiche: diametro 600mm;
- tempi di realizzazione: 0.14 ora/m (8.4 min/m).

3.6 Accelerazione dei processi di consolidazione

I dreni vengono adottati principalmente nel consolidamento di estese aree di carico come zone di stoccaggio, piste aeroportuali, rilevati stradali e serbatoi. I dreni verticali possono essere suddivisi in due categorie:

- dreni in sabbia;
- dreni prefabbricati.

19

3.5.7 Dreni in sabbia

Comportano la realizzazione di una perforazione verticale riempita di sabbia opportunamente graduata in modo da poter operare come filtro. Le metodologie da adottare, in base a criteri di ottimizzazione tecnica dei risultati, prevedono l'utilizzo dell'energia dinamica dell'acqua per la perforazione e disaggregazione del terreno; qui il materiale di risulta viene trasportato in superficie dalla corrente ascensionale del flusso d'acqua che, contemporaneamente, mantiene aperta la perforazione sino al riempimento con la sabbia.

Per i dreni eseguiti ad elica continua, il metodo consiste nell'introdurre nel terreno un'elica continua sino alla profondità desiderata; successivamente, attraverso l'asta cava interna all'elica, si introduce la sabbia e, contemporaneamente, l'elica, sempre tramite movimento rotativo, viene estratta.

I diametri medi dei dreni in sabbia sono variabili fra i 25 ed i 40 cm e si possono raggiungere profondità anche di 40 - 45 m. Le produzioni medie possono variare fra 70 e 100 metri lineari all'ora in funzione delle caratteristiche del suolo e qualora non siano richieste particolari cautele prima del riempimento del foro.

Ai fini della valutazione della fattibilità tecnico-economica della presente soluzione, si considerano i seguenti valori:

- costo unitario: $\approx 45.00 \text{ €/m}$;
- caratteristiche geometriche tipiche: diametro 350mm;
- tempi di realizzazione: 0.014 ora/m (50.5 sec/m).

3.5.8 Geodreni a nastro prefabbricati

I dreni a nastro sono prodotti industrialmente e messi in opera nel terreno con appropriate attrezzature; differiscono per permeabilità e resistenza dei filtri, nonché per la capacità del dreno di essere poco sensibile ai movimenti del terreno.

Il sistema di infissione dei dreni avviene mediante l'uso di vibratori idraulici. L'elemento vibrante è previsto in testa al tubo di infissione. L'infissione tramite vibrazione permette di attraversare rapidamente strati compatti che eventualmente si trovino al di sopra dello strato da drenare.

Le produzioni medie possono variare fra i 200 e 500 metri lineari all'ora.



Figura 10 Geodreni verticali in opera

Ai fini della valutazione della fattibilità tecnico-economica della presente soluzione, si considerano i seguenti valori:

- costo unitario: $\approx 6.00 \text{ €/m}$;
- caratteristiche geometriche tipiche: 100mm x 4mm;
- tempi di realizzazione: 0.005 ora/m (18 sec/m).

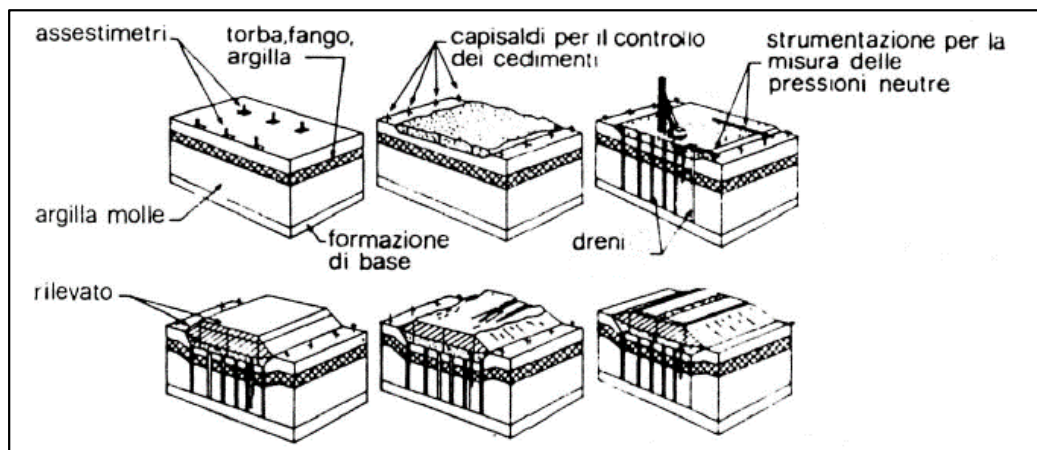


Figura 11 Rappresentazione schematica delle fasi di lavorazione di un intervento di accelerazione della consolidazione con dreni e sovraccarico per la costruzione di un rilevato

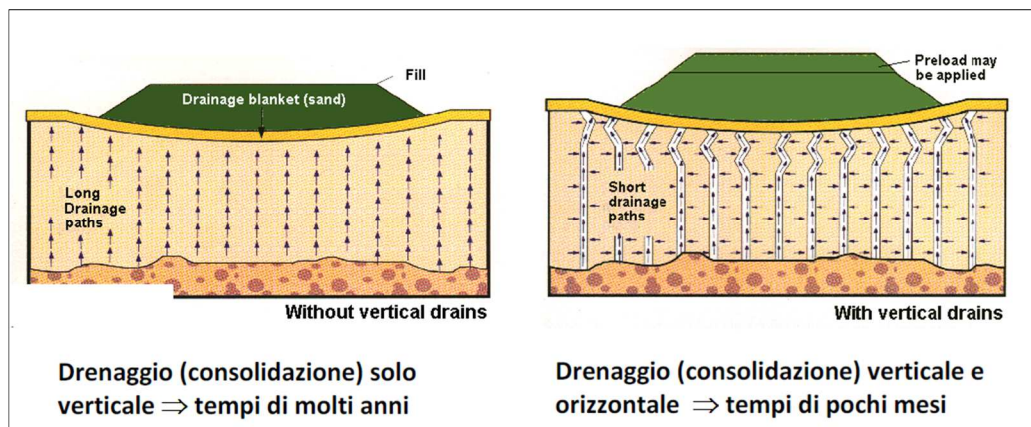


Figura 12 Schema funzionale del drenaggio con e senza i dreni verticali

3.7 Considerazioni finali

Sulla base di valutazioni inerenti alle tipologie dei terreni da trattare, alla stratigrafia dell'area in esame ed alle caratteristiche tecnico-economiche delle tecnologie descritte in precedenza, la soluzione assunta nella presente sede per l'accelerazione del processo di consolidazione previsto per la Pista di volo afferenti consiste nell'infissione di geodreni a nastro prefabbricati. L'area di accelerazione del processo di consolidazione è stata identificata nel primo quarto di Pista a partire da soglia 11.

4 ACCELERAZIONE DEL PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE

4.1 Caratteristiche tecniche dei geodreni verticali

Tra le soluzioni analizzate al Capitolo precedente i dreni verticali prefabbricati rappresentano la soluzione più adatta in termini di costi-benefici: tale soluzione progettuale si impiega nel caso di terreni che, sotto i carichi di progetto, possono manifestare cedimenti eccessivi a lento decorso o presentare scarsi margini di sicurezza nei confronti della stabilità del corpo stradale. Questi tipi di terreni sono, in genere:

- argille tenere inorganiche;
- limi compressibili;
- argille organiche e torbe.

I dreni prefabbricati, conosciuti anche come *wick drains* (dreni a stoppino) o tubi in geotessile o ancora geodreni, sono costituiti da un nucleo centrale (anima) scanalato, di plastica o di carta (nel quale sono ricavati i canali per il drenaggio) e da un filtro esterno, in carta trattata o in non tessuto, con la funzione di impedire l'occlusione del dreno con le particelle del terreno.

Le dimensioni dei geodreni variano tra:

- larghezza compresa tra 100÷300 mm;
- spessore compreso tra 3÷5 mm.

L'acqua contenuta nel sottosuolo trova nei dreni un percorso preferenziale verso la superficie, dove viene costruito uno strato drenante in materiale granulare (materasso drenante) e collocato un filtro in geotessuto con canali orizzontali di drenaggio, per l'allontanamento dell'acqua al di fuori dal corpo del rilevato.

L'installazione può essere:

- dinamica: tramite battitura di un mandrino all'interno del quale corre il dreno;
- statica: tramite infissione lenta del mandrino mediante attrezzatura di spinta.

DRENO A NASTRO :

Tipicamente di larghezza ~ 100 mm e spessore 3 - 5 mm

Nucleo plastico interno rivestito con geotessile tessuto con funzione di FILTRO

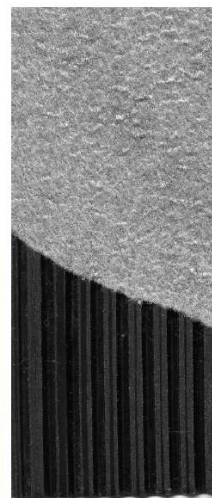
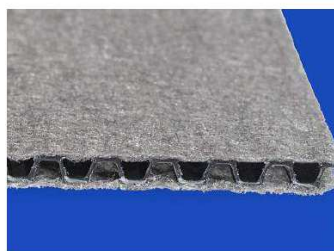
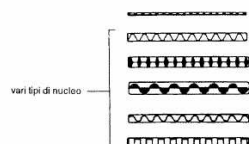
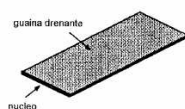


Figura 13 Esempio di dreno a nastro

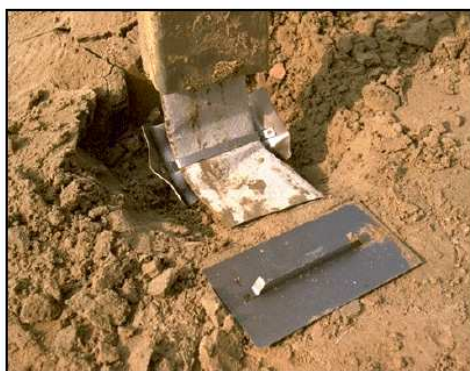
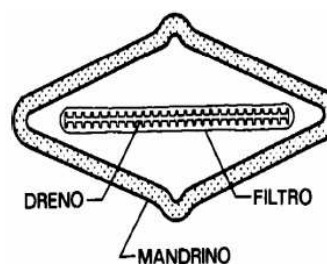


Figura 14 Fasi di posa in opera dei dreni a nastro

4.2 Dettagli esecutivi

L'infissione dei dreni verticali sarà preceduta da una serie di lavorazioni propedeutiche atte a garantire, nel periodo stimato di consolidazione (cfr. Par. 4.4

della presente Relazione Tecnica), un corretto drenaggio ed allontanamento delle acque captate e, contestualmente, migliori condizioni di addensamento e di portanza degli strati di sottofondo.

Questi obiettivi si raggiungono mediante la realizzazione di:

- strato di sottofondo stabilizzato a calce e/o cemento dello spessore di 40 cm;
- posa in opera di geogriglia con funzioni di filtrazione, separazione e rinforzo, tra lo strato di sottofondo stabilizzato e lo strato drenante/anticapillare; tale geocomposito verrà steso anche sulle superfici laterali dello strato anticapillare;
- strato drenante/anticapillare in misto granulare non legato dello spessore minimo di 60 cm;
- posa in opera di geotessuto non tessuto, con funzione di separazione e di filtrazione, tra lo strato drenante/anticapillare ed il corpo del rilevato o lo strato di fondazione in misto granulare stabilizzato.

L'adozione di tali scelte consente di ottenere diversi vantaggi tra cui:

- sottofondo con maggiore capacità portante e ridotta sensibilità all'acqua;
- ripartizione uniforme dei carichi della sovrastruttura sul sottofondo per mezzo della geogriglia di rinforzo interposta;
- migliore smaltimento laterale delle acque captate dal sistema di geodreni, grazie alla conformazione trasversale dello strato drenante/anticapillare caratterizzata da una pendenza trasversale del 2.5%, e contestuale maggiore impermeabilizzazione del piano di posa dello strato in esame.

4.3 Fasi operative

L'accelerazione dei processi di consolidazione avverrà tramite la realizzazione delle seguenti fasi operative:

- FASE 1: ALLESTIMENTO CANTIERE

La prima fase consiste nell'allestimento del cantiere nelle aree interessate dalla nuova Pista di volo.

- FASE 2: SCOTICO DEL TERRENO VEGETALE E SBANCAMENTO

La seconda fase comprende lo scotico dei primi 20 cm di terreno vegetale, oltre a un successivo scavo di sbancamento che comprende le aree interessate dalla Pista e dalle Shoulders, fino ai margini della CGA. Tali scavi sono necessari al fine di predisporre il piano di stabilizzazione a calce e la successiva posa in opera dello strato granulare avente funzione di drenaggio. All'estradosso di tale piano di scavo viene assegnata una pendenza del 2,5% per facilitare l'allontanamento delle acque.

- FASE 3: STABILIZZAZIONE A CALCE DEI TERRENI DI SEDIME E REALIZZAZIONE DEL MATERASSO DRENANTE

La terza fase consiste nella stabilizzazione a calce (direttamente in sito) di uno strato di terreno di spessore pari a 40 cm, nella messa in opera del geosintetico e nella realizzazione di una parte dello strato di materiale granulare (spessore pari a 30 cm) avente funzione drenante/anticapillare. Contestualmente vengono posate in opera le tubazioni per la raccolta e l'allontanamento delle acque drenate.

- FASE 4: INFISSIONE DEI GEODRENI E COMPLETAMENTO DEL MATERASSO DRENANTE/ANTICAPILLARE

La quarta fase prevede l'infissione dei geodreni verticali a nastro, secondo una maglia "a quinconce" con interasse di 1,5m, fatta eccezione per le sezioni in corrispondenza delle sezioni ricadenti nell'area occupata attualmente dal Lago di Peretola, per le quali si prevede un interasse di 1,0m.

Successivamente, si procede alla messa in opera della parte restante dello strato in materiale granulare avente funzione drenante/anticapillare (ulteriore spessore di 30 cm), al fine di raggiungere uno spessore complessivo di 60 cm, e alla posa in opera del geosintetico sull'estradosso dello stesso.

- FASE 5: REALIZZAZIONE CORPO DEL RILEVATO E PRECARICO

La quinta fase consiste nella realizzazione del corpo del rilevato con materiale stabilizzato a calce, secondo le quote di progetto, a cui fa seguito il trasporto e l'accumulo di terreno proveniente dagli scavi al fine di avviare il processo di precarico e favorire l'accelerazione dei tempi di consolidazione.

26

- FASE 6: RIMOZIONE PRECARICO E RISAGOMATURA RILEVATO

Una volta terminato il processo di consolidazione e confrontato l'entità dei cedimenti avvenuti con quelli stimati in sede di progetto, la sesta fase prevede la rimozione del terreno accumulato ai fini di precarico e la successiva risagomatura del rilevato secondo le quote previste dal progetto.

- FASE 7: REALIZZAZIONE DELLA SOVRASTRUTTURA

La settima e ultima fase consiste nella realizzazione completa della sovrastruttura, secondo le indicazioni di progetto.

4.4 Stima dei tempi di consolidazione

Il concetto di accelerazione della consolidazione del terreno compressibile attraverso l'inserimento dei dreni si basa sulla possibilità di realizzare un drenaggio orizzontale, riducendo sensibilmente il percorso che l'acqua deve compiere per essere allontanata. I dreni verticali hanno quindi il compito di ridurre il tempo di consolidazione, che risulta essere funzione del quadrato dell'altezza di drenaggio H:

$$t = \frac{T_r * H^2}{C_h}$$

dove T_r è il fattore di tempo adimensionale che dipende dalla percentuale di consolidazione che si vuole raggiungere (in Figura 15 si riporta l'andamento $U_m=f(T_r)$, con n = rapporto caratteristico di efficacia come illustrato di seguito); C_h è il coefficiente di consolidazione orizzontale e H è la lunghezza del percorso di drenaggio, assunta pari al diametro della zona di influenza del singolo dreno.

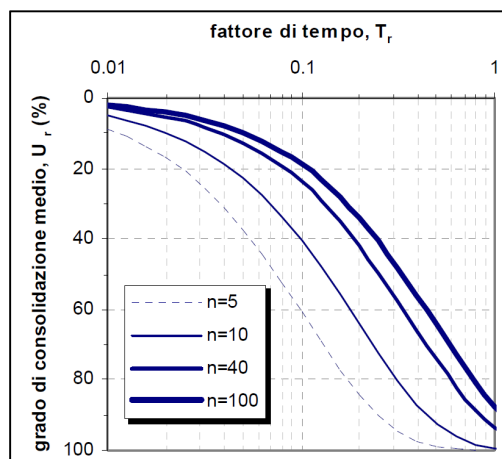


Figura 15 Grado di consolidazione medio U_r in funzione del fattore di tempo T_r per consolidazione radiale
Fonte: J. Facciorusso, C. Madià, G. Vannucchi – Dispense di Geotecnica

In questo caso vi è molto spesso un ulteriore vantaggio dovuto al fatto che la permeabilità orizzontale può risultare superiore a quella verticale (questo significa avere un coefficiente di consolidazione orizzontale C_h maggiore e quindi un tempo di consolidazione t minore).

Infine, attraverso la relazione di Biot è possibile combinare anche gli effetti della consolidazione verticale e orizzontale ed è espressa da:

$$(100 - U) = \frac{1}{100} * (100 - U_v) * (100 - U_r)$$

Risulta inoltre di fondamentale importanza, per la buona funzionalità dei dreni, la realizzazione di uno strato superficiale ("letto") in materiale drenante/anticapillare avente uno spessore compreso tra 30 e 100 cm ed in grado di assolvere le seguenti funzioni:

- raccogliere e smaltire l'acqua convogliata dai dreni evitando la sua risalita all'interno del corpo del rilevato (funzione idraulica);
- costituire un piano di lavoro stabile per le operazioni di cantiere.

Nei calcoli eseguiti nella presente valutazione, sono state fatte le seguenti ipotesi:

- il coefficiente di consolidazione orizzontale assunto, a favore di sicurezza, pari a cinque volte quello verticale, ovvero $C_h = 5 \times C_v$;
- i dreni verticali infissi e distribuiti secondo una disposizione "a quinconce" con maglia triangolare equilatera, avente lato pari a 1.0m per l'ultima parte del tratto 5 e pari a 1.5m per il resto della pista;
- per disposizione a quinconce il diametro della zona di influenza di ogni dreno vale:

$$D = 1.05 * L;$$

- il rapporto caratteristico di efficacia pari a: $n = \frac{D}{d}$;
- il diametro equivalente di un dreno prefabbricato, dove a e b sono rispettivamente la larghezza e lo spessore del dreno, viene calcolato attraverso la seguente relazione:

$$d = \frac{2 * (a + b)}{\pi};$$

- a favore di sicurezza, viene trascurato l'effetto della consolidazione verticale, che in ogni caso risulta una piccola aliquota rispetto a quella orizzontale.

Nella fase esecutiva, i geodreni verranno infissi prima di costruire il rilevato, previa realizzazione della prima porzione di strato drenante/anticapillare.

L'accelerazione dei cedimenti sarà ottenuta ricorrendo, oltre che ai dreni, ad un adeguato "precarico". Pertanto, una volta costruito il rilevato, occorreranno ulteriori quantitativi di materiale proveniente dagli scavi previsti oppure dalle strip limitrofe, così come specificato nell'Allegato I alla presente Relazione.

Ultimato il processo di consolidazione ed avvenuto l'esaurimento dei cedimenti, il rilevato sarà sottoposto ad un'eventuale reintegrazione di materiale e successiva sagomatura per il raggiungimento delle quote di progetto. Il materiale aggiuntivo, utilizzato durante il processo di consolidazione come "precarico", sarà sistemato nuovamente sulle strip o comunque allontanato.