

COMUNE DI ALBISOLA SUP.RE

PROVINCIA DI SAVONA

INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE AREE SOC. GAVARRY

INDAGINE GEOLOGICA

(D.M. 14/01/2008 - O.P.C.M. n. 3519/2006 - D.G.R. n. 1308 del 24.10.2008)

(D.L. n. 180/'98 - D.C.P. n. 47/'03)

Committente: ALFA COSTRUZIONI S.R.L.

RELAZIONE ILLUSTRATIVA ED ALLEGATI

Tecnico responsabile: Dr. Geol. Giampietro Filippi (o.r.g.l. n. 10)

Collaboratore: Dr. Geol. Dario Filippi (o.r.g.l. n. 369)

Savona, luglio 2010

Commessa n°: 10/014	Approvato:
---------------------	------------

SOMMARIO

1 - PREMESSA.	3
2 - CARATTERI GENERALI DELLA ZONA.	3
2.1 - Elementi morfologici.	3
2.2 - Elementi litologici.	4
2.3 - Elementi idrogeologici.	4
3 - VERIFICHE SUI TERRENI.	5
3.1 - Sondaggi geognostici.	5
3.2 - Prove SPT in foro di sondaggio.	5
3.3 - Prove penetrometriche dinamiche in continuo.	6
3.4 – Prove di permeabilità in foro di sondaggio.	6
3.5 - Analisi e prove di laboratorio.	7
3.6 - Stima della pericolosità sismica di base del sito.	10
4 - SITUAZIONE GEOTECNICA MEDIA.	12
5 - CONDIZIONI OPERATIVE.	13
6 - PROBLEMATICHE E POSSIBILI TIPOLOGIE DI INTERVENTO.	13
6.1 - Scavi.	14
6.1.1 – <u>Immorsamento del diaframma in relazione al sifonamento.</u>	15
6.1.2 – <u>Drenaggio del terreno.</u>	15
6.2 - Fondazioni.	22
7 - COMPATIBILITA' DELL'INTERVENTO CON IL P.D.B. DEL RIO DI SANDA.	23
8 - ALLEGATI.	24

1 - PREMESSA.

Su incarico della Soc. ALFA COSTRUZIONI S.r.l. è stata svolta un'indagine geologica in relazione alla realizzazione dell'intervento di riqualificazione delle aree della Soc. Gavarry indicato in epigrafe, con la costruzione di un complesso residenziale, commerciale e direzionale, ivi compresi due piani interrati adibiti a box. Il tutto in fregio a Corso S.Francesco nel Comune di Albisola Superiore.

L'indagine, realizzata a norma del D.M. 14/01/2008, dell'O.P.C.M. n. 3519/2006, della D.G.R. n. 1308 del 24.10.2008, del D.L. n. 180/'98 e della D.C.P. n. 47/'03 è stata sviluppata come segue:

- rilievi di superficie;
- realizzazione, in via preliminare, di n. 9 prove penetrometriche dinamiche in continuo;
- successiva realizzazione, in concomitanza con la campagna di indagini ambientali, di n. 9 sondaggi geognostici a rotazione, con prelievo continuo di campione, e, ove possibile, prelievo di campioni indisturbati;
- attrezzamento a piezometro di n. 3 di detti sondaggi;
- esecuzione di prove SPT e di prove di permeabilità in foro di sondaggio;
- effettuazione di analisi e prove di laboratorio su campioni di terreno prelevati nel corso delle perforazioni;
- rielaborazione dei dati acquisiti, ricostruzione della stratigrafia dei terreni mediante definizione di sezioni geologiche interpretative, individuazione dei principali parametri geotecnici, verifica delle principali problematiche poste dalla realizzazione dell'intervento e redazione della presente relazione, illustrativa delle risultanze dell'indagine, con indicazioni operative.

Si riporta di seguito quanto complessivamente emerso.

2 - CARATTERI GENERALI DELLA ZONA.

Con riferimento alla corografia allegata, scala 1/5.000, l'area oggetto dell'indagine si colloca in una zona di piana costiera, a poca distanza dalla battigia e lungo il margine di monte del vialone rappresentato dal Corso S.Francesco, in comune di Albisola Sup.re.

2.1 - Elementi morfologici.

Il sito si colloca in corrispondenza di una piana a bassissima pendenza, a q.a. 3 m circa s.l.m. ed a circa 250 m dalla linea di costa.

La piana è il risultato degli apporti del T.Sansobbia e dei suoi tributari di sinistra, tra i quali in particolare il Rio Basco. A detti apporti si sono nel tempo sommati, e con essi interdigitati, in funzione dell'evoluzione della linea di costa, apporti di origine marina, in particolare i sedimenti trasportati dall'ondazione di Libeccio.

I livelli più superficiali possono essere attribuiti alle ultime esondazioni del Sansobbia e dei suoi tributari, tuttavia, in considerazione della loro granulometria medio-fine, possono essere considerati come sedimenti di periferia, rispetto alle direzioni preferenziali di deposito dei materiali trasportati dalle piene dei corsi d'acqua.

Allo stato attuale il sito è occupato da alcuni edifici industriali di grossa mole (gli edifici appunto che ospitano gli impianti e gli uffici della Soc. Gavarry), tre dei quali disposti a C con apertura verso monte ed il quarto lungo il margine superiore del piazzale delimitato dai primi tre.

2.2 - Elementi litologici.

Il litotipo che affiora nella zona, ma a significativa distanza, sia verso levante, sia verso Nord, dal sito considerato, e che costituisce i rilievi della dorsale di Capo Torre, è un conglomerato della "formazione di Molare", di età oligocenica. Esso tuttavia non interessa il sito Gavarry, in quanto qui si hanno, come già accennato, depositi alluvionali, medio-fini in superficie, ghiaioso-sabbiosi in profondità.

Essi sono formati da clasti di natura poligenica che derivano dal disfacimento dei litotipi che caratterizzano il bacino del T.Sansobbia. Il loro spessore è presumibilmente di alcune decine di metri e comunque i sondaggi realizzati in loco e giunti fino a 15 m di profondità, non hanno messo in evidenza neppure le avvisaglie di substrato litoide in senso stretto.

Peraltro, considerata la dinamica della costa e gli effetti della neotettonica, è più probabile che in profondità siano presenti facies di età pliocenica ("argille di Ortovero") che non conglomerati oligocenici.

2.3 - Elementi idrogeologici.

Sotto il profilo idrogeologico le caratteristiche salienti del sito sono le seguenti:

- le superfici esterne sono tutte impermeabilizzate e le acque di pioggia finiscono direttamente in mare;
- in profondità, a partire da almeno 3 m dal p.c., cioè da q.a. 0,00, è presente una falda a pelo libero la quale oscilla presumibilmente fino a q.a. 1,50, in funzione degli apporti dal continente; essa tuttavia non scende mai al di sotto di q.a. 0,00, essendo stabilizzata dalla vicinanza del mare;
- i materiali sottostanti il sito in questione sono dotati di permeabilità medio-alta la cui determinazione specifica è poi avvenuta in concomitanza con la realizzazione dei sondaggi geognostici.

3 - VERIFICHE SUI TERRENI.

3.1 - Sondaggi geognostici.

Nelle posizioni indicate sull'allegata tavola grafica, scala 1/500, sono stati realizzati i sondaggi geognostici indicati in premessa, effettuati a rotazione, con prelievo continuo di campione, utilizzo di rivestimento e doppio carotiere, nonché di fluido di perforazione.

Esecutrice degli stessi è stata la Ditta TERRA S.R.L. che ha anche redatto le stratigrafie e la documentazione fotografica dei campioni estratti, oltre ad aver realizzato le prove di permeabilità. Alla documentazione da essa prodotta e qui allegata si fa riferimento in questa sede.

Sinteticamente, partendo dalla superficie, è stata riscontrata la seguente situazione stratigrafica:

- livello superficiale rappresentato dalle pavimentazioni e dai riporti artificiali, per spessori non particolarmente significativi e comunque variabili da punto a punto;
- sottostante livello, costituito da materiali da rideposizione fluviale, rappresentati da limi sabbiosi o sabbie fini limose, più granulare verso la superficie, più coesivo negli orizzonti inferiori, con spessori variabili da 3.00 a 3.50 m;
- al di sotto, e fino a profondità indefinita, materiali sabbioso-ghiaiosi, inquinati da sedimentazione più fine in subordine.

All'atto dell'esecuzione dei sondaggi il pelo libero della falda è stato riscontrato tra 2.05 e 2.25 m dal p.c.

Le risultanze dei sondaggi sono state correlate sulle sezioni geologiche interpretative, scala 1/200, che compaiono sull'allegata tavola grafica.

3.2 - Prove SPT in foro di sondaggio.

Nel corso della perforazione dei sondaggi S.1, S.4, S.7pz2 ed S.9, all'interno dei fori sono state eseguite alcune prove SPT; l'attrezzatura utilizzata per l'esecuzione della prova è stata quella con dimensioni standard (AGI 1977).

La prova di infissione, avvenuta in fondo al foro precedentemente pulito, consiste nel far penetrare il campionatore per tre tratti successivi di 15 cm, registrando il numero di colpi necessario (N_1 , N_2 , N_3). Il primo tratto (N_1) è considerato di avviamento, i successivi costituiscono i tratti di prova vera e propria. Il parametro caratteristico della prova SPT è $N_{SPT} = N_2 + N_3$, espresso in numero di colpi per 30 cm utili di penetrazione.

Le risultanze delle prove SPT sono state interpretate al fine di determinare, in accordo con le risultanze delle prove eseguite in laboratorio, i parametri di resistenza al taglio caratteristici dei materiali investigati.

Per i materiali a prevalente comportamento granulare, i valori ottenuti sono stati utilizzati per la determinazione dell'angolo di attrito interno ϕ sulla base del numero dei colpi N_{SPT} , mediando i valori ottenuti con i metodi suggeriti dal ROAD BRIDGE SPECIFICATION ($\phi = 15 + (15 \times N_{SPT})^{1/2}$), dal JAPANESE NATIONAL RAILWAY ($\phi = 27 + 0.3 N_{SPT}$) e da Terzaghi. Per i materiali prevalentemente coesivi (praticamente i primi

3-4 m di terreno, i valori di N_{SPT} sono stati utilizzati per la determinazione della coesione non drenata c_u , secondo le curve di Terzaghi.

E' stato inoltre determinato il modulo elastico del terreno E_s con le relazioni suggerite da J.E.BOWLES che indicano, per sabbie ghiaiose: $E_s = 500 \times (N_{SPT} + 15)$.

Le risultanze compaiono nella tabella allegata alla presente.

3.3 - Prove penetrometriche dinamiche in continuo.

Una prima indagine speditiva, di fattibilità dell'intervento, era già stata realizzata negli anni scorsi con l'esecuzione di n. 9 prove penetrometriche dinamiche in continuo, mediante penetrometro dinamico leggero semiautomatico SUNDA, mod. DL030, con le seguenti caratteristiche:

- peso del maglio: 30 Kg;
- altezza di caduta: 20 cm;
- frequenza dei colpi: 55/m';
- peso delle aste: 2.4 Kg/ml;
- diametro delle aste: 20 mm;
- sezione della punta: 10 cmq;
- angolo di apertura punta: 60 gradi;
- corrispondenza con il penetrometro standard (N=numero dei colpi):

$$N_{DL030}(10 \text{ cm}) = N_{SPT}(30 \text{ cm})$$

Le risultanze delle prove, il cui andamento, interpretato in chiave stratigrafica, ha confermato le risultanze dei sondaggi, sono state utilizzate per meglio dettagliare le sezioni geologiche, interpretative della situazione media del sito. Va detto inoltre che, all'atto della loro esecuzione, esse avevano segnalato il pelo libero della falda ad una profondità media di -3.00 m dal p.c., quindi di fatto alla q.a. 0.00 m s.l.m.

Considerando i dati sulla falda ottenuti con i sondaggi geognostici realizzati in un periodo marcatamente piovoso, ciò significa che, almeno temporaneamente, malgrado la vicinanza le mare, può verificarsi un'apprezzabile escursione del suo pelo libero.

Gli istogrammi colpi/profondità sono stati utilizzati per incrementare i dati sulla resistenza al taglio del terreno, forniti dalle prove SPT e da quelle di laboratorio.

Essi compaiono in allegato, insieme con il calcolo dei valori della coesione non drenata, oppure dell'angolo di attrito interno e del modulo elastico del terreno.

3.4 – Prove di permeabilità in foro di sondaggio.

Al fine di verificare le caratteristiche di permeabilità dei materiali, stante la presenza della falda a debole profondità, il suo interessamento da parte delle opere interrato, i possibili problemi legati agli scavi, al contenimento dei fronti, all'aggettamento ed ai potenziali fenomeni di sifonamento, nei fori dei sondaggi S.1, S.8pz3 ed S.9 sono state realizzate, da TERRA s.r.l. n. 3 prove di permeabilità tipo Le Franc, a carico variabile.

Le risultanze, come risulta dalle allegate certificazioni, sono state le seguenti:

- Sondaggio S.1:

- intervallo di prova: 9.00-10.50;

- tipo di materiale: sabbia limoso-ghiaiosa;
- coefficiente di permeabilità: $K = 6.72E-05$ m/sec.

- Sondaggio S.8pz3:

- intervallo di prova: 7.50-8.20;
- tipo di materiale: sabbia con ghiaia, limosa;
- coefficiente di permeabilità: $K = 2,46E-05$ m/sec.

- Sondaggio S.9:

- intervallo di prova: 10.50-12.20;
- tipo di materiale: sabbia con ghiaia, limosa;
- coefficiente di permeabilità: $K = 3.58E-05$ m/sec.

Si tratta pertanto complessivamente di materiali a permeabilità da media a medio-alta, comunque compresa tra $10E-3$ e $10E-2$ cm/sec.

3.5 - Analisi e prove di laboratorio.

Nel corso dei sondaggi geognostici, stante la natura incoerente della maggior parte dei materiali attraversati e la loro condizione di saturazione, è stato possibile prelevare campioni indisturbati solo nei livelli sciolti di copertura, a parte quelli estratti con il campionatore dell'attrezzatura SPT.

Sogli stessi sono state realizzate analisi e prove di laboratorio il cui dettaglio compare sulle certificazioni allegate alla presente e le cui risultanze vengono di seguito sinteticamente riassunte.

- **Sondaggio S.1**

- Campione SPT1 - prof. 1.50-1.95 m da p.c., rimaneggiato:

- composizione granulometrica: sabbia con limo, debolmente ghiaiosa

- Campione C.I.1 - prof. 2.50-3.00 m da p.c., indisturbato:

- peso di volume naturale: $\gamma_n = 20,11$ kN/mc
- peso di volume secco: $\gamma_d = 16,51$ kN/mc
- peso di volume saturo: $\gamma_s = 21,00$ kN/mc
- peso di volume immerso: $\gamma' = 11,00$ kN/mc
- contenuto d'acqua naturale: $W = 21,76$ %
- composizione granulometrica: limo argilloso con sabbia
- limite liquido: $LL = 31,40$ %
- limite plastico: $LP = 24,40$ %
- indice di plasticità $IP = 7,0$ (terreno non plastico)
- classificazione USCS: $ML-CL$
- prova di compressione semplice ELL: $c_u \approx 65$ kPa

- Campione SPT3 - prof. 10.50-10.95 m da p.c., rimaneggiato:

- composizione granulometrica: sabbia con ghiaia e limo

- Campione SPT7 - prof. 1.50-1.95 m da p.c., rimaneggiato:

- composizione granulometrica: sabbia e ghiaia, limose

- Campione SPT9 - prof. 13.50-13.95 m da p.c., rimaneggiato:

- composizione granulometrica: sabbia con limo, debolmente ghiaiosa

- Sondaggio S.2

- Campione C.I.1 - prof. 3.15-3.45 m da p.c., indisturbato:

- peso di volume naturale: $\gamma_n = 19,10 \text{ kN/mc}$
- composizione granulometrica: limo argilloso con sabbia
- classificazione USCS: ML
- limite liquido: $LL = 32,80\%$
- limite plastico: $LP = 25,0\%$
- indice di plasticità $IP = 7,8$ (terreno non plastico)
- prova di compressione semplice ELL: $c_u \approx 91 \text{ kPa}$

- Sondaggio S.3pz1

- Campione C.I.1 - prof. 4.00-4.50 m da p.c., indisturbato:

- contenuto d'acqua naturale: $W = 15.34 \%$
- composizione granulometrica: sabbia con limo e ghiaia
- limite liquido: $LL = 27.4 \%$
- limite plastico: $LP = 21.1 \%$
- indice di plasticità $IP = 5.9$ (terreno non plastico)
- classificazione USCS: SC

- Sondaggio S.4

- Campione SPT1 - prof. 1.50-1.95 m da p.c., rimaneggiato:

- composizione granulometrica: sabbia e limo, debolmente ghiaiosi

- Campione C.I.1 - prof. 2.65-3.00 m da p.c., indisturbato:

- peso di volume naturale: $\gamma_n = 20,03 \text{ kN/mc}$
- prova di compressione semplice ELL: $c_u \approx 175 \text{ kPa}$

- Campione SPT3 - prof. 4.50-4.95 m da p.c., rimaneggiato:

- composizione granulometrica: sabbia con limo e ghiaia

- Sondaggio S.5

- Campione C.I.1 - prof. 3.00-3.30 m da p.c., indisturbato:

- peso di volume naturale: $\gamma_n = 22,26 (?) \text{ kN/mc}$
- prova di compressione semplice ELL: $c_u \approx 130 \text{ kPa}$

- Sondaggio S.6

- Campione C.I.1 - prof. 3.20-3.70 m da p.c., indisturbato:

- peso di volume naturale: $\gamma_n = 19,90 \text{ kN/mc}$
- peso di volume secco: $\gamma_d = 16.86 \text{ kN/mc}$
- peso di volume saturo: $\gamma_s = 20,63 \text{ kN/mc}$
- peso di volume immerso: $\gamma' = 10,63 \text{ kN/mc}$
- peso specifico dei granuli: $G_s = 2,62$
- contenuto d'acqua naturale: $W = 17,99 \%$
- porosità: $n = 34,30 \%$
- indice dei pori: $e = 0,52$
- grado di saturazione: $S_r = 90,22 \%$
- composizione granulometrica: sabbia con limo, argilla e poca ghiaia
- limite liquido: $LL = 32,75\%$
- limite plastico: $LP = 22,7\%$

- indice di plasticità: $I = 10,0$ (terreno poco plastico)
- classificazione USCS: ML-CL
- prova di compressibilità edometrica: compressibilità medio-alta
- prova di taglio diretto CD: angolo di attrito efficace: $\phi' = 33,5^\circ$
coesione drenata: $c' = 6,7$ kPa

- Sondaggio S.7pz2

- Campione SPT1 - prof. 1.50-1.95 m da p.c., rimaneggiato:
 - composizione granulometrica: limo e argilla con sabbia
- Campione C.I.1 - prof. 3.00-3.30 m da p.c., indisturbato:
 - peso di volume naturale: $\gamma_n = 20,39$ kN/mc
 - peso di volume secco: $\gamma_d = 17,00$ kN/mc
 - peso di volume saturo: $\gamma_s = 20,70$ kN/mc
 - peso di volume immerso: $\gamma' = 10,70$ kN/mc
 - peso specifico dei granuli: $G_s = 2,61$
 - contenuto d'acqua naturale: $W = 17,99$ %
 - porosità: $n = 33,64$ %
 - indice dei pori: $e = 0,51$
 - grado di saturazione: $S_r = 100,0$ %
 - composizione granulometrica: limo con argilla, sabbioso
 - limite liquido: $LL = 34,40$ %
 - limite plastico: $LP = 24,0$ %
 - indice di plasticità: $I = 10,4$ (terreno poco plastico)
 - classificazione USCS: ML-CL
 - prova di compressione semplice ELL: $c_u \approx 139$ kPa
 - prova di taglio diretto CD: angolo di attrito efficace: $\phi' = 25,4^\circ$
coesione drenata: $c' = 2,4$ kPa

- Campione SPT3 - prof. 5.50-5.95 m da p.c., rimaneggiato:

- composizione granulometrica: sabbia e ghiaia limose

- Campione SPT4 - prof. 7.55-8.00 m da p.c., rimaneggiato:

- composizione granulometrica: sabbia e ghiaia limose

- Sondaggio S.8pz3

- Campione C.I.1 - prof. 3.50-4.00 m da p.c., indisturbato:
 - peso di volume naturale: $\gamma_n = 19,99$ kN/mc
 - peso specifico dei granuli: $G_s = 2,72$
 - prova di compressibilità edometrica: compressibilità medio-alta

- Sondaggio S.9

- Campione SPT2 - prof. 3.00-3.45 m da p.c., rimaneggiato:
 - composizione granulometrica: limo e argilla con sabbia, debolmente ghiaioso
- Campione SPT4 - prof. 6.00-6.45 m da p.c., rimaneggiato:
 - composizione granulometrica: sabbia con limo e ghiaia
- Campione SPT6 - prof. 9.00-9.45 m da p.c., rimaneggiato:
 - composizione granulometrica: sabbia con limo e ghiaia
- Campione SPT9 - prof. 13.50-13.95 m da p.c., rimaneggiato:
 - composizione granulometrica: sabbia con limo e ghiaia

3.6 - Stima della pericolosità sismica di base del sito.

Sulla base della O.P.C.M. n. 3519/2006 e la conseguente D.G.R. n. 1308 del 24.10.2008, l'area in esame è classificata in "Zona sismica 4", con $p_{ga} = 0,050$ g.

Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008, la stima della pericolosità sismica viene effettuata mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". L'azione sismica di progetto, in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione, viene definita dalla "pericolosità sismica di base" del sito, elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

Sulla base delle caratteristiche litostratigrafiche dell'area, il sito in esame ricade nella categoria di sottosuolo **C** tra quelle previste dalla tabella 3.2 II delle N.T.C./2008.

Per completezza di documentazione si allegano i valori dei parametri sismici del sito, per la categoria "stabilità dei pendii e fondazioni".

Via n°
Comune Cap
Provincia

Coordinate WGS84
Latitudine
Longitudine

(1)* Coordinate WGS84
Lat. Long.
(1)* Coordinate ED50
Lat. Long.
Classe dell'edificio
II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e scol.
Vita nominale
(Opere provvisoria <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)

Stato Limite	Tr [anni]	a _s [g]	F _o	T _c [s]
Operatività (SLO)	30	0,019	2,575	0,158
Danno (SLD)	50	0,025	2,547	0,187
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,054	2,627	0,304
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,067	2,729	0,325
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

☐ Muri di sostegno ☐ Paratie
☒ Stabilità dei pendii e fondazioni
☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)
us (m)
Categoria sottosuolo
Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss *	1,50	1,50	1,50	1,50
Amplificazione stratigrafica				
Cc *	1,93	1,83	1,56	1,52
Coeff. funz. categoria				
St *	1,00	1,00	1,00	1,00
Amplificazione topografica				
Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s²]	<input type="text" value="0.6"/>			

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
k _h	0,006	0,007	0,016	0,020
k _v	0,003	0,004	0,008	0,010
A _{max} [m/s²]	0,281	0,364	0,799	0,980
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii e fondazioni

Sito in esame.

latitudine: 44,3329064754928
longitudine: 8,51711264097284
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 17133 Lat: 44,3281 Lon: 8,4577 Distanza: 4759,762
Sito 2 ID: 17134 Lat: 44,3310 Lon: 8,5274 Distanza: 845,535
Sito 3 ID: 16912 Lat: 44,3810 Lon: 8,5233 Distanza: 5364,753
Sito 4 ID: 16911 Lat: 44,3780 Lon: 8,4535 Distanza: 7121,706

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50anni
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,019 g
Fo: 2,575
Tc*: 0,158 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,025 g
Fo: 2,547
Tc*: 0,187 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,054 g
Fo: 2,627
Tc*: 0,304 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,067 g
Fo: 2,729
Tc*: 0,325 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,500
Cc:	1,930
St:	1,000
Kh:	0,006
Kv:	0,003
Amax:	0,281
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,500
Cc:	1,830
St:	1,000
Kh:	0,007
Kv:	0,004
Amax:	0,364
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,500
Cc:	1,560
St:	1,000
Kh:	0,016
Kv:	0,008
Amax:	0,799
Beta:	0,200

SLC:

Ss:	1,500
Cc:	1,520
St:	1,000
Kh:	0,020
Kv:	0,010
Amax:	0,980
Beta:	0,200

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

Geostru software - www.geostru.com

4 - SITUAZIONE GEOTECNICA MEDIA.

Sulla base di quanto emerso dalle prove in sito e dalle analisi di laboratorio, si ha complessivamente la seguente situazione geotecnica ottenuta mediando i diversi dati rilevati:

a) livello di copertura a comportamento prevalentemente coesivo, da p.c. a -4.00 circa:

- peso di volume naturale: $\gamma_n = 2.0 \text{ t/m}^3$
- peso di volume immerso: $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
- coesione non drenata: $c_u = 6.0 \text{ t/m}^2$
- angolo di attrito efficace in condizioni drenate: $\phi = 25^\circ$
- coesione drenata: $c' = 0.4 \text{ t/m}^2$

b) sottostante livello di spessore indefinito, a comportamento granulare, dato da sabbia e ghiaia limose:

- peso di volume saturo: $\gamma_s = 2.1 \text{ t/m}^3$
- peso di volume immerso: $\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$
- angolo di attrito: $\phi = 35^\circ$
- modulo elastico medio: $E_s = 20.000 \text{ kPa}$
- coefficiente medio di permeabilità: $K = 10E-04 \text{ m/sec}$

Il pelo libero della falda è da considerare, in condizioni di massima turgidità, a q.a. non inferiore a +1.50 m s.l.m.

5 - CONDIZIONI OPERATIVE.

Tenendo presenti gli elementi fin qui esposti e con riferimento alle allegate sezioni geologiche interpretative, le condizioni in cui si opererà in sede di realizzazione dell'intervento in progetto sono le seguenti:

- piano di campagna a quote assolute mediamente intorno al valore di +3.00 m s.l.m.;
- livello della falda a q.a. +1.50 m, quindi, a profondità dell'ordine di 1.50 m dal p.c.;
- quota assoluta del piano di appoggio delle fondazioni a -3.00 m circa, quindi con un battente d'acqua di 4.50 m in condizioni di turgidità della falda;
- presumibile quota di appoggio delle fondazioni degli esistenti edifici circostanti: non al di sotto di q.a. 0.00 m circa.

Risulta pertanto quanto segue:

- rispetto all'attuale p.c., l'inserimento delle opere in progetto, essendo previsti due piani di locali interrati, comporterà uno scavo di profondità dell'ordine di 6.00 m;
- il fondo scavo verrà quindi a trovarsi al di sotto delle fondazioni degli edifici esistenti e sarà inoltre interessato da un battente d'acqua dell'ordine di 4.50 m;
- non è assolutamente ipotizzabile la realizzazione dello scavo senza la preventiva realizzazione di opere di contenimento profonde;
- non è parimenti ipotizzabile l'emungimento forzato dell'acqua all'esterno del perimetro di scavo, senza che ciò comporti alterazioni della sottospinta idrostatica al di sotto degli edifici esistenti.

6 - PROBLEMATICHE E POSSIBILI TIPOLOGIE DI INTERVENTO.

A seguito delle considerazioni sopra esposte, viste le condizioni stratigrafiche e geotecniche quali emerse dall'indagine, considerata la tipologia dell'intervento, si ritiene necessario esporre le considerazioni che seguono.

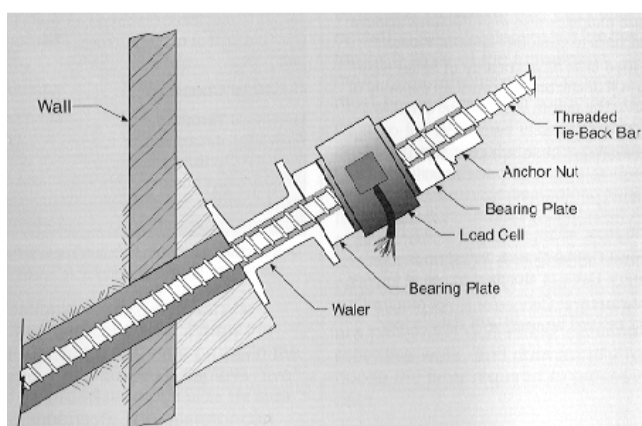
6.1 - Scavi.

Vista l'entità dei volumi di scavo e la presenza di edifici al contorno, la problematica principale è costituita dalla necessità di contenere rigidamente i fronti di scavo stessi al fine di non indurre effetti negativi sulle strutture esistenti al contorno e di isolare almeno temporaneamente la zona di scavo in modo da rendere possibile l'aggettamento dell'acqua e la realizzazione dei volumi interrati.

Risulta pertanto necessario procedere in via preliminare con la messa in opera, su tutto il perimetro di intervento, di un diaframma tirantato. Si tenga presente che, in alcuni tratti, l'eccessiva vicinanza di edifici rende irrealizzabili i tiranti che andrebbero ad interessare il terreno al di sotto degli immobili, per cui, in tale situazione, sarà necessario provvedere al contrasto del diaframma con modalità alternative ai tiranti, a meno che non lo si realizzi marcatamente rigido e con un immorsamento tale da poter "lavorare a mensola".

Circa i tiranti, ove presenti ed indipendentemente dal fatto che si tratti di tiranti temporanei o permanenti, sarà consigliabile procedere come segue:

- realizzazione di almeno un paio di tiranti di prova;
- realizzazione di prove di collaudo per un determinato numero di tiranti, secondo le frequenze che indicherà la D.L.;
- attrezzamento delle teste di alcuni tiranti, secondo una disposizione da scegliere al momento, con celle di carico toroidali, strumenti adatti al controllo e alla misura del carico agente su strutture e/o trasmesso in determinati punti delle stesse.



Tale controllo è fondamentale per garantire la sicurezza di opere di sostegno sia provvisorie, sia permanenti. Le letture dovranno essere estese a tutto il periodo di realizzazione dei lavori o, quanto meno, finché il diaframma non risulti adeguatamente contrastato dalle strutture dei box, qualora si intenda procedere con tale criterio.

Risulta inoltre necessaria la messa in opera, all'esterno del perimetro di intervento e, soprattutto, laddove minore è la distanza da esso di edifici esistenti (fronte di levante e fronte Nord), di alcuni inclinometri spinti fino a 10 m dal p.c., per il monitoraggio del

comportamento del terreno in sede di scavo e per un certo tempo anche dopo la realizzazione dei contrasti.

Parimenti si ritiene opportuna, prima dell'inizio dei lavori, la redazione di uno stato di consistenza dei manufatti più prossimi alla zona di intervento.

I materiali sabbiosi e ghiaiosi di risulta dagli scavi, ove adeguatamente bonificati laddove l'indagine ambientale abbia rilevato presenza di inquinanti, possono essere utilizzati per ripascimenti di spiagge; quelli ad elevata presenza di fini (mediamente quelli corrispondenti ai primi tre metri di scavo) se non riutilizzabili in loco per corpi di rilevati, dovranno essere conferiti a discarica autorizzata.

Si esclude la presenza di "rocce verdi".

6.1.1 – Immorsamento del diaframma in relazione al sifonamento.

E' necessario dimensionare la profondità di immorsamento del diaframma in modo tale da avere un coefficiente di sicurezza minimo al sifonamento $F_s \geq 4$, [R.LANCELOTTO - Geotecnica – Ed. Zanichelli – 1987]; per il calcolo possono essere adottate come riferimento le seguenti ipotesi:

- falda al livello massimo ipotizzato (q.a. +1,50 m);
- omogeneità dei materiali come permeabilità, con $k = 10E-4$ m/sec;
- altezza della falda sul fondo scavo: $h = 4,50$ m;
- altezza totale dello scavo: $d = 6,0$ m;
- profondità di immorsamento D tale da consentire un coefficiente di sicurezza $F_s \geq 4$;
- peso di volume immerso dei materiali: $\gamma' = 1,1$ t/mc;
- peso dell'acqua: $\gamma_w = 1$ t/mc.

6.1.2 – Drenaggio del terreno.

Lo scavo di cui trattasi avrà grosso modo le seguenti dimensioni:

- lunghezza $L = 112$ m circa;
- larghezza $B = 98$ m circa;
- profondità $d = 6$ m circa, fatti salvi gli approfondimenti in corrispondenza delle sedi degli ascensori.

Quanto meno a partire dalla q.a. 0.00 (-3 m circa dal p.c.) si sarà in presenza di una falda a pelo libero; inoltre, come già detto in precedenza, con falda turgida è possibile avere la quota del suo pelo libero a q.a. +1.50, quindi con un battente d'acqua sul fondo scavo di 4.50 m circa.

Vista l'ampiezza dello scavo e la presumibile notevole quantità d'acqua da emungere, si ritiene che la tecnica più idonea sia quella della messa in opera di un impianto di well-point. Per il dimensionamento dello stesso, tuttavia, le ditte specializzate consigliano di procedere ad una determinazione del coefficiente di permeabilità K dei terreni la più significativa possibile.

Le determinazioni puntuali in foro di sondaggio infatti, se utili per definire a grandi linee il contesto idrogeologico del sito, non sono talora utilizzabili in quanto

rappresentative unicamente del comportamento di un volume limitato di terreno, mentre è necessario conoscere il comportamento del complessivo volume da sottoporre a drenaggio.

A tale proposito ed a titolo esemplificativo si riporta di seguito il contenuto del “Manuale tecnico” della Crewell s.r.l., per quanto attiene alla progettazione di un impianto well-point e, specificatamente, alle prove tecniche in falda per la determinazione del coefficiente di permeabilità.

Si richiamano in particolare le indicazioni contenute in riquadro, quali compaiono alle pagg. 17 e 18 della presente.

Progettazione

L'utilizzazione di un impianto wellpoint richiede, come risultato ottimale, il controllo a quota prefissata del livello di falda unito ad una stabilizzazione delle scarpate di scavo. Particolari condizioni stratigrafiche e idrogeologiche dei terreni possono determinare un funzionamento inefficiente dell'impianto di drenaggio con conseguenti sospensioni nell'esecuzione delle opere, danni ed aggravii economici. Da un punto di vista tecnico molto spesso però la responsabilità è da imputarsi a:

- una superficiale valutazione dell'intervento da effettuarsi;
- mancanza di indagini complete in fase progettuale;
- disinformazione sui sistemi di drenaggio e sui loro limiti in rapporto alle differenti condizioni stratigrafiche dei terreni.

È di fondamentale importanza non sottovalutare la necessità di una adeguata progettazione dell'impianto di drenaggio soprattutto in considerazione della sua essenzialità per i lavori successivi. La progettazione e la scelta dell'impianto di drenaggio sono legati ad una corretta individuazione del modello idraulico del sottosuolo che può essere ricostruito con la conoscenza preventiva delle seguenti caratteristiche:

- 1) condizioni stratigrafiche dei terreni interessati rilevate fino ad una profondità almeno doppia rispetto a quella di scavo;
- 2) condizioni di permeabilità dei terreni interessati rilevate mediante prova in situ;
- 3) interdipendenza della falda acquifera con le condizioni idrologiche circostanti, cioè presenza di corsi d'acqua, condotte o canali, drenaggi permanenti, discontinuità del sottosuolo e tutto quello che può influire sul normale deflusso dell'acqua di falda;
- 4) condizioni logistiche del cantiere.

Dalla conoscenza dei dati stratigrafici dei terreni si possono ricavare:

- il tipo di impianto da utilizzare;
- le modalità di posa in opera dell'impianto;
- la profondità di installazione dei wellpoints;
- la distanza di installazione dell'impianto dallo scavo.

Dalla conoscenza dei dati di permeabilità dei terreni si possono ricavare:

- l'interasse tra le punte filtranti;
- il numero e la dimensione dei gruppi aspiranti;
- i consumi di forza motrice.

Dalla conoscenza delle condizioni logistiche del cantiere si possono ricavare:

- la disposizione planimetrica dell'impianto;

- i mezzi necessari alla posa dell'impianto;
- eventuale necessità di opere speciali;
- tempi di esecuzione.

Prove tecniche in falda

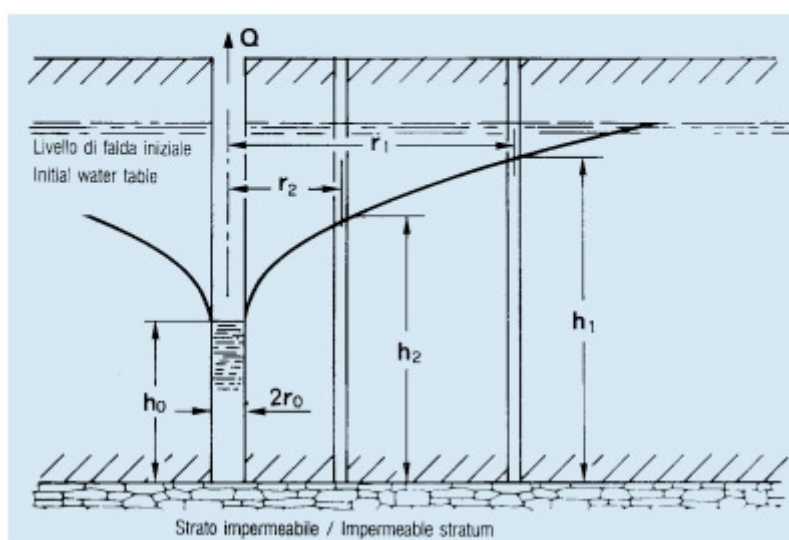
Sulla base dell'esperienza per avere sufficienti possibilità di individuare anomalie del flusso idraulico si ritiene indispensabile la seguente sequenza di prove:

- determinazione dei coefficienti di permeabilità significativi dei vari strati, sia verticali che orizzontali, in un contesto reale il più ampio possibile;
- i coefficienti di permeabilità devono essere rilevati con prove di pompaggio in quanto, se rilevati su campioni o entro fori di sondaggio, raramente sono rappresentativi dell'intera area interessata;
- controllo, a mezzo piezometri, delle pressioni idrauliche degli strati caratterizzati da diversa permeabilità e granulometria;
- esecuzione di prove di pompaggio in situ con controlli piezometrici, misurazioni di portata e rilievo della piezometrica eventualmente in regime transitorio.

Il sistema di determinazione del K più significativo, in falda freatica, consiste nell'eseguire delle prove di pompaggio da un pozzo misurando gli abbassamenti della falda nei piezometri disposti all'intorno fino alla stabilizzazione del livello di falda. Il coefficiente K si rileva applicando la relazione di Dupuit:

$$K = \frac{Q}{\pi} \frac{\ln \frac{r_1}{r_2}}{h_1^2 - h_2^2}$$

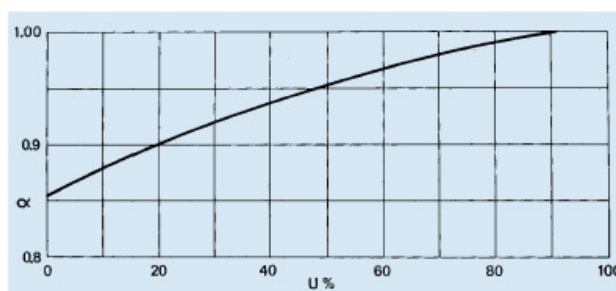
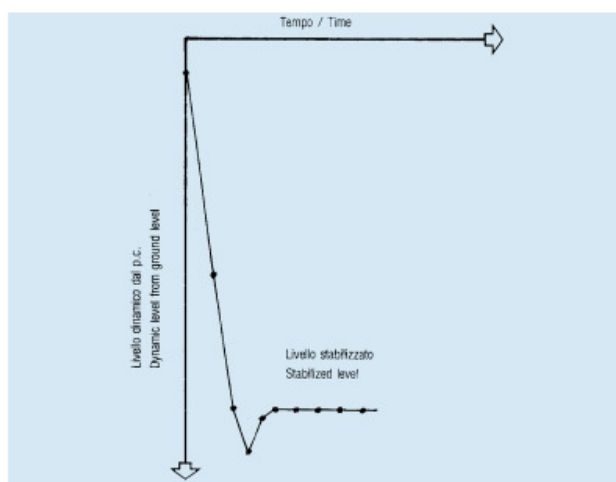
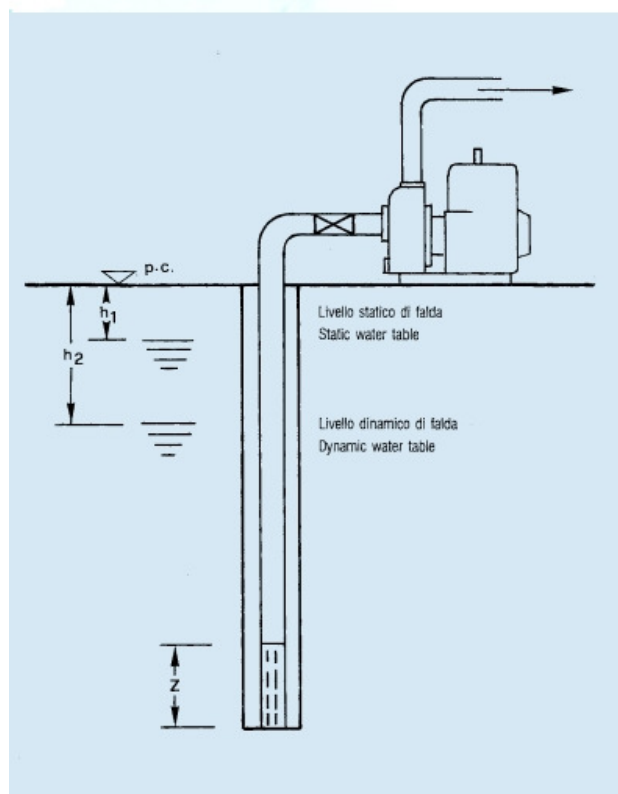
La spiegazione dei simboli è riportata nella figura.



La determinazione del coefficiente di permeabilità in laboratorio (campioni di terreno indisturbati) o in situ (controlli completi di pompaggio attraverso pozzi e piezometri) richiede generalmente costi troppo elevati in relazione all'uso medio degli impianti wellpoint. Si è messa a punto una tecnica per il calcolo della permeabilità che può dare dei risultati attendibili, per lo scopo da raggiungere, senza far ricorso a sondaggi ed alla posa di piezometri di osservazione. Essa consiste nell'infissione a pressione d'acqua di un apposito filtro alla profondità che si ritiene opportuna per il tipo di rilievo in atto e con apposita pompa (autoadescante) si esegue un emungimento a livello e portata costante. Il coefficiente K si ricava dall'applicazione della relazione di cui alla pagina seguente:

$$K = \frac{\alpha Q}{1000 Z (h_2 - h_1)}$$

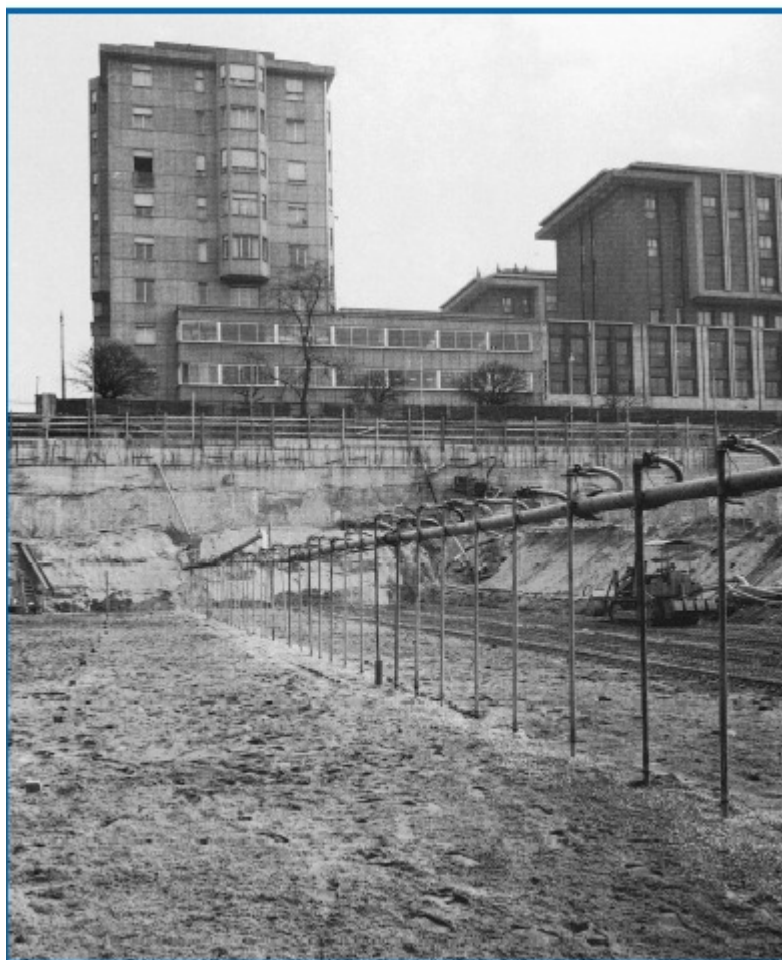
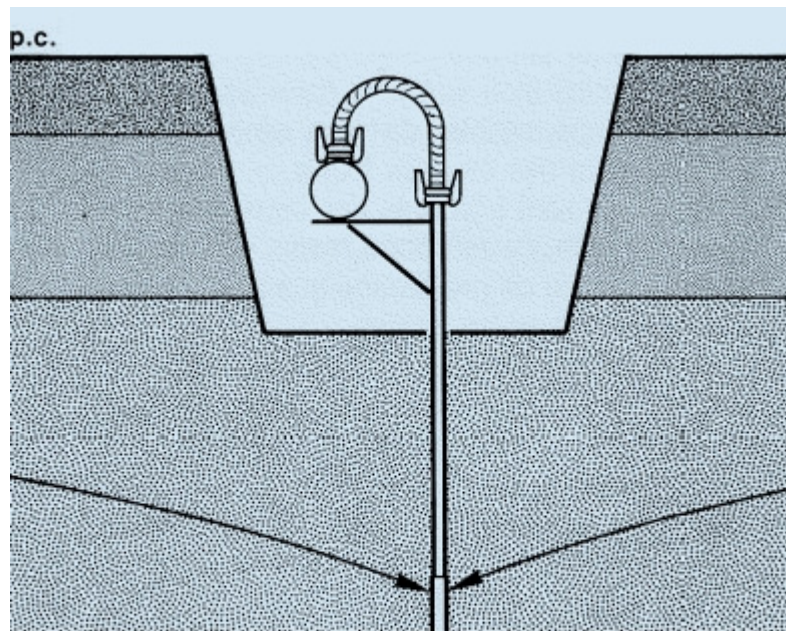
- Q portata stabilizzata in l/sec
 Z spessore utile prova in cm
 $h_2 - h_1$ abbassamento dinamico falda in pompaggio in cm
 α coefficiente correttivo che per le sabbie è funzione del grado di uniformità



Per quanto attiene alla tipologia di impianto si ritiene che sia suggeribile un impianto a sviluppo lineare secondo quanto appare ancora nel manuale tecnico succitato, di cui si riporta di seguito il relativo stralcio. Nella tabella che segue la tipologia di impianto suggerita è evidenziata in grassetto. Seguono ulteriori suggerimenti operativi tratti ancora dalla stesso manuale.

Descrizione impianto	Descrizione	Utilizzazione
Impianto ad “anello chiuso”	Collettore con sviluppo perimetrale senza alcun lato aperto	Scavi in terreni molto permeabili Scavi in terreni stratificati Scavi con lati $l >$ di 40 m Scavi con prof. $h >$ 4 m
Impianto ad “U”	Collettore con sviluppo su tre lati con il lato minore aperto	Scavi con prof. $h = 3.50$ m Scavi con lati min. $l = 20 - 30$ m
Impianto lineare laterale	Collettore con sviluppo laterale parallelo al lato più lungo	Scavi con prof. $h = 3$ m Scavi trincea con prof. $h = 4$ m Scavi con lati min. $l = 10 - 15$ m
Impianto lineare centrale	Collettore su linea centrale parallelo ai lati lunghi dello scavo	Scavi di fondazione a plinti Scavi entro paratie o palancolati Scavi con lati $l = 60 - 80$ m
Impianto lineare laterale a rotazione	Collettore laterale allo scavo con parziale rotazione in avanti senza interruzione di pompaggio	Scavi fognature Scavi acquedotti Scavi gasdotti Scavi pipeline
Impianti a gradoni	Collettore installato su più anelli concentrici a diversa quota	Scavi di prof. $h > 5 - 6$ m
Impianto esterno a paratie	Collettore con sviluppo perimetrale esterno alle paratie	Scavi con ingombri interni Scavi con spinta idraulica laterale elevata

La possibilità di installare l'impianto wellpoint all'interno dello scavo viene sfruttata specialmente quando si devono eseguire edifici con sottomurazioni di strutture esistenti o con piani sotterranei protetti da paratie in calcestruzzo. In questi casi però la presenza dell'impianto che deve rimanere in funzione fino a struttura ultimata determina discontinuità durante il getto delle fondazioni e tutta una serie di fori che devono essere chiusi con particolare cura dopo l'estrazione dei wellpoints.

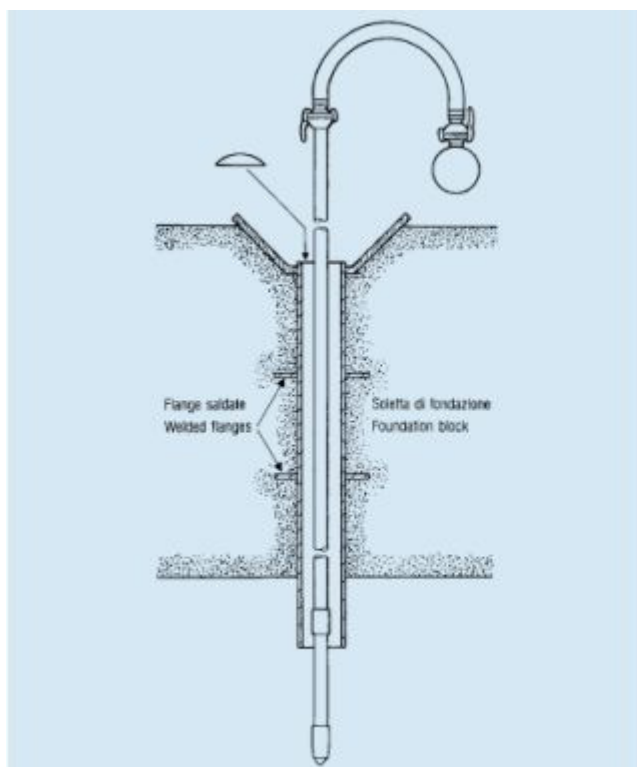


- Isolamento filtri durante il getto delle fondazioni.

È quindi di estrema importanza studiare bene il sistema di isolamento per fare in modo che i fori sulle fondazioni, necessari per l'esercizio dell'impianto wellpoint, una volta estratti i filtri non pregiudichino le qualità della fondazione stessa.

I metodi più comunemente usati sono:

- protezione con tubi in plastica PVC;
- protezione con cartone ondulato;
- protezione con camicia in ferro flangiata come mostrato nello schema.



Ove si adotti il sistema di emungimento sopra suggerito, si ritiene utile indicare la sequenza operativa di seguito riportata:

1. realizzazione dei diaframmi di perimetro;
2. splateamento dei primi due metri di terreno, o, quanto meno, fino a lambire il pelo libero della falda presente all'atto degli scavi [spalteamento di 3 m in condizioni, **certe**, di falda al massimo della sua depressione (fino a q.a. 0.00)];
3. messa in opera ed attivazione dell'impianto di drenaggio, con infissione dei filtri-wellpoint fino a profondità di almeno 1.50 m al di sotto del fondo scavo;
4. asportazione del residuo terreno fino a raggiungere le quote di progetto.

Per quanto ancora connesso con la presenza di una falda che si ricarica da monte, si fa presente che l'intervento, nella sua porzione interrata, ha un fronte, lungo il lato di monte, dell'ordine di quasi 100 m e che, lungo tale fronte, come lungo tutto il perimetro, verrà realizzato un diaframma impermeabile.

Tale struttura potrà rappresentare un ostacolo ai deflussi di falda, con innalzamento del livello della stessa a ridosso del diaframma e quindi con interessamento delle aree immediatamente circostanti e retrostanti, tenuto anche conto del fatto che i livelli più superficiali del terreno sono anche quelli a più bassa permeabilità.

Appare pertanto conveniente mettere in opera in tale zona, a ridosso del diaframma, un sistema di controllo e regimazione del livello della falda, affinché non superi quello che normalmente si avrà nelle zone poste immediatamente a levante ed a ponente dell'intervento, laddove non si pongono ostacoli al deflusso della falda verso il mare.

Si precisa infine che, per quanto attiene all'eventuale riutilizzo e, comunque, alla destinazione finale del materiale di risulta dagli scavi, valgono le norme contenute nella L. 152/2006 e s.m. e i., Titolo 1, parte quarta, art. 186 e nella D.G.R n. 859 del 18/07/2008.

6.2 - Fondazioni.

Il complesso in progetto avrà mediamente l'appoggio in corrispondenza del livello sabbioso-ghiaioso, debolmente limoso, che si rinviene abbastanza regolarmente a partire da una profondità media di circa 3.50-4 m dall'attuale p.c.

In assenza, allo stato attuale della progettazione, di dati sui carichi trasmessi dai diversi corpi di fabbrica al terreno di appoggio, non è possibile compiere verifiche più dettagliate, purtuttavia appare possibile fin da ora esporre le seguenti indicazioni:

- ad esclusione delle due "torri" previste lungo il margine di monte dell'intervento, procedere con fondazioni a platea per tutto lo sviluppo delle strutture in progetto;
- evitare prudenzialmente pressioni di contatto superiori ad 1 Kg/cm²;
- interporre un giunto tra le porzioni di struttura costituite unicamente da locali interrati e quelle che comportano anche volumi in elevazione.

Circa lo specifico delle fondazioni delle due "torri" si ritiene indispensabile quanto segue:

- realizzare, in corrispondenza dell'impronta di ciascuna di esse, due ulteriori sondaggi geognostici a rotazione, spinti fino a 20 m di profondità, con:
 - prelievo continuo di campione e prelievo, ove possibile, di campioni indisturbati da sottoporre ad analisi e prove di laboratorio;
 - effettuazione, nel corso della perforazione, di prove SPT nella misura di una ogni 1,50 m di approfondimento di ciascun sondaggio;
 - realizzazione, al di sotto della quota di appoggio dei volumi interrati e per ciascun sondaggio, di almeno una prova pressiometrica, variando la profondità di ognuna in modo da esplorare tutto lo spessore dei livelli investigati (1° sondaggio: prova a -8 m dal p.c.; 2° sondaggio: prova a -16 m dal p.c.; 3° sondaggio: prova a -12 m dal p.c.; 4° sondaggio: prova a -20 m dal p.c.);
- prevedere comunque, per i due manufatti, fondazioni profonde, presumibilmente con pali di medio diametro, comunque da meglio determinare a verifiche effettuate.

Per quanto attiene ad eventuali cedimenti, valgono le seguenti considerazioni:

- in presenza di volumi fuori terra, “torri” a parte, si ritiene in linea di massima che possano essere di modesta entità, vista la probabile equivalenza tra il peso del terreno che viene asportato per la realizzazione dei volumi interrati ed il peso delle nuove strutture;
- in corrispondenza della porzione di intervento che prevede unicamente volumi interrati, va considerato non solo che il peso del costruito sarà inferiore al peso del volume di terreno asportato, quindi con assenza di cedimenti, ma anche che, tra l'esterno e l'interno della paratia si avrà comunque un “battente d'acqua” che potrebbe raggiungere i 4-4.50 m, per cui la struttura potrebbe essere soggetta ad una sottospinta idrostatica di 0.4-0.45 Kg/cmq;
- per ovviare a tale possibile problematica possono porsi almeno due soluzioni:
 - dotare la platea di fondazione di tiranti di ancoraggio al terreno di appoggio;
 - ancorare la platea a pali che lavorino a trazione.

Si consiglia peraltro di verificare la possibilità di tale fenomeno anche in relazione agli eventuali suoi effetti sulla porzione di intervento che prevede volumi in elevazione.

7 - COMPATIBILITA' DELL'INTERVENTO CON IL P.d.B. DEL RIO DI SANDA.

Il sito in argomento è stato studiato nell'ambito delle verifiche sul comparto che fa capo al Rio di Sanda, tuttavia, per quanto attiene alle fasce di inondabilità, esso ricade nel bacino del T.Sansobbia. Come si evidenzia dagli allegati stralci della cartografia, il Piano di Bacino classifica come segue il sito stesso:

- Carta della Suscettività al Dissesto: suscettività molto bassa (Pg0).
- Carta del Reticolo Idrografico: i corsi d'acqua demaniali (Rio Giancardo) sono a distanza rispetto al sito.
- Carta degli Interventi: nell'area non sono previsti interventi.
- Carta dell'Inondabilità: il sito ricade in Fascia C, per cui è da tener conto della prescrizione di cui all'art. 15, punto 4 della Normativa di Piano.

Si ritiene pertanto che l'intervento, in relazione alle sue caratteristiche ed alla situazione al contorno, sia ammissibile e compatibile con gli elementi rilevati dal P.d.B. di competenza.

8 - ALLEGATI.

- Corografia della zona, stralcio di C.T.R., scala 1/5.000;
- stratigrafie di n. 9 sondaggi geognostici, con documentazione fotografica;
- tabella dei valori degli SPT e dei parametri geotecnici da essi derivati;
- istogrammi colpi/profondità di n. 9 prove penetrometriche dinamiche in continuo;
- risultanze di n. 3 prove di permeabilità in foro di sondaggio;
- n. 54 rapporti di analisi e prove di laboratorio;
- n. 4 stralci di cartografia di piano di bacino;
- tavola grafica: planimetria con ubicazione prove in sito, scala 1/500, e sezioni geologiche interpretative, scala 1/200.

Savona, 01 luglio 2010