

*S.I.I. Servizio Idrico Integrato del
Biellese e Vercellese S.p.a.*

Vercelli

ACCORDO DI PROGRAMMA PER IL RISANAMENTO ED IL RECUPERO
AMBIENTALE DEL LAGO DI VIVERONE

INTERVENTI DI RIORGANIZZAZIONE FUNZIONALE DEL SISTEMA DI
SMALTIMENTO DEGLI SCARICHI REFLUI DEGLI ABITATI DI ROPPOLO,
VIVERONE, PIVERONE ED AZEGLIO
3° LOTTO STRALCIO

DATA PROGETTO

OTTOBRE 2015

AGGIORNAMENTO

ATTIVITA' DI PROGETTAZIONE:



IL PROGETTISTA
(Dott. Ing. Domenico CASTELLI)

RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO ESECUTIVO

PRATICA N. 10158 E3

ARCH. N° -

MODIFICHE AGGIORNAMENTI	Aggiornamento			
	Data			
CONTROLLO		OPERATORE	CONTROLLO	APPROVAZIONE
	Firma	MF	DC	DC

INDICE

1. PREMESSA	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO OGGETTO DEI LAVORI	5
3.1 STIMA DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO	5
3.2 CATEGORIA STRATIGRAFICA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	23
3.3 PERICOLOSITÀ SISMICA DI PROGETTO	25
4. METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA.....	27
4.1 CRITERI PROGETTUALI E DI VERIFICA	28
4.2 ITERAZIONE E MODELLAZIONE TERRENO – FONDAZIONI.....	35
4.2.1 Stima del coefficiente di sottofondazione	35
4.2.2 Stima preliminare dei cedimenti.....	36
4.3 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	38
4.4 VALUTAZIONE DELLE AZIONI DEL TERRENO SULLE OPERE.....	45
4.4.1 Incremento della spinta del terreno in condizioni sismiche	46
4.4.2 Spinta del terreno in presenza di falda	48
5. RISULTATI OTTENUTI E VERIFICHE GEOTECNICHE.....	50
5.1 STIMA DEI CEDIMENTI IN FONDAZIONE	50
5.2 DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE E DELLE PRESSIONI TRASMESSE AL TERRENO DI FONDAZIONE PER I PRINCIPALI MANUFATTI IN PROGETTO	73
5.2.1 Vasca di grigliatura e sollevamento iniziale	74
5.2.2 Vasca di dissabbiatura e disoleatura	75
5.2.3 Vasca di accumulo prima pioggia.....	76
5.2.4 Vasca di denitrificazione e ossidazione “A”	77
5.2.5 Pozzetto di ripartizione vasche di sedimentazione secondaria	78
5.2.6 Vasca di addensamento fanghi.....	79
5.2.7 Vasca di disinfezione finale	80
5.2.8 Locali tecnici.....	81
5.2.9 Stazioni di sollevamento di Lido e Comuna	82
5.3 VERIFICHE A GALLEGGIAMENTO	83
5.4 VERIFICA DI STABILITÀ DEI FRONTI SCAVO.....	85
5.4.1 Metodo di calcolo e di analisi.....	85
5.4.2 Risultati ottenuti	93
5.5 VERIFICA DI STABILITÀ DELLE OPERE PROVVISORIALI A SOSTEGNO DEGLI SCAVI	104
5.5.1 Modellazione delle opere di sostegno e del terreno	104
5.5.2 Fasi di analisi.....	112
5.5.3 Coefficienti di spinta attiva, passiva e a riposo.....	113
5.5.4 Risultati ottenuti	116
6. CONSIDERAZIONI E PRESCRIZIONI TECNICO-OPERATIVE.....	126

1. Premessa

La presente relazione riporta la caratterizzazione del terreno e le verifiche geotecniche del sito e delle opere previste in progetto nell'ambito degli *“Interventi di riorganizzazione funzionale del sistema di smaltimento degli scarichi reflui degli abitati di Roppolo, Viverone, Piverone ed Azeglio – 3° Lotto stralcio – impianto di depurazione di Azeglio”*, in relazione alle tipologie costruttive adottate, ai requisiti di sicurezza relativi al rapporto e all'interazione manufatti-terreno allo stato limite ultimo e agli stati limite di esercizio previsti dalla normativa tecnica vigente, nonché alle condizioni geolitologiche, stratigrafiche e topografiche del sito, coerentemente con i risultati delle indagini in sito disponibili.

Nel dettaglio le costruzioni rilevanti ai fini strutturali e sulle quali sono state condotte le opportune verifiche di tipo strutturale e geotecnico saranno costituite dalle vasche e dai manufatti di nuova realizzazione in c.c.a., previste al fine dell'adeguamento e del potenziamento dell'impianto di depurazione esistente in Comune di Azeglio e delle stazioni di sollevamento di Comuna e Lido in Comune di Viverone, come di seguito elencato:

- | | |
|-------------------------|---|
| IMPIANTO DI DEPURAZIONE | 1) Vasca di grigliatura e sollevamento iniziale. |
| | 2) Vasca di dissabbiatura e disoleatura. |
| | 3) Vasca di accumulo prima pioggia. |
| | 4) Vasca di denitrificazione e ossidazione “A”. |
| | 5) Pozzetto di ripartizione vasche di sedimentazione secondaria. |
| | 6) Vasca di addensamento fanghi. |
| | 7) Vasca di disinfezione finale. |
| | 8) Locali tecnici e di servizio vari: gruppo elettrogeno, disidratazione fanghi, ecc. |
| | 9) Vasca di sollevamento in frazione Lido. |
| | 10) Vasca di sollevamento in frazione Comuna. |

Sono, inoltre, previste, opere e manufatti a minore rilevanza strutturale quali i letti di essiccazione fanghi, pozzetti secondari di connessione e regolazione idraulica e piccole strutture e opere in carpenteria metallica, le quali verranno trattate sulla base delle esperienze e delle comprovate tecniche costruttive e dimensionamenti geotecnico-strutturali in più occasioni attuati su manufatti analoghi per geometria, azioni agenti, tipologia di fondazioni e caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione.

L'immagine seguente riporta, in particolare, il layout planimetrico generale dell'impianto di depurazione con l'individuazione delle vasche e delle costruzioni esistenti,

oggetto di ristrutturazione e di quelle di nuova realizzazione previste in progetto:

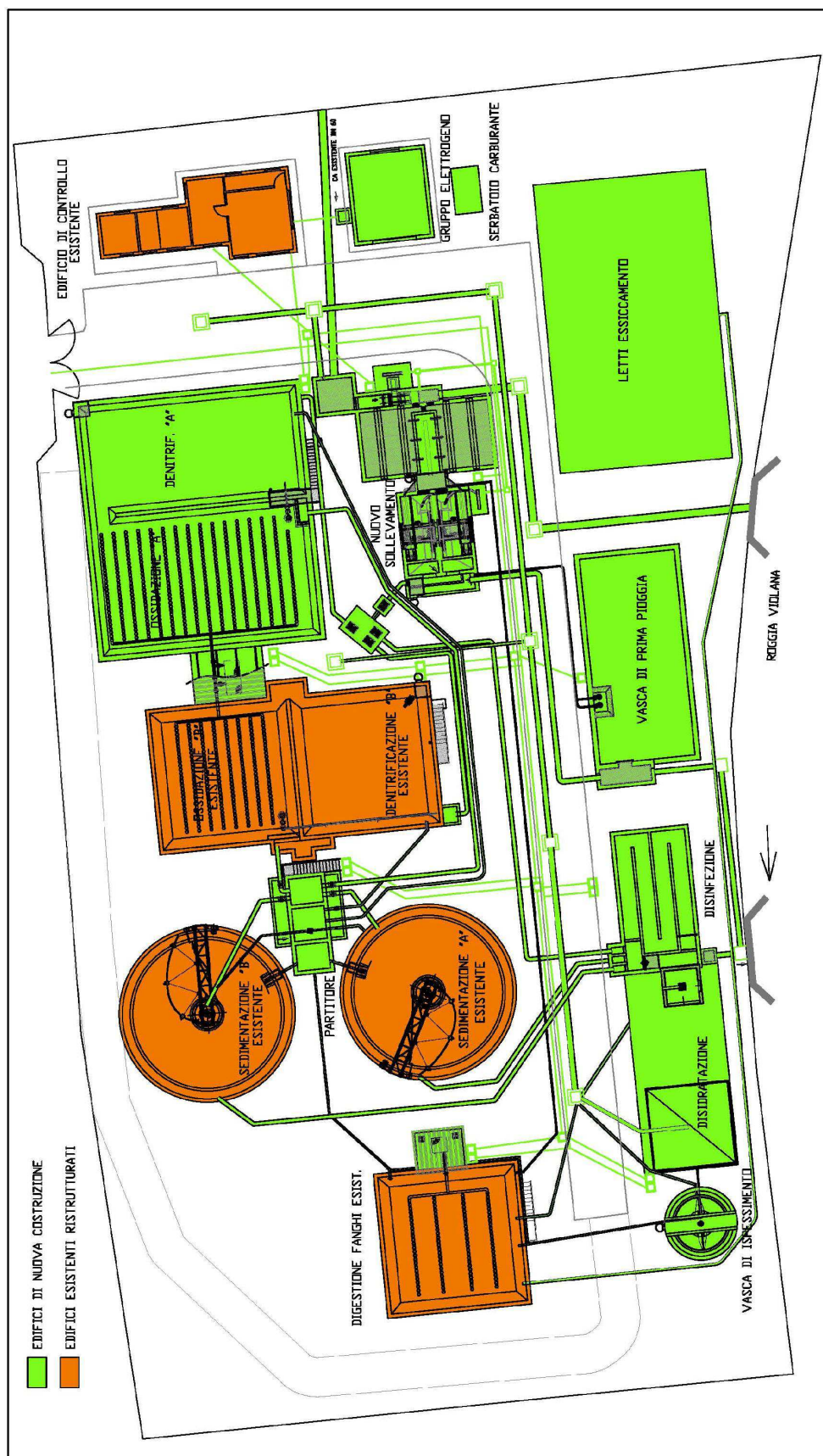


Figura 1 – Layout planimetrico generale dell'impianto.

Il progetto prevede, infine, relativamente alle vasche esistenti del depuratore, il ripristino strutturale del lato interno delle stesse mediante idroscarifica ad elevata pressione, trattamento passivante delle armature esistenti e loro integrazione / sistemazione, applicazione di armatura integrativa costituita da rete elettrosaldata Ø 6/10x10 e connettori a piolo e, quindi, getto integrativo di placcaggio di fondazione e pareti (lato interno vasca) per colatura, con calcestruzzo di tipo pozzolanico ad alta resistenza ai solfati e al dilavamento, classe di resistenza C32/40, consistenza S5 e avente le ulteriori prescrizioni tecniche, prestazionali e di durabilità riportate nella *Relazione di calcolo strutturale* allegata al progetto.

Il materiale scavato per le operazioni di sbancamento e bonifica preliminare e per la realizzazione delle suddette opere sarà in parte riutilizzato in sito per il ritombamento degli scavi, per la sistemazione finale dell'area interessata e, per la parte restante, trasportato a discarica secondo normativa vigente in materia ambientale e di trattamento dei materiali provenienti da operazioni di scavo.

Dal punto di vista amministrativo le opere in progetto sorgeranno in Comune di Azeglio (TO) per quanto riguarda l'impianto di depurazione e in Comune di Viverone (BI), per quanto concerne gli impianti di sollevamento di Lido e Comuna. Entrambi i Comuni suddetti risultano classificati in zona sismica 4 ai sensi dell'O.P.C.M. n. 3274/2003 e della D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014. In particolare l'impianto di depurazione è collocato in un contesto semiperiferico a sud dell'abitato di Azeglio, in prossimità della roggia Violana.

Per una descrizione di dettaglio e la geometria delle opere progettualmente previste si rimanda a quanto specificatamente riportato negli *Elaborati grafici* di progetto, sia architettonici che strutturali. In particolare, gli elaborati grafici che illustrano le opere dal punto di vista tecnico-strutturale sono stati redatti conformemente a quanto previsto dal D.P.R. 207/2010 e s.m.i. e saranno, inoltre, recepiti al fine degli adempimenti di denuncia delle opere strutturali di cui alla Legge 1086/71 e s.m.i., alle N.T.C.-2008 e alla D.G.R. Piemonte n. 65-7656 del 21 maggio 2014.

Si evidenzia, infine, che la presente relazione riporta le verifiche delle opere in progetto con riferimento agli stati limite di tipo geotecnico (GEO) rimandando, in tal senso, le verifiche di tipo strutturale (STR) alla specifica *Relazione di calcolo strutturale* allegata al progetto.

2. Normativa di riferimento

Ai fini della presente progettazione geotecnica si è fatto riferimento alle seguenti norme in materia di costruzioni, di valenza nazionale:

- Ordinanza n. 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.2003 e ss.mm.ii. – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 14 gennaio 2008 – Nuove Norme tecniche per le Costruzioni (N.T.C.).
- CIRCOLARE 02 febbraio 2009 n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- UNI EN 1991-1 e UNI EN 1990: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture.
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali.
- UNI EN 1997-2 / 3: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Progettazione assistita da prove di laboratorio e da prove in sito.
- UNI EN 1998-1: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Ad integrazione dei predetti riferimenti normativi si è fatto, inoltre, riferimento ai seguenti documenti di comprovata validità tecnica:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei LL.PP..
- Linee guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP..
- Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del Ministero dei Beni e le attività Culturali.
- Istruzioni e i documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche.

Si evidenzia, in particolare, che la progettazione geotecnica è stata redatta in ottemperanza al D.M. 14.01.2008 e alla D.G.R. 19 gennaio 2010 n. 11-13058 e ss.mm.ii.; in tal senso le opere in progetto sono idonee a sopportare le azioni sismiche proprie del sito oggetto dei lavori classificato in zona sismica 4 ai sensi della suddetta D.G.R. e dell'O.P.C.M. n. 3274/2003 e ss.mm.ii..

3. Caratterizzazione geotecnica del sito oggetto dei lavori

3.1 Stima dei parametri geotecnici del terreno

Il presente paragrafo riporta la modellazione geotecnica con la stima dei parametri geomeccanici che caratterizzano il terreno interessato dalle fondazioni del fabbricato in progetto in conformità a quanto previsto dal *paragrafo 6.2.2. delle N.T.C.-2008*.

Le caratteristiche geomeccaniche del terreno interessato dai lavori sono state, quindi, desunte in base:

- ai contenuti di inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico della relazione geologica facente parte del progetto generale definitivo in data ottobre 2008 a firma del Dott. Geol. Roberto Lesca non più allegata al presente progetto esecutivo per brevità ma consultabile, a richiesta, presso la Stazione Appaltante;
- a considerazioni pratiche circa lo stato dei luoghi e da esperienze dirette effettuate in cantieri ed interventi limitrofi;
- alla documentazione geologico – tecnica e geolitologica allegata al *P.R.G.C. di Azeglio* e al *P.R.G. Intercomunale di Viverone*;
- alle informazioni stratigrafiche e alle soggiacenze piezometriche di falda desumibili dai diversi pozzi presenti in sito;
- a sondaggi e rilievi geognostici pregressi direttamente svolti in prossimità del sito dei lavori e della zona interlacuale;
- ai dati di sondaggi geognostici disponibili e reperibili dalla *Banca dati geotecnica ARPA Piemonte*.

Si riportano, quindi, nel seguito gli estratti della predetta documentazione e i principali dati di carattere stratigrafico e geotecnico disponibili, relativamente al sito dell'impianto di depurazione e a quelli di realizzazione delle stazioni di sollevamento di Lido e Comuna.

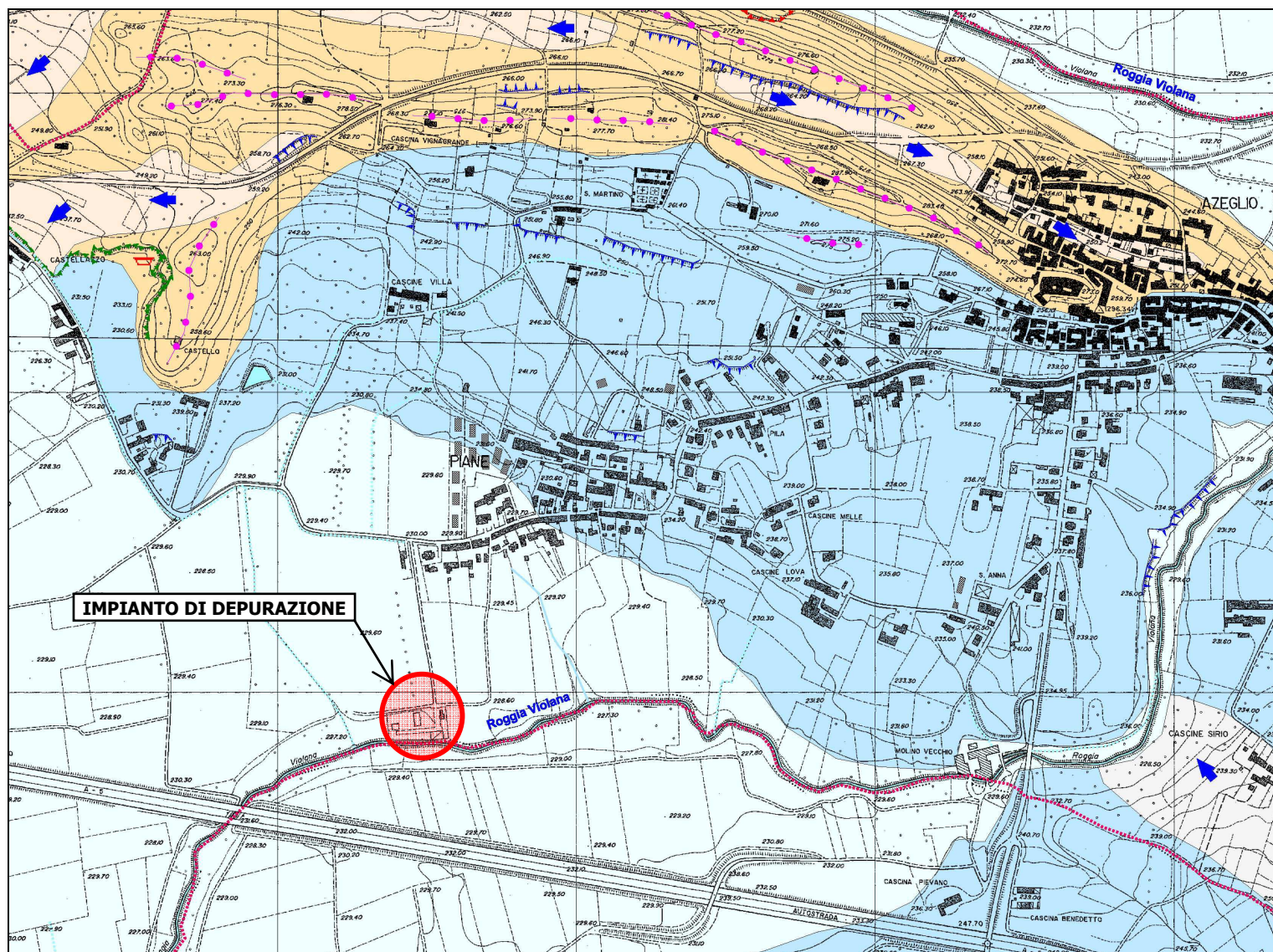


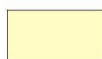
Figura 2 – P.R.G.C. di Azeglio – Estratto della carta geologica e geomorfologica.

LEGENDA

Forme e depositi legati alle acque superficiali



Depositi alluvionali di fondovalle (Olocene)



Depositi lacustri recenti ad alta componente limosa

Forme e depositi legati al glacialismo



Depositi fluvioglaciali costituiti da percentuali variabili di sabbie, ghiaie e ciottoli con fini intercalazioni limoso-argillose. (Pleistocene sup.)



Depositi glaciali costituiti da blocchi e ciottoli immersi in una frazione ghiaioso-limoso-sabbiosa. (Pleistocene sup.)



Depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaie e ciottoli immersi in una matrice sabbiosa e/o limosa. (Pleistocene medio).



Depositi glaciali costituiti da blocchi e ciottoli e da una matrice più fine sabbioso-limosa. (Pleistocene medio)

Elementi morfologici



Linee di cresta di cordone morenico



Scaricatore glaciale



Traccia dell'andamento di meandro relitto



Orli di terrazzo



Orli di scarpate di erosione



Orli di scarpate artificiali



Cava inattiva

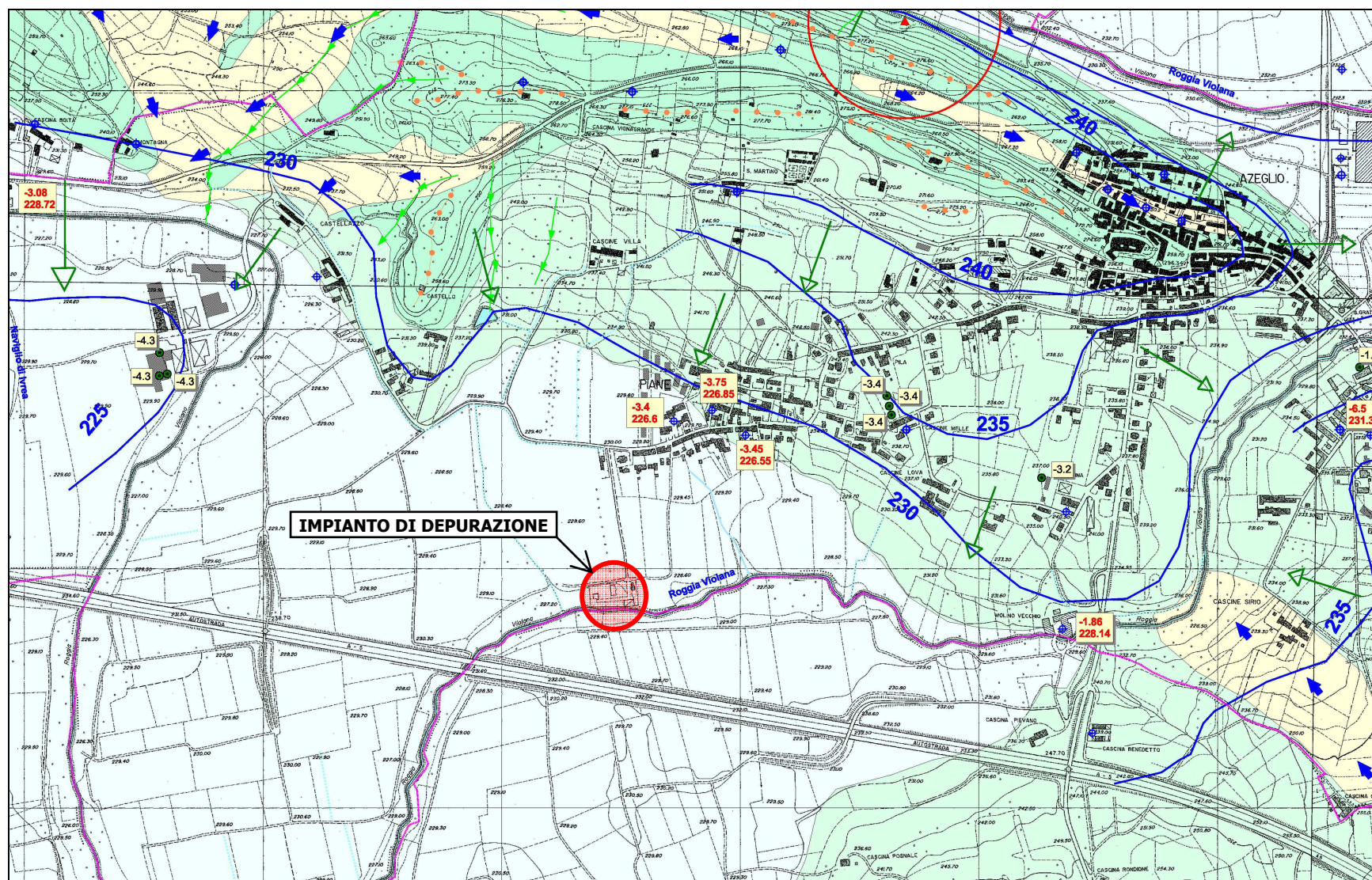


Reticolo idrografico












Confine comunale

Base topografica: Estratto da Carta Tecnica della Provincia di Torino



LEGENDA

Caratteristiche idrogeologiche			
AP	MP	SP	IM
			
			
			
			
<small>AP: complesso altamente permeabile; MP: complesso moderatamente permeabile; SP: complesso scarsamente permeabile; IM: complesso impermeabile;  Variazione locale della permeabilità del complesso </small>			

DEPOSITI ALLUVIONALI: depositi sabbioso - ghiaiosi con livelli-limoso argillosi. La permeabilità per porosità è alta ad eccezione dei livelli a granulometria fine con ruolo di acquicludi

DEPOSITI FLUVIO-GLACIALI: depositi indifferenziati a granulometria eterogenea con potenza da decametrica ad ettometrica e permeabilità per porosità da media a scarsa

DEPOSITI GLACIALI: depositi indifferenziati a granulometria eterogenea con elementi lapidei da centimetrici a decimetrici immersi in una matrice prevalentemente sabbioso limosa con potenza da decametrica ad ettometrica e permeabilità per porosità da media a scarsa

DEPOSITI LACUSTRI-PALUSTRI E TORBIERE: depositi caratterizzati da sedimenti limoso-argillosi e torbe a limitata permeabilità



Reticolo idrografico



Zone a scarso drenaggio e falda idrica subaffiorante



Ruscellamento concentrato



Sorgente ad uso idropotabile e relativa fascia di rispetto



Pozzi ad uso domestico (soggiacenza falda misura del 25/03/2008 e quota assoluta superficie acquifero)



Punti di misura freaticometrica (soggiacenza falda misure 2005-2007)



Emergenze idriche

230

Linee isopiezometriche (m s.l.m.)



Asse drenante



Scaricatore glaciale



Linea spartiacque



Traccia di meandri relitti



Confine comunale



Base topografica: Estratto da Carta Tecnica della Provincia di Torino

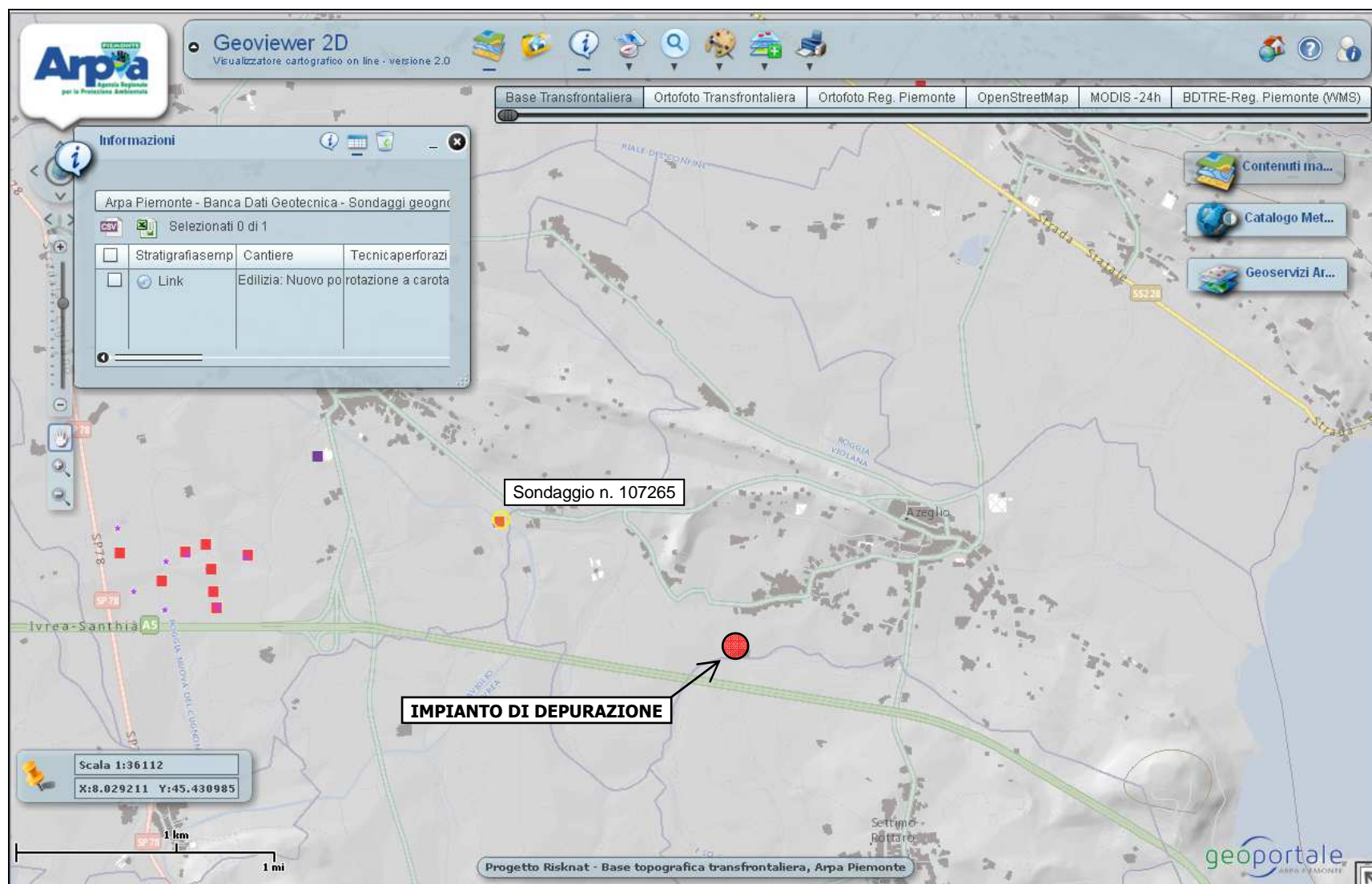


Figura 4 – Estratto cartografico ARPA Piemonte con ubicazione dei sondaggi disponibili in banca dati geotecnica in prossimità dell'intervento (nel raggio di 1000 m circa).

Log stratigrafico originale

o hanno finalità unicamente divulgativa e pertanto Arpa Piemonte non risponde di utilizzi impropri ad esempio derivanti da errata interpretazione dei dati originali.

Codice Perforazione	Cantiere	Profondita` (m)	Falda freatica (m)
107265	Edilizia: Nuovo polo di intrattenimento e commerciale	30.00	6.5

Codice perforazione	Profondita` (m)	Descrizione
107265	3.00	terreno rimaneggiato e/o di riporto , prevalentemente sabbia debolmente limosa con rari frustoli vegetali
107265	3.70	sabbia prevalentemente medio fine con raro ghiaietto sparso , moderatamente addensata
107265	4.60	limo sabbioso fine passante a sabbia fine limosa , intensa laminazione ossidata , poco consistente
107265	6.00	sabbia prevalentemente medio fine , debolmente siltosa , con raro ghiaietto sparso , moderatamente addensata
107265	8.50	sabbia eterometrica debolmente limosa , discreta ossidazione , moderatamente addensata
107265	9.50	limo sabbioso e/o sabbia medio fine limosa , discreta laminazione ossidata , poco consistente
107265	12.30	sabbia eterometrica limosa , discretamente ossidata , moderatamente addensata
107265	15.30	limo debolmente sabbioso fine , poco consistente , debolmente plastico e compressibile
107265	16.00	alternanza di livelli sabbioso fini e livelli siltosi , poco consistente
107265	19.60	sabbia medio fine da debolmente limosa a limosa , moderatamente addensata
107265	20.20	limo debolmente sabbioso , poco consistente , debolmente plastico e compressibile
107265	21.30	alternanza di livelli sabbioso fini e livelli siltosi , moderatamente consistente
107265	23.70	sabbia eterometrica debolmente limosa moderatamente addensata
107265	24.20	alternanza di livelli sabbioso fini e livelli siltosi , moderatamente consistente
107265	30.00	sabbia eterometrica , a volte debolmente limosa , moderatamente addensata

Prove SPT in foro

te divulgativa e pertanto Arpa Piemonte non risponde di utilizzi impropri ad esempio derivanti da errata interpretazione dei dati originali.

Codice Perforazione	Profondita` (m)	N1	N2	N3	NSPT
107265	3.00	25	16	14	30
107265	6.00	7	8	9	17
107265	12.00	12	9	6	15
107265	15.40	3	6	6	12
107265	18.00	7	8	8	16
107265	21.00	7	9	10	19
107265	24.00	9	8	10	18
107265	27.00	10	9	9	18
107265	30.00	9	9	8	17

NOTA: il valore -999 indica un rifiuto.

Spett. COMUNE DI AZEGLIO
10010 AZEGLIO (TO)

POZZO : Ø 450 x 6 mm.
PROFONDITA': mt. 61,00
DATA : marzo 1992

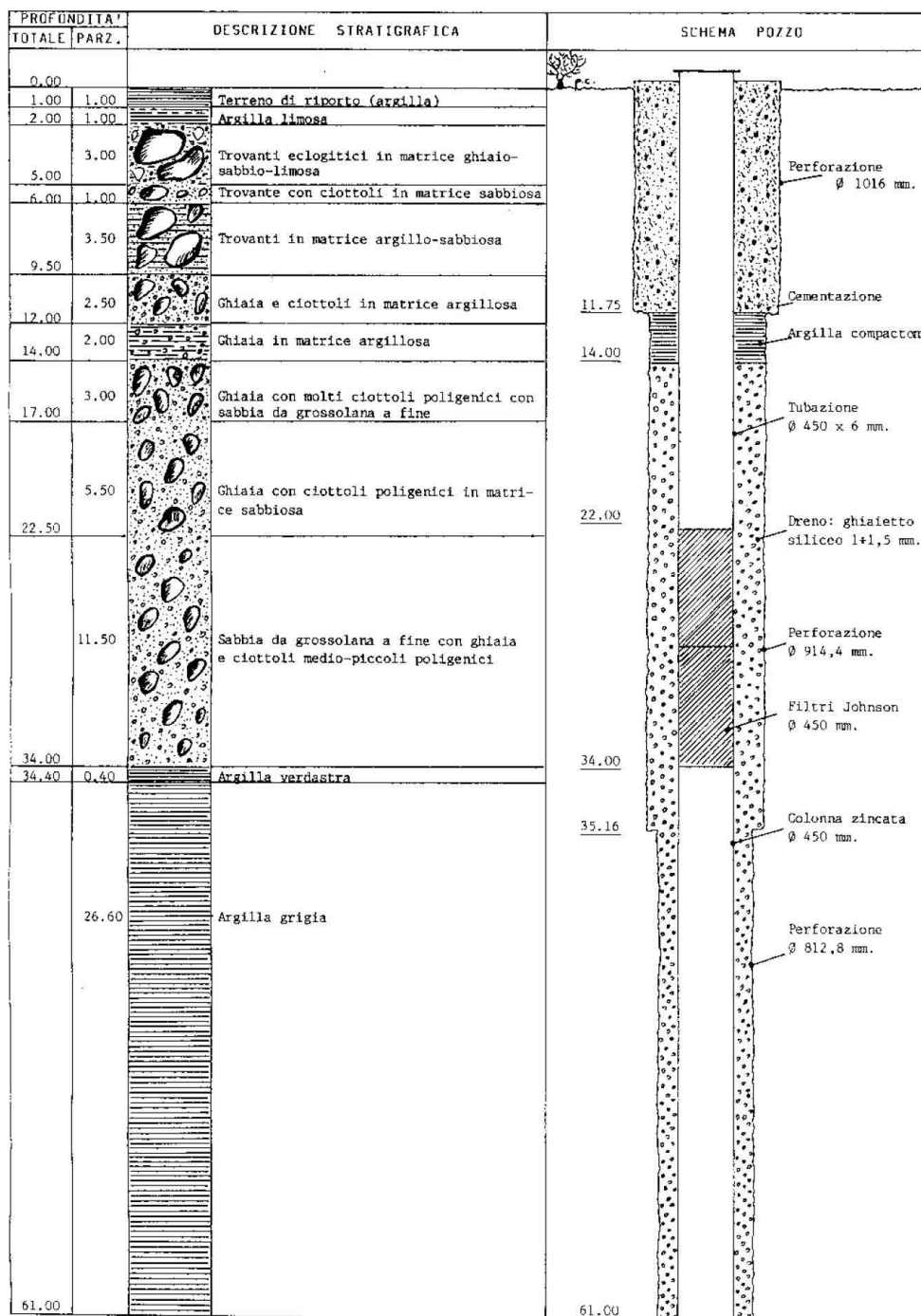


Foto 5 – Stratigrafia pozzo esistente in Comune di Azeglio.

Per quanto riguarda le stazioni di sollevamento di Lido e Comuna ci si è riferiti alla documentazione geologico – geotecnica facente parte del P.R.G. Intercomunale di Viverone. In particolare, in corrispondenza dell’impianto di sollevamento di Lido, sono disponibili i seguenti sondaggi geotecnici (DL1 in particolare), costituiti da n. 4 prove penetrometriche dinamiche leggere DL30, ubicate come riportato nel seguente estratto planimetrico:

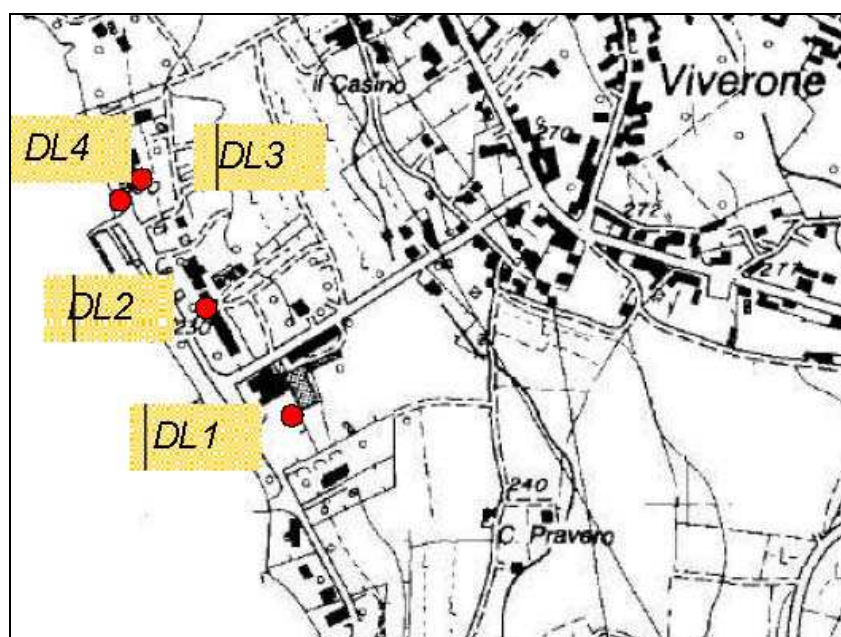
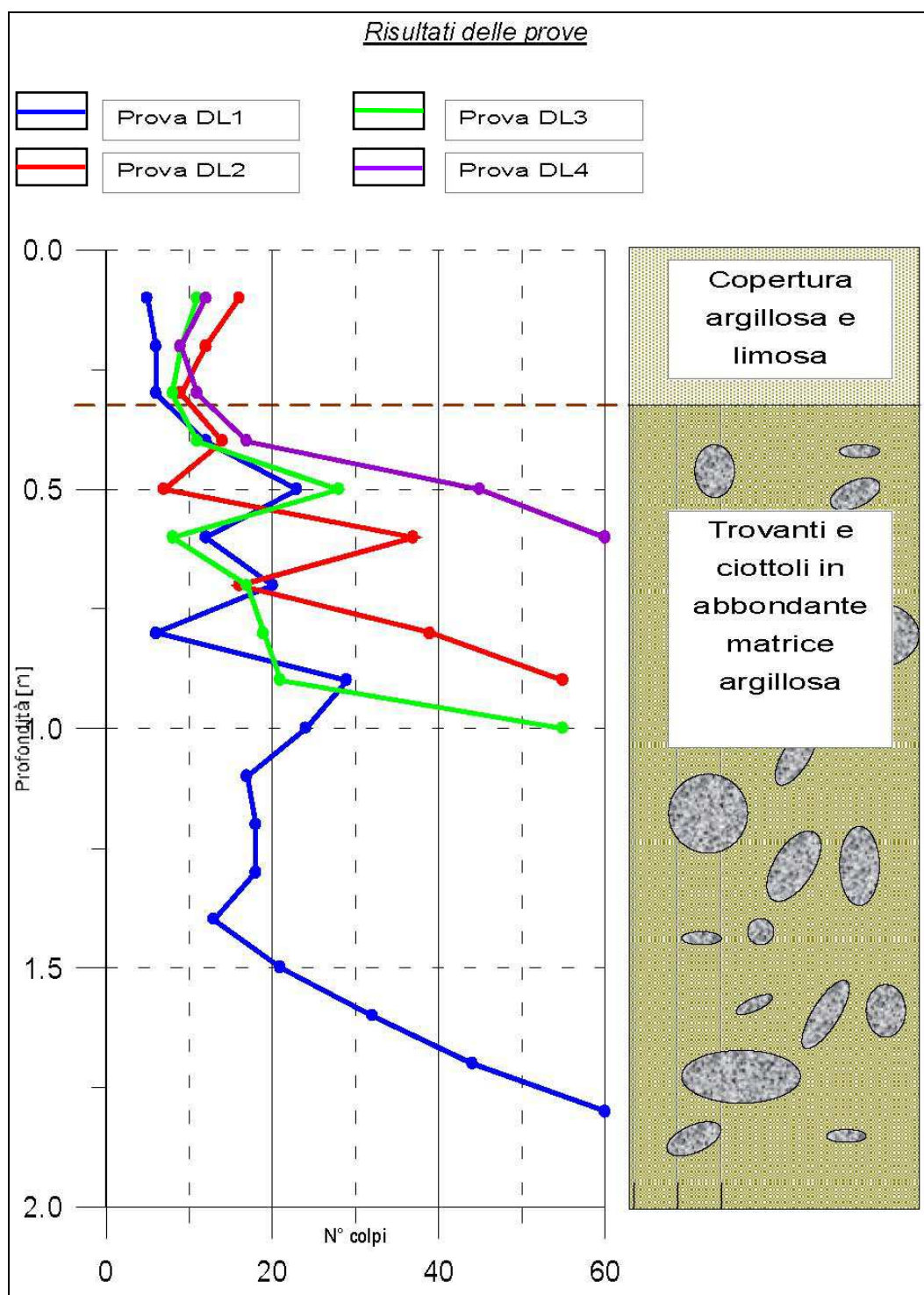


Foto 6 – Sondaggi geognostici eseguiti in Comune di Viverone – zona Lido.

Profondità	DL1	DL2	DL3	DL4
0.1	5	5	17	22
0.2	6	4	26	26
0.3	6	4	17	11
0.4	12	6	11	31
0.5	23	7	28	45
0.6	12	37	8	60
0.7	20	16	17	Rif
0.8	6	39	19	
0.9	29	55	21	
1	24	Rif	55	
1.1	17		Rif	
1.2	18			
1.3	18			
1.4	13			
1.5	21			
1.6	32			
1.7	44			
1.8	60			
1.9	Rif			
2				



Con riferimento alla **documentazione geolitologica, stratigrafica e agli esiti delle indagini geognostiche disponibili**, il terreno in sito risulta, quindi, generalmente costituito da una coltre di alterazione superficiale argillosa e di riporto di spessore variabile da circa 0,5 m a 2,0 m, cui seguono depositi eterometrici sciolti e ciottoli, ghiaia e trovanti in matrice prevalentemente sabbioso-argillosa, talvolta alternati a strati limo-sabbiosi mediamente addensati.

Il **quadro litostratigrafico** è, pertanto, riconducibile al seguente modello:

- **orizzonte I:** dal piano campagna a profondità variabili da 0,5 m a 2,0 m circa, si incontra un primo strato di terreno a prevalentemente frazione coesiva argillosa, costituito anche da riporti dovuti a precedenti opere di urbanizzazione e, in generale, contraddistinto da scarsa resistenza alla penetrazione;
- **orizzonte II:** a partire da 1,5 ÷ 2,0 m in poi si registra un sensibile e progressivo incremento della resistenza alla penetrazione, nell'ambito di terreni costituiti da depositi eterometrici sciolti con ciottoli, ghiaia e trovanti in matrice prevalentemente sabbioso-argillosa, talvolta alternati a strati limo-sabbiosi mediamente addensati, tipici del comprensorio in esame.

Dall'esame delle soggiacenze freatiche nei pozzi esistenti e da quanto emerge dalle indagini geognostiche sopra riportate si nota che sul territorio i **livelli di falda** sono attestati a diverse profondità a seconda delle zone in esame. Le zone pianeggianti site in prossimità del lago (zona degli impianti di sollevamento di Lido e Comuna) sono contraddistinte da soggiacente modeste generalmente nell'intorno di 2,0 m dal p.c. Le aree di versante a maggiore distanza dal lago possono, invece, essere localmente caratterizzate da deflussi profondi determinati dalla notevole permeabilità del suolo nel complesso idrogeologico morenico che contraddistingue i suoli di tali zone. In tali zone le soggiacenze sono, comunque, più elevate e in genere non minori di 3,0 m. In corrispondenza del sito dell'impianto di depurazione esistente, in particolare, con riferimento anche alla carta geoidrologica allegata al P.R.G.C. di Azeglio e alla prossimità della roggia Violana, la profondità della falda freatica può essere cautelativamente stimata tra i 2,0 e i 3,0 m dal piano campagna, in funzione anche del periodo stagionale e/o dalla concomitanza di fenomeni meteorologici rilevanti. **Si evidenzia, a tal proposito, che durante le varie fasi di scavo e di realizzazione dei manufatti in c.a. caratterizzati da profondità, riferite alla sottofondazione in misto naturale, superiori a 3,0 circa dal piano campagna, dovrà**

essere previsto il drenaggio e l'agottamento provvisorio delle acque di falda e/o meteoriche utilizzando un adeguato sistema well-point o sistema equivalente.

Contestualmente alla realizzazione delle fondazioni di tutte le vasche, manufatti e locali tecnici in progetto, si dovrà preventivamente provvedere alla bonifica del terreno di fondazione con lo sbancamento preventivo di almeno 60 cm ulteriori misurati dal piano di imposta delle fondazioni (= quota inferiore alla base delle fondazioni / piano magrone), alla compattazione preliminare del piano sbancato con mezzo meccanico e, quindi, alla successiva realizzazione di uno strato di sottofondo in misto naturale di fiume o di cava adeguatamente compattato e costipato con mezzo meccanico, avente uno spessore finito di almeno 40 cm e dello strato di magrone di sottofondazione con uno spessore non inferiore a 20 cm. La compattatura e la costipazione del piano di sottofondazione in misto naturale dovrà secondo le prescrizioni di capitolato speciale d'appalto e, in ogni caso, in modo tale da raggiungere valori di Modulo di compressibilità, (da verificarsi in corso d'opera secondo specifiche prove di carico su piastra secondo le Norme CNR 146-1992 e le Norme svizzere SNV vigenti), idonei e compatibili con le opere in progetto e, comunque, non inferiori a $20,0 \text{ N/mm}^2$ (200 kg/cm^2). Tale accorgimento operativo preliminare consentirà di ottenere un sensibile miglioramento delle proprietà geomeccaniche del terreno e soprattutto un'omogenizzazione delle caratteristiche di portanza e di modulo di elasticità dello strato di terreno direttamente interessato dalle opere di fondazione, stante il graduale e progressivo miglioramento delle proprietà geomeccaniche dello stesso con la profondità, pervenendo, in tal senso, ad una efficace limitazione dei potenziali e futuri cedimenti differenziali delle fondazioni medesime.

Con riferimento, quindi, agli esiti dei sondaggi e, in particolare, delle prove penetrometriche dinamiche SPT disponibili in corrispondenza del sito oggetto dei lavori, alla documentazione di P.R.G.C. e alla citata *Relazione geologica* allegata al progetto definitivo, nonché alla bonifica preventiva prevista su tutta l'area oggetto dei lavori, si può cautelativamente pervenire ad una stima del valore medio di N_{spt} , riferito ai piani di imposta delle fondazioni in progetto, non inferiore a 15.

In funzione delle valutazioni sopra esposte, dalle considerazioni pratiche desunte dai rilievi e dai sondaggi disponibili in sito ed in riferimento alla letteratura in materia, è stato, quindi, possibile stimare con sufficiente approssimazione il valore dell'angolo di attrito del terreno secondo due differenti approcci:

- 1) con un primo approccio, utilizzando le correlazioni lineari di tipo indiretto proposte da Schmertmann (1978) tra ϕ' e la densità relativa DR del terreno;
- 2) con un secondo approccio, facendo, invece, riferimento a correlazioni di tipo diretto che esprimono ϕ' come funzione di N_{SPT} e della tensione verticale efficace litostatica σ'_v .

In relazione alle stratigrafie e ai risultati dei sondaggi disponibili si è, pertanto, inizialmente provveduto alla stima della densità relativa DR avvalendosi delle correlazioni qualitative ricavate da *Terzaghi e Peck (1948)*, alle quali *Gibbs e Holtz (1957)* introdussero intervalli di variazione di DR ad esse associabili (*figura 7*).

N_{SPT} Colpi/30 cm	Densità relativa	
	<i>Terzaghi-Peck</i> (1948)	<i>Gibbs-Holtz</i> (1957)
0-4	molto sciolta	0-15%
4-10	sciolta	15-35%
10-30	media	35-65%
30-50	densa	65-85%
oltre 50	molto densa	85-100%

Figura 7 – Correlazione tra DR e la qualità dei terreni.

I risultati, ottenuti per via sperimentale, sono riassunti in *figura 8*, nella forma in cui essi sono oggi ampiamente utilizzati:

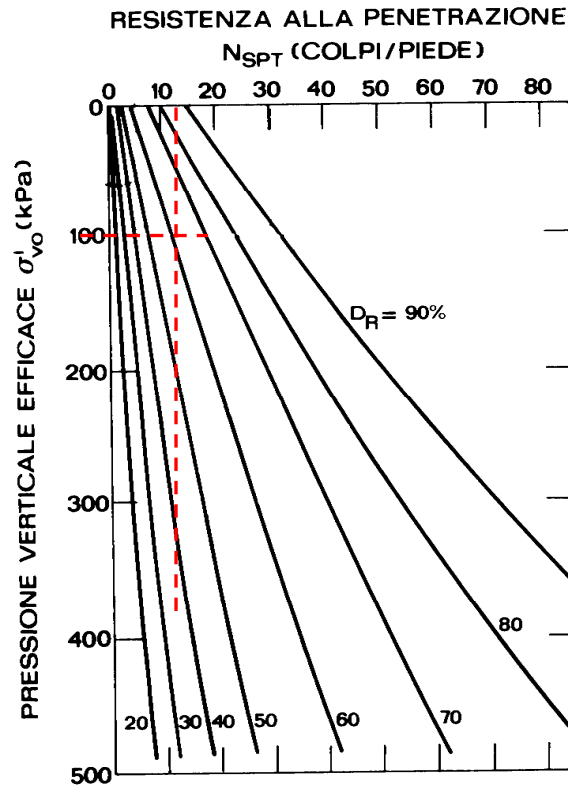


Figura 8 – Correlazione tra D_R e N_{SPT} (GIBBS e HOLTZ, 1957)

Un'ulteriore correlazione, condotta su basi più cautelative che tengono conto dell'evenienza di terreni sovraconsolidati, è quella proposta da Bazaraa (1967) la quale risulta esprimibile nelle seguenti forme:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (1 + 0.04 \cdot \sigma)}} \Rightarrow \sigma < 75kPa$$

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (3.25 + 0.01 \cdot \sigma)}} \Rightarrow \sigma > 75kPa$$

In figura 9 sono poste a confronto le due correlazioni discusse in questa sede. Pur nella difficoltà di pervenire alla quantificazione di una proprietà indice di definizione alquanto complessa, appare comunque evidente che i terreni in essere si presentano mediamente addensati, rispecchiando appieno le caratteristiche della loro storia deposizionale.

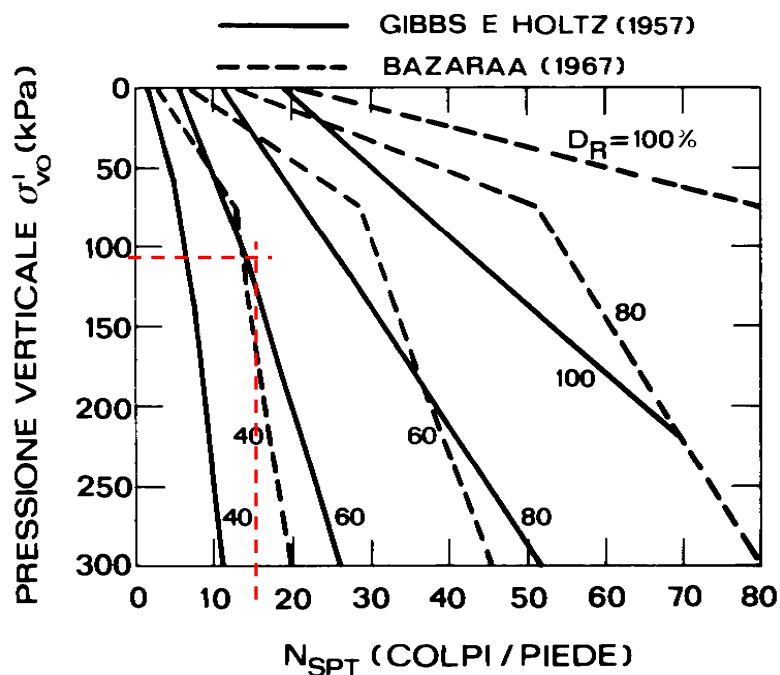


Figura 9 – Confronto tra le correlazioni di GIBBS e HOLTZ (1957) e di BAZARAA (1967)

Per quanto attiene, quindi la stima dell'angolo di resistenza al taglio, *Schmertmann* (1978) propose, quindi, la correlazione indiretta riportata in *figura 10* tra D_R e ϕ' in funzione delle caratteristiche granulometriche del terreno.

In riferimento ai sondaggi svolti e alla profondità media di imposta delle fondazioni principali di circa 3,0÷4,0 m si è assunto un valore di D_R pari a circa il 50% dal quale, tramite le citate correlazioni, per materiali identificabili nella fascia “sabbia fine uniforme” ÷ “sabbia media uniforme” è stato possibile stimare, in prima approssimazione, un angolo di attrito $\phi' \cong 35^\circ$.

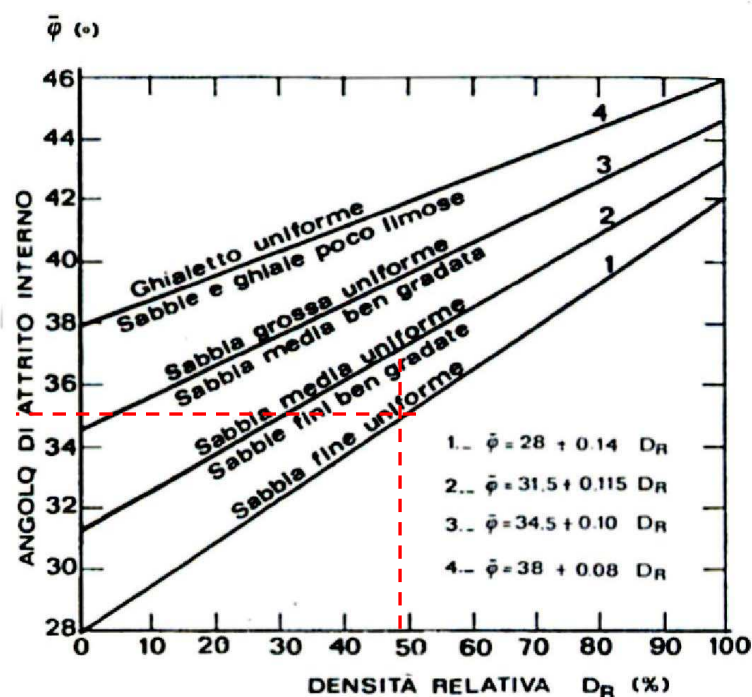


Figura 10 – Correlazione tra D_R e ϕ in funzione della granulometria (SCHMERTMANN, 1978).

In riferimento, invece, al secondo approccio sopra elencato si è provveduto alla stima dell'angolo di resistenza al taglio ϕ con riferimento alla correlazione diretta proposta da *De Mello (1971)* tra l'angolo di attrito, i risultati delle prove penetrometriche disponibili N_{spt} e i valori della pressione verticale efficace, secondo il grafico di *figura 11*.

Assumendo cautelativamente un valore di N_{spt} pari a 15 e con un valore di σ'_v medio pari a circa 100 kPa è stato, quindi, possibile stimare, in prima approssimazione, un angolo di attrito $\phi' \cong 37^\circ$.

I due approcci sopra esposti portano ad un valore medio di ϕ' pari a circa 36° .

**Stima dell'angolo di resistenza a taglio
in funzione di σ'_{v0} e N_{SPT} - De Mello (1971)**

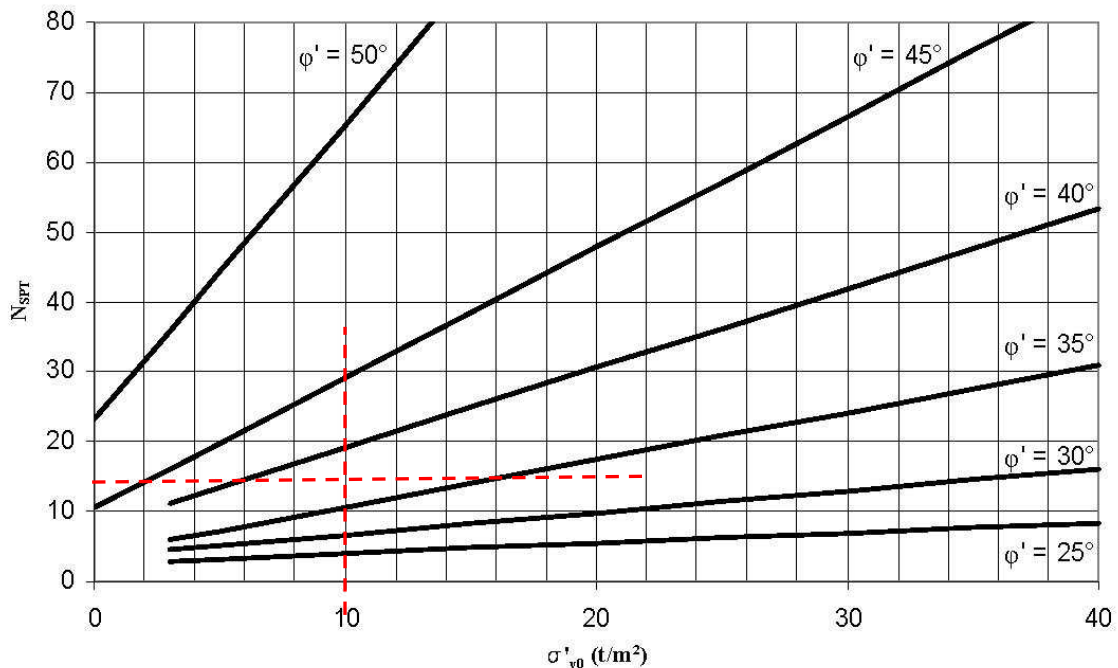


Figura 11 – Correlazione tra ϕ , N_{spt} e σ'_v (DE MELLO, 1971).

In relazione all'angolo di resistenza al taglio sopra stimato si evidenzia come, in problemi che comportano il raggiungimento di elevati stati tensionali, come per la capacità portante dei terreni di fondazione, con innesco di fenomeni di rottura progressiva, la resistenza disponibile mobilitabile non è già quella che compete all'angolo di resistenza al taglio di "picco" (ϕ'), più elevato, ma a quello a "volume costante" (ϕ_{cv}), che varia in un range più ristretto di valori. Per tensioni indotte da strutture di fondazione è, pertanto, più opportuno l'utilizzo del valore di ϕ_{cv} , che meglio descrive il comportamento meccanico di un terreno granulare a stati tensionali elevati (allo stato critico, senza variazioni volumetriche), ed è ricavabile, secondo *Terzaghi*, mediante la seguente relazione:

$$\text{tg } \phi \cong 0,67 \text{ tg } \phi_{\text{DI PICCO}}$$

Aggiuntivamente e per ulteriore verifica si è, quindi, provveduto alla stima dell'angolo di resistenza al taglio ϕ con riferimento alla relazione proposta da *De Mello* (1971), metodologia di uso comune valida per le sabbie in genere e per qualunque profondità, il quale sottostima l'angolo resistenza al taglio di picco avvicinandosi, invece, con buona approssimazione a quello a volume costante. Il metodo si basa sulla seguente relazione,

funzione sempre della tensione litostatica efficace (σ'_v) precedentemente determinata e del parametro penetrometrico normalizzato $(N_1)_{60}$:

$$\phi = 19 - 0,0038 \cdot \sigma'_v [\text{kN/m}^2] + 8,73 \cdot \log(N_1)_{60}$$

Il parametro penetrometrico N_{SPT} è un valore spurio che non tiene conto del rendimento medio del dispositivo di infissione e della tensione litostatica agente alla quota di esecuzione della prova (σ_v). Mentre per la normalizzazione ad un rendimento medio del dispositivo di infissione pari al 60% rispetto a quello teorico massimo si può considerare $(N_1)_{60} \cong N_{\text{SPT}}$ senza significative approssimazioni a sfavore, per quanto concerne la normalizzazione di N_{SPT} alla tensione litostatica efficace si è applicata la relazione di *Liao-Whitman (1986)*¹ ovvero:

$$(N_1)_{60} = (100/\sigma_v)^{0,5} \cdot N_{\text{SPT}}$$

In sintesi, sulla scorta delle valutazioni e delle elaborazioni sopra riportate e in riferimento sia agli allegati tecnici che ai dati stratigrafici e ai sondaggi effettuati in sito, il terreno di fondazione delle opere in progetto può essere caratterizzato, con buona approssimazione e sufficiente cautela, con le seguenti proprietà geomeccaniche:

Parametri geotecnici del terreno	
Peso di volume medio naturale del terreno	$\gamma_t \cong 19 \text{ kN/m}^3$
Peso di volume medio del terreno saturo	$\gamma_t \cong 21 \text{ kN/m}^3$
Coesione (drenata – tensioni efficaci)	$c' \cong 0 \div 10 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza al taglio a V_{cost}	$\phi' \cong 28 \div 30^\circ$
Modulo di deformazione	$E_d \cong 10000 \div 30000 \text{ kN/m}^2$
Densità relativa	$DR \cong 50\%$

Tabella 1 – Parametri geotecnici di riferimento.

Il modello geotecnico così definito è rappresentativo di un'analisi in condizioni sostanzialmente drenate. Infatti, pur trattandosi di materiali comunque dotati di una certa coesione, si assume che il comportamento meccanico di tali terreni sia descritto principalmente dall'angolo di resistenza al taglio, operando, conseguentemente, in termini di tensioni efficaci.

¹ S.C. LIAO - R.V. WHITMAN (1986): "Overburden correction factors for SPT in sand", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 112(3), 373-377.

3.2 **Categoria stratigrafica del sottosuolo e condizioni topografiche**

La “*risposta sismica locale*” è l’azione sismica quale emerge in “superficie” a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido, le quali corrispondono a:

- effetti stratigrafici, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- effetti topografici, legati alla configurazione topografica del piano campagna. La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all’interazione tra il campo d’onda incidente e quello diffratto; i fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l’altezza del rilievo e la sua larghezza.

Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto si rende, quindi, necessario valutare l’influenza del **profilo stratigrafico**, individuando la categoria di sottosuolo di riferimento, di cui al *paragrafo 3.2.2 delle N.T.C.-2008*. Ciò si consegue determinando il valore della velocità media equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità al di sotto del piano di fondazione della struttura, per contemplare le potenziali amplificazioni dell’onda sismica dovute alla presenza di condizioni sismostratigrafiche discostantisi dal riferimento rigido.

In assenza di specifiche indagini tale classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica (Standard Penetration Test) SPT_{30N} nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente u_{30c} (definita successivamente) nei terreni prevalentemente a grana fina. A tal fine, non avendo a disposizione misure di tipo diretto e trattandosi comunque di una struttura sostanzialmente semplice, avente limitato e regolare sviluppo geometrico e, comunque, priva di rilevanza strategica e/o funzione di protezione civile, si è provveduto alla stima indiretta di tale parametro, sulla scorta di quanto specificato al *paragrafo 3.2.2 delle N.T.C.-2008*, in base alla correlazione sviluppata da *Ohta e Goto (1978)*:

$$V_s = 54,33 \cdot (N_{60})^{0,173} \cdot F_A \cdot F_B \cdot \left(\frac{z}{0,3048} \right)^{0,193}$$

dove:

- F_A = fattore correttivo per l'età del deposito pari a 1,0 per depositi di età olocenica e 1,3 per depositi di età pleistocenica.
- F_B = fattore correttivo per la litologia del deposito, pari a 1,0 per le argille, 1,09 per le sabbie e 1,15 per sabbie-ghiaiose.
- z = profondità in metri alla base dello strato i -esimo.

Con riferimento, quindi, al caso specifico, e ai sondaggi disponibili (sondaggi SPT), si è provveduto alla stima della velocità di propagazione delle onde di taglio come nel seguito tabellato:

STIMA DELLA VELOCITA' DI PROPAGAZIONE DELLE ONDE DI TAGLIO $V_{s,30}$				
N. strato	H strato [m]	Profondità [m]	N_{spt}	V_s [m/s]
1	3,0	3,0	30	175
2	3,0	6,0	17	181
3	6,0	12,0	15	203
4	3,4	15,4	12	205
5	2,6	18,0	16	222
6	3,0	21,0	19	235
7	3,0	24,0	18	239
8	3,0	27,0	18	245
9	3,0	30,0	17	247
Velocità media equivalente $V_{s,30} \cong$				212

Tabella 2 – Stima della velocità di propagazione delle onde di taglio.

Al valore così stimato corrisponde una **categoria stratigrafica del sottosuolo ai fini sismici di tipo “C”**, caratterizzata da: *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)”*. A tale categoria viene associato un coefficiente moltiplicativo $SS = 1,5$.

Si evidenzia, inoltre, che il valore di velocità media equivalente sopra stimato e la conseguente determinazione della categoria stratigrafica di sottosuolo, sono del tutto allineati e congruenti con le pregresse indagini di tipo H.V.S.R. svolte in occasione della progettazione del II° Lotto stralcio di lavori in frazione Anzasco e riportati nella *Relazione geologica* allegata al progetto definitivo ottobre 20008.

Nei riguardi, invece, delle eventuali **amplificazioni topografiche**, trattandosi di superficie pianeggiante, il sito è classificabile in categoria “T1 – *Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* ” come definito nelle N.T.C.-2008, §3.2.2, tab. 3.2.IV. A tale categoria non si associano amplificazioni, per cui $ST = 1,0$.

Si evidenzia, infine, che le accelerazioni orizzontali massime attese al sito in esame ($a_{gMAX} = 0,06g$) sono inferiori al limite di 0,1g individuato dalle N.T.C.-2008 al *paragrafo 7.11.3.4.2*, oltre il quale è richiesto di ottemperare alle verifiche di suscettibilità a **liquefazione**. Pertanto, la probabilità che si verifichi il fenomeno della liquefazione entro i terreni sotto al piano di fondazione è da ritenersi del tutto trascurabile e la verifica può essere omessa nel pieno rispetto della normativa tecnica vigente.

3.3 Pericolosità sismica di progetto

Con la D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010 e ss.mm.ii. la Regione Piemonte ha recepito la classificazione sismica introdotta dall'O.P.C.M. 3274/2003, classificando tutti i Comuni interessati dai presenti lavori in zona sismica 4 ($a_g = 0,05g$). Le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 e relativa circolare 617/2009, hanno, quindi, introdotto un nuovo criterio, “*sito-dipendente*”, per la valutazione delle azioni sismiche attese al sito. Data la sostanziale omogeneità sia della tipologia costruttiva delle opere che della pericolosità sismica del sito interessato dai lavori (zona sismica 4), nonché delle caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione, la determinazione dei parametri di riferimento dell'azione sismica è stata effettuata in relazione alle coordinate del Comune amministrativo prevalente in quanto alla realizzazione delle nuove opere strutturali e, come tale, di riferimento sismico, ovvero il Comune di Azeglio. Si rileva, inoltre, come l'accelerazione di base del Comune di Azeglio sia di poco maggiore rispetto a quella del Comune di Viverone e, pertanto, l'omogenizzazione di tale dato al primo comune risulta compatibile e a favore di sicurezza.

In relazione, quindi, alle prescrizioni di cui al *paragrafo 3.2* del Decreto Ministeriale

14.01.2008 e alle specificità litografiche e stratigrafiche del sito desumibili dalle prove in sito disponibili e riportate ai paragrafi precedenti, si sono definiti i seguenti parametri dell'azione e della pericolosità sismica del sito di progetto:

- sito di intervento principale di riferimento: Comune di Azeglio (TO)
- categoria del sottosuolo: C (*)
- categoria topografica: T1
- amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,5$
- amplificazione topografica: $S_T = 1,0$
- zona sismica del sito: zona 4
- coordinate del sito (ED50): Longitudine: 7.9950°; Latitudine: 45.4244°
- altitudine del sito: 230,0 m s.l.m.
- classe d'uso: II
- vita nominale: $V_N \geq 50$ anni (tipo 2)
- coefficiente d'uso della costruzione: $c_u = 1,0$
- stati limite considerati nelle verifiche di tipo geotecnico, in relazione all'azione sismica:
 - **SLO**: stato limite di esercizio di operatività, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari all'81%.
 - **SLV**: stato limite ultimo di salvaguardia della vita, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari al 10%.
- accelerazione sismica orizzontale di riferimento: $a_g = 0,048$ g.
- accelerazione sismica orizzontale massima di progetto a SLV (*pericolosità sismica di progetto*): $a_g = 0,072$ g.

(*) *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u,30 < 250$ kPa nei terreni a grana fine)", come definito nelle N.T.C., §3.2.2, tabb. 3.2.II-3.2.III. Ad essa si associa un fattore di amplificazione stratigrafica $S_S = 1,5$.*

Per ulteriori dettagli e approfondimenti circa i parametri sismici di progetto si rimanda a quanto specificatamente riportato sulla *Relazione geologica* allegata al progetto definitivo ottobre 20008 e sulla *Relazione di calcolo strutturale* allegate al progetto.

4. Metodi di calcolo e criteri di verifica

Le verifiche di progetto sono state condotte seguendo i criteri dell'ingegneria geotecnica, in particolare secondo il “*metodo dei coefficienti di sicurezza parziali*” applicato all'ingegneria geotecnica come introdotto al *paragrafo 6.2.3 del D.M. 14.01.2008, “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” e dall'Eurocodice 7, “Progettazione Geotecnica” – UNI EN 1997-1.*

Tutte le verifiche geotecniche sono state condotte con riferimento al capitolo 6 del D.M. 14.01.2008, seguendo l'Approccio 1 che prevede due combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1, A2), per i parametri geotecnici e la resistenza dei materiali (M1, M2) e per la resistenza globale del sistema (R1, R2) da adottare in funzione del tipo di opera e delle verifiche per essa richieste.

Tutte le verifiche geotecniche sono state, inoltre, condotte seguendo i metodi e i criteri previsti dai paragrafi 6.4 e 7.11 delle N.T.C.-2008.

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche nei confronti delle azioni sismiche, verrà, infine, fatto riferimento a quanto disciplinato dal paragrafo 7.11 delle N.T.C.-2008.

Per quanto riguarda la vita nominale delle opere e la classe d'uso delle stesse (*paragrafo 2.4 delle N.T.C.-2008*) in considerazione della tipologia di intervento e la destinazione d'uso delle strutture si assume una vita nominale V_N pari a 50 anni ed una classe d'uso II, così come, peraltro, già indicato al *paragrafo 4.1* della presente relazione.

Si evidenzia, infine, che le sollecitazioni scambiate al terreno di fondazione delle opere previste in progetto, in considerazione dei risultati di calcolo ottenuti e riportati ai capitoli precedenti non sono di rilevante entità. In ogni caso si è ritenuto opportuno adottare soluzioni progettuali che consentano una sufficiente garanzia, soprattutto a fronte di eventuali fenomeni futuri di assestamento (cedimento) del terreno di fondazione e in rapporto all'inserimento futuro di eventuali nuove opere e/o elementi strutturali e/o impiantistici.

4.1 Criteri progettuali e di verifica

L' O.P.C.M. n. 3274 del 08.05.2003 e le successive *Norme Tecniche per le costruzioni del 14.01.2008* hanno introdotto un nuovo criterio di verifica, basato sugli stati limite, in analogia con quanto già previsto dagli Eurocodici.

Le verifiche a rottura vengono effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in fase statica che in fase sismica, rispettando la condizione

$$Ed \leq Rd \quad (I)$$

dove:

- Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;
- Rd è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà dei materiali e delle sezioni resistenti con i rispettivi valori di progetto.

Le verifiche sono, pertanto, state eseguite con il “*metodo dei coefficienti parziali*” previsto dalle N.T.C.-2008 da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati.

Le caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite “*valori caratteristici*”.

Coefficienti sulle Azioni

γ_G sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli): $G_d = \gamma_G \cdot G$

γ_Q sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli): $Q_d = \gamma_Q \cdot Q$

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

- γ_γ sul peso di volume: $\gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$
- γ_ϕ sull'angolo d'attrito (sulla tangente dell'angolo di attrito): $\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{\gamma_\phi}$
- γ_c sulla coesione efficace: $c'_d = \frac{c'}{\gamma_c}$
- γ_{cu} sulla coesione non drenata: $\gamma_{cu} = \frac{c_u}{\gamma_{cu}}$

Coefficienti parziali per le Resistenze

$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ variabili a seconda del tipo di fondazione o sistema geotecnico.

Nel D.M. 14.01.2008 vengono indicati i seguenti coefficienti parziali di calcolo:

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 3 – Coefficienti parziali per le azioni (A).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_Y	1,0	1,0

Tabella 4 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M).

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene, infine, a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R delle tabelle seguenti, variabili in funzione del tipo di opera in esame:

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 5.1 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per fondazioni.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 5.2 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per i muri di sostegno.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 5.3 – Coefficienti parziali delle resistenze (R) per opere in materiali sciolti e fronti di scavo.

Le verifiche allo **Stato Limite Ultimo** devono, pertanto, essere effettuate sia nei confronti degli aspetti geotecnici (*SLU di tipo geotecnico – GEO*) sia di quelli strutturali (*SLU di tipo strutturale – STR*) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 3, 4 e 5 (5.1 / 5.2 / 5.3) e seguendo almeno uno dei due seguenti approcci progettuali:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M1+R2).

Approccio 2:

- Combinazione (A1+M1+R3).

Opere di fondazione di tipo diretto

Per quanto riguarda le **fondazioni di tipo diretto**, le Norme Tecniche per le costruzioni del 14.01.2008 impongono, in particolare, di verificare che esse siano verificate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa (omessa per i manufatti di progetto confinati da terreno su entrambi i lati);
- stabilità globale;

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali,

accertando che la condizione (I) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica a stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2 (A2+M1+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 3 e 4* per le azioni e i parametri geotecnici e nella *tabella 5.1* per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo sempre conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle suddette e seguendo almeno uno tra l'Approccio 1 e l'Approccio 2.

Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Le verifiche agli stati limite ultimi in condizioni sismiche devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nelle *tabelle 3 e 4*, e imponendo un coefficiente γ_R pari a 1,1, come previsto dal *capitolo 7 del D.M. 14.01.2008 (CD" B")*.

Pareti e muri controterra – vasche di contenimento liquidi

In base a quanto previsto dal *paragrafo 6.5.3.1.1. del D.M. 14.01.2008*, per le strutture in elevazione progettualmente previste (pareti controterra in c.a. relative alle vasche di contenimento reflui) si è provveduto ad eseguire le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO):*
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- *SLU di tipo strutturale (STR):*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando sempre che la condizione $E_d \leq R_d$ (1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Si evidenzia che non sono state effettuate verifiche specifiche a scorrimento e a ribaltamento, oltre che a stabilità globale, in quanto non si tratta di vere e proprie opere di sostegno, bensì di manufatti interrati confinati da ambo i lati, per i quali, tali tipi di verifiche non assumono significato fisico.

Le verifiche, sempre in riferimento al *paragrafo 6.5.3.1.1. del D.M. 14.01.2008* saranno effettuate secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R2).

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, ovvero determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte terranno in conto, ove potenzialmente presente, del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno.

Opere di sostegno provvisoriale

In base a quanto previsto dal *paragrafo 6.5.3.1.2. del D.M. 14.01.2008*, per le opere di sostegno provvisoriale degli scavi (paratie, palancole, diaframmi, ecc.) si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale; –sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera.

▪ *SLU di tipo strutturale (STR):*

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

accertando sempre che la condizione $E_d \leq R_d$ (1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

– Combinazione 2: (A2+M2+R2).

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 3, 4 e 5.3*

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

– Combinazione 1: (A1+M1+R1);

– Combinazione 2: (A2+M2+R2).

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 3, 4 e 5.2*.

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee. In presenza di manufatti particolarmente

sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

Fronti scavo

Con riferimento alle condizioni statiche e sismiche, le verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle *tabelle 3, 4 e 5.3*.

La verifica di stabilità sarà, pertanto, superata se il rapporto tra le forze resistenti e le forze agenti (γ_R) risulterà superiore a 1.1.

Il progetto tiene in conto, ove presenti, dell'esistenza di opere e sovraccarichi in prossimità degli scavi, esaminandone l'influenza sul regime delle acque superficiali, garantendo la stabilità e la funzionalità delle costruzioni preesistenti nell'area interessata dai lavori. Per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere, in generale, prevista un'opportuna armatura di sostegno provvisoria delle pareti di scavo. Le verifiche devono essere svolte nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) e nei confronti degli stati limite di servizio (SLE), quando pertinenti. Le azioni dovute al terreno, all'acqua e ai sovraccarichi, anche transitori (per esempio dovuti ai mezzi di cantiere) devono essere calcolate in modo da pervenire, di volta in volta, alle condizioni più sfavorevoli tra quelle corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e all'esercizio dell'opera.

Le opere con valenza geotecnica in progetto, ove pertinente e ritenuto necessario sono, inoltre, state verificate nei confronti degli stati limite di esercizio, con riferimento a quanto previsto dal *paragrafo 6.2.3.3 del D.M. 14.01.2008*. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti (cedimenti) compatibili e le prestazioni attese per le opere stesse, in relazione all'importanza e all'uso a cui sono destinate.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere, quindi, rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad (2)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Verifiche di tipo idraulico a galleggiamento

Le costruzioni principali in progetto caratterizzate da una maggiore superficie in pianta e dalla contestuale significativa profondità di imposta delle fondazioni (vasche di sollevamento di Lido, Comuna, vasche di sollevamento e di disinfezione dell'impianto di depurazione), sono state verificate anche nei confronti del possibile stato limite di sollevamento o galleggiamento. Per le restanti opere, con imposta delle fondazioni meno profonda e dimensioni geometriche in pianta più contenute si è ritenuto non necessario svolgere particolari verifiche in esercizio riguardanti gli *stati limite ultimi di tipo idraulico (sollevamento)* di cui al *paragrafo 6.2.3.2 del D.M. 14.01.2008*, in quanto caratterizzati da scarsa valenza e sussistenza fisica in rapporto alle stesse opere in progetto e alla quota di falda. Per tali opere può essere, pertanto, ritenuta giustificata l'omissione di tali tipi di verifiche. Per la stabilità al sollevamento deve, pertanto, risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{dove: } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella *Tab. 6.2.III delle N.T.C.-2008*. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6 – Coefficienti parziali delle azioni (A) per le verifiche idrauliche.

Si evidenzia, infine, che le verifiche pertinenti allo stato limite ultimo strutturale (STR), ovvero relative alla combinazione 1 (A1+M1+R1) sono recepite e riportate nella relazione di calcolo strutturale alla quale si rimanda integralmente.

4.2 Iterazione e modellazione terreno – fondazioni

4.2.1 Stima del coefficiente di sottofondazione

I manufatti previsti in progetto sono costituiti da fondazioni di tipo diretto a platea, in grado di distribuire ottimamente ed in maniera uniforme le sollecitazioni trasmesse dalle azioni di calcolo. L'iterazione tra dette strutture di fondazione e il terreno assunta ai fini di calcolo è stata, quindi, rappresentata mediante una schematizzazione su suolo elastico alla Winkler (1867). Sono stati, quindi, utilizzati dei vincoli elastici costituiti da molle traslazionali, reagenti linearmente ed aventi un modulo di reazione verticale k_w variabile in funzione sia della forma e delle dimensioni delle fondazioni che del loro piano di posa (approfondimento) rispetto al piano di riferimento nonché dall'entità dei carichi applicati. Il modulo di reazione orizzontale, per simulare anche l'effetto dell'attrito alla base tra terreno e fondazione, con la conseguente notevole riduzione degli spostamenti in direzione x e y , rispetto a quelli in direzione z , è stato convenzionalmente assunto di un ordine di grandezza superiore rispetto a quello verticale, ovvero pari a circa 10 volte rispetto a quest'ultimo.

Il modello di Winkler, con notevole semplificazione e al solo fine del calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali, caratterizza, quindi, il sottosuolo attraverso una relazione lineare tra il cedimento di un punto dell'interfaccia terreno-fondazione, e la pressione $\sigma_T(x)$ agente nello stesso punto:

$$\sigma_T(x) = k_w \cdot \delta(x)$$

dove k_w [F/L³] è detta “costante di sottofondo” o “coefficiente di reazione verticale del terreno” ed è valutabile in funzione del tipo di terreno e $\delta(x)$ è la funzione abbassamento, ovvero cedimento, della fondazione di calcolo. In tal senso la tensione massima trasmessa dalla platea di fondazione sul terreno si ottiene direttamente dall'analisi strutturale moltiplicando l'abbassamento o cedimento massimo di calcolo per la costante di sottofondo k_w di Winkler assunta. Tale valore è direttamente confrontabile con quello di capacità portante della fondazione desunto dalla relazione geotecnica di progetto e calcolato secondo la teoria di Terzaghi e il metodo di Brinch – Hansen, per la condizione di stato limite assunta.

La stima del modulo di reazione verticale del terreno da inserire nel modello numerico è stata effettuata utilizzando la formula proposta da Bowles (1974) e calcolando preliminarmente l'ipotetico cedimento a tempo infinito delle diverse fondazioni in progetto nei confronti dei carichi statici agenti:

$$k_w = 40 \cdot Q_a \cdot FS \cdot (2,54 / \delta) = 40 \cdot Q_{ult} \cdot (2,54 / \delta)$$

dove:

- Q_a è la pressione ammissibile di esercizio sul terreno, pari a Q_{ult} / FS ;
- Q_{ult} è la pressione ultima del terreno corrispondente ad un cedimento di un pollice;
- 40 è un coefficiente sperimentale introdotto da Bowles corrispondente valevole per il suddetto cedimento limite di un pollice (2,54 cm);
- FS è il fattore di sicurezza (safety factor), assunto pari a 3;
- δ è il cedimento di calcolo.

4.2.2 Stima preliminare dei cedimenti

Per quanto riguarda la stima dei cedimenti si è, invece, fatto riferimento al metodo di Burland and Burbidge (1985), valido per terreni incoerenti (sabbie) sulla scorta dei risultati ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche (Nspt) eseguite in corrispondenza del sito oggetto dei lavori (si veda a tal proposito la *Relazione Geologica* allegata al progetto definitivo in data ottobre 2008) e in funzione delle dimensioni delle fondazioni e del loro approfondimento:

$$\delta = \sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c \quad [mm]$$

dove:

- δ è il cedimento di calcolo, a lungo termine;
- I_c è l'indice di compressibilità, correlato al valore N delle prove penetrometriche dinamiche e pari a: $1,7 / N^{1,4}$; a tal proposito si evidenzia che il valore di Nspt assunto per la stima di tale indice, è stato, quindi, riferito alla profondità di posa delle fondazioni dei manufatti principali in progetto variabile da circa 1,5 m a circa 6,0 m rispetto al piano campagna attuale di stato di fatto, considerando, altresì, la bonifica preliminare del terreno e la contestuale realizzazione dello strato di sottofondo delle fondazioni in misto naturale di fiume o di cava compattato meccanicamente, con funzione di migliorare ed omogeneizzare le caratteristiche dello strato di terreno più superficiale e direttamente interessato dalle opere di fondazione, al di sotto del quale si determina un graduale e progressivo miglioramento delle proprietà geomeccaniche del terreno. Per i suddetti motivi, in considerazione dei risultati delle indagini geognostiche e delle suddette considerazioni, è stato cautelativamente assunto un valore di Nspt di calcolo pari a 15.
- q è il carico unitario, espresso in kN/m^2 (carico distribuito sulla platea di fondazione)

- dovuto al peso proprio e ai carichi permanenti portati dalla struttura);
- σ'_{v0} è la tensione litostatica nel caso in cui la fondazione sia posta ad una profondità cui corrisponde una tensione di preconsolidazione cautelativamente stimata per un approfondimento del piano di fondazione non superiore al metro;
 - B è la larghezza della fondazione la quale determina una corrispondente profondità d'influenza secondo il seguente grafico:

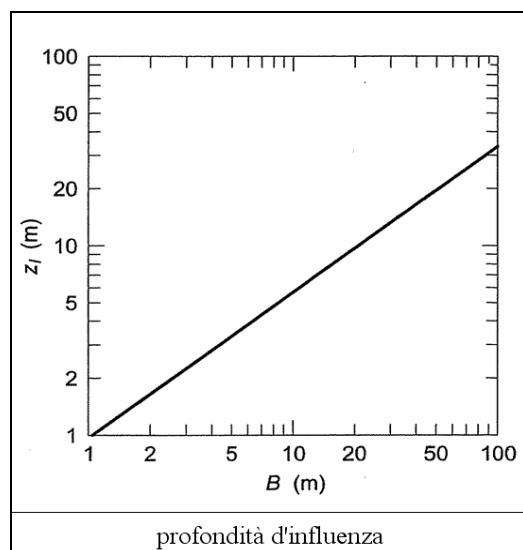


Figura 12 – Grafico per le determinazioni della profondità d'influenza in funzione della larghezza della fondazione.

La tabella seguente riporta, quindi, per ciascun manufatto progettualmente previsto, i relativi valori della costante di sottofondo assunti nei calcoli, determinati secondo le modalità sopra descritte, comprensivi di un coefficiente di sicurezza pari a 3,0:

Manufatti impianto di depurazione	Stima costante di sottofondo [kN/m³]
Vasca di grigliatura e sollevamento iniziale	≅ 10000
Vasca di dissabbiatura e disoleatura	≅ 10000
Vasca di accumulo	≅ 6000
Vasca di denitrificazione e ossidazione “A”	≅ 5000
Pozzetto di ripartizione sedimentatori secondari	≅ 9000
Vasca di addensamento fanghi	≅ 10000
Vasca di disinfezione finale	≅ 7000
Locali tecnici	≅ 5000
Stazioni di sollevamento di Lido e Comuna	≅ 10000

Tabella 7 – Costante di sottofondo applicata per la modellazione del terreno.

4.3 Calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione

Per fondazione si intende una struttura adatta a trasmettere il peso del fabbricato e le altre forze agenti sulla sovrastruttura al terreno. I carichi trasmessi da una struttura al terreno di fondazione non devono superare la massima resistenza al taglio mobilitabile dal terreno stesso. Nel caso ciò avvenisse la conseguenza sarebbe la rottura degli strati portanti, che si manifesterebbe con ampie deformazioni non tollerabili dalla sovrastruttura.

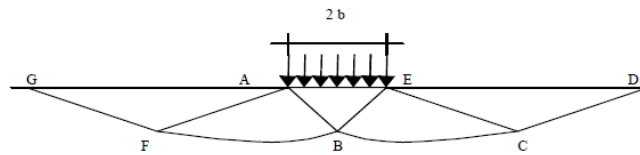
Il valore della resistenza al taglio massima mobilitabile, e quindi il carico massimo teorico che può essere applicato dal fabbricato, viene definito capacità portante limite del terreno di fondazione. Vengono definite superficiali le fondazioni in cui sia verificata la disuguaglianza:

$$D < 4 B$$

in cui D è la profondità di posa della fondazione dal piano campagna e B la dimensione del lato corto della fondazione stessa.

Il comportamento teorico del terreno di fondazione sottoposto all'applicazione di un carico viene generalmente schematizzato secondo le indicazioni di *Terzaghi (1943)*. Si suppone quindi che, per una fondazione ruvida, nel terreno caricato del peso del fabbricato si possano individuare 3 zone a comportamento meccanico e reologico differente (come indicato nella figura seguente):

1. zona, geometricamente assimilabile ad un cuneo (in figura indicata con il triangolo AEB), in cui il terreno mantiene un comportamento elastico e tende a penetrare negli strati sottostanti, solidalmente con la fondazione; questo cuneo forma un angolo uguale a φ (φ = angolo di resistenza al taglio del terreno su cui poggia la fondazione) rispetto all'orizzontale secondo *Terzaghi*, uguale a $45^\circ + \varphi/2$ secondo *Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen*;
2. zona di scorrimento radiale (in figura, settori AFB e ECB), rappresentabile graficamente da una serie di archi di spirale logaritmica per $\varphi > 0$ o di cerchio per $\varphi = 0$, dove avviene la trasmissione dello sforzo applicato dal cuneo di materiale che costituisce la zona 1;
3. zona che si oppone alla penetrazione del cuneo della zona 1 nel terreno (in figura, triangoli AGF e ECD); si assume teoricamente che assuma la forma di un triangolo isoscele con un'inclinazione dei due lati uguali rispetto all'orizzontale di $45^\circ - \varphi/2$; sulla superficie di questa zona agisce, con effetto stabilizzante, il peso del terreno sopra il piano di posa della fondazione ed altri eventuali sovraccarichi.



Schema teorico del comportamento del terreno di fondazione

Si ha la rottura del terreno di fondazione quando il carico applicato dal cuneo della zona 1 supera la resistenza passiva della zona 3. In questo caso la zona 1 penetrerà nel terreno di fondazione, che tenderà a rifluire lateralmente lungo la zona di scorrimento plastico, dando luogo a rigonfiamenti superficiali.

Si può giungere alla rottura del terreno attraverso tre modalità differenti:

- rottura di tipo generalizzato: in terreni addensati e/o consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta rapidamente per piccoli incrementi di deformazione; al superamento della portanza limite il terreno si rompe e subisce grosse deformazioni; riportando in grafico gli sforzi applicati e le deformazioni relative risulta facilmente identificabile il valore della resistenza al taglio massima;
- rottura di tipo locale: in terreni sciolti e/o scarsamente consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta gradualmente in relazione a significativi incrementi di deformazione; risulta difficile individuare in questo caso la resistenza al taglio massima, superata la quale si ha la rottura del terreno, in quanto qui il fenomeno avviene con maggiore gradualità;
- rottura di tipo intermedio: presenta caratteristiche intermedie fra la rottura di tipo generalizzato e locale.

Numerose sono le relazioni analitiche proposte per valutare la capacità portante di una fondazione superficiale. Le più utilizzate ed attendibili sono quelle di *Terzaghi*, *Meyerhof*, *Vesic* e *Brinch-Hansen*. Tra tutte le suddette formule, quella più corretta da utilizzare nel caso in esame è risultata essere la formula di *Brinch-Hansen*, così come indicato nei recenti Eurocodice 7 (progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali) ed Eurocodice 8 (indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici), valida per terreni sciolti di qualunque natura e per tipologie di fondazione sia superficiali che profonde.

Affinché una fondazione possa resistere al carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati od eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di *Caquot*, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

L'espressione del carico limite risulta:

$$q_{\lim} = A \cdot \gamma \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma. Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull'effettivo comportamento del terreno.

In un terreno molto sciolto, invece, la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti. Per i terreni molto sciolti, *Terzaghi* consiglia, quindi, di prendere in considerazione il valore di carico limite che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \cdot \tan \varphi \text{ e } c_{rid} = \frac{2}{3} \cdot c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

dove N_c , N_q , N_γ sono i fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio e così definiti:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'}$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$$

Formula di Brinch – Hansen (1970)

Rappresenta un'ulteriore estensione della formula di *Terzaghi*; che prevede l'introduzione di una serie di coefficienti correttivi che tengono conto di vari fattori, espressa dalla seguente formula generale:

$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

- N_c , N_q , N_γ = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio e precedentemente definiti;
- s_c , s_q , s_γ = fattori di forma della fondazione;
- i_c , i_q , i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c , b_q , b_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- d_c , d_q , d_γ = fattori dipendenti dalla profondità "D" del piano di posa della fondazione;
- g_c , g_q , g_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna.

La formula di *Brinch – Hansen* vale per qualsiasi rapporto D/B, quindi, sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità:

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

Per valori di $D/B > 1$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattore di forma (formulazioni in riferimento ai risultati ottenuti da De Beer):

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

NB: nel caso di fondazione nastriforme i suddetti coefficienti risultano pari all'unità.

Fattore di inclinazione di carico:

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot g \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot g \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

Fattore di inclinazione del piano di fondazione:

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$b_\gamma = b_q$$

con α = angolo di inclinazione del piano di fondazione.

Fattore di inclinazione del terreno (piano campagna):

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$g_\gamma = g_q$$

con ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE

Nel caso di fondazioni su terreni a grana fine, per le difficoltà legate alla previsione degli incrementi di pressione neutra, è prassi condurre l'analisi in termini di *tensioni totali*. Essa viene definita “*analisi a breve termine*” e il criterio di rottura assunto per il terreno è quello di un materiale puramente coesivo, dotato di una resistenza non drenata $\tau_f = c_u$.

L'applicazione dei teoremi della plasticità fornisce la soluzione esatta del coefficiente di capacità portante N_c :

$$N_c = 2 + \pi$$

ed il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$q_{\text{lim}} = c_U \cdot N_c \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + q$$

dove:

- c_U : coesione non drenata;
- q : pressione litostatica totale sul piano di posa;

Fattore di forma (De Beer, 1967; Vesic, 1970):

$$s_c^0 = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \text{ per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c^0 = 1.2 \text{ per fondazioni quadrate o circolari}$$

Fattore correttivo per l'inclinazione del carico (Vesic, 1975):

$$i_c^0 = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_U \cdot N_c}$$

Fattore di profondità (Mayerhof, 1951; Skempton, 1951; Brinch-Hansen, 1971):

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \frac{D}{B} \text{ (per } D \leq B \text{)}$$

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B} \text{ (per } D > B \text{)}$$

Fattore d'inclinazione della base (Brinch-Hansen, 1971):

$$b_c^0 = 1 - \frac{2\alpha}{2 + \pi}$$

Fattore d'inclinazione del piano campagna (Brinch-Hansen, 1971):

$$g_c^0 = 1 - \frac{2\omega}{2 + \pi}$$

Nel caso, infine, in cui il piano campagna sia inclinato occorre aggiungere all'equazione il seguente ulteriore termine:

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot \left(1 - 0.4 \frac{B}{L}\right) \cdot (-2\omega)$$

Fattori correttivi sismici:

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono, infine, introdotti i seguenti fattori correttivi:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi'}\right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0,32k_h$$

$$z_\gamma = z_c$$

dove k_h è il *coefficiente sismico orizzontale* definito al *paragrafo 4.4.1* della presente relazione.

4.4 Valutazione delle azioni del terreno sulle opere

I manufatti in progetto verranno sollecitati dalle azioni verticali ed orizzontali rispettivamente trasmesse in fase di esercizio dal terreno di ricoprimento e da quello di rinfilanco per il quale, sulla base delle indicazioni fornite dalla *Relazione geologica* allegata al progetto definitivo in data ottobre 2008 e con riferimento alle caratteristiche geotecniche riportate in *tabella 1*:

- Azione verticale dovuta al terreno di ricoprimento (applicata sulle solette di copertura e sulla suola di monte delle opere di sostegno e/o pareti controterra):

$$q_{v,terreno} = \Delta h \cdot \gamma_t$$

in cui Δh è l'altezza del terreno di ricoprimento dell'opera e γ_t il relativo peso di volume.

- Azione orizzontale dovuta al terreno di rinfilanco (applicata sulle pareti laterali delle opere):
tale azione si traduce in carico uniformemente distribuito variabile linearmente con la profondità, la cui risultante è una spinta S dipendente dalle caratteristiche geomeccaniche del terreno e per la cui determinazione ci si è avvalsi della teoria di *Coulomb*. Tale metodo ipotizza superfici di scorrimento piane passanti per la base della parete e le cui espressioni dei coefficienti di spinta possono essere ottenute analizzando l'equilibrio limite di un cuneo di terreno delimitato dal paramento interno della parete, dalla superficie di scorrimento e dalla superficie limite del terrapieno.

Il calcolo delle spinte con tale metodologia comporta l'assunzione delle seguenti ipotesi:

- materiale omogeneo ed isotropo dotato di solo attrito;
- superficie di rottura piana;
- superficie limite del terrapieno piana (anche inclinata ma non irregolare);
- resistenza di attrito uniformemente distribuita lungo la superficie di rottura;
- attrito non nullo tra terreno e muro;
- paramento del muro non necessariamente verticale;
- condizioni di stato di equilibrio limite;
- condizioni di rottura in stato di deformazione piana.

Pertanto per un terreno incoerente, in condizioni di assenza di falda, la spinta S del terreno può essere determinata con la seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot k_a \cdot h^2$$

mentre il carico distribuito avrà intensità massima, in corrispondenza del piede della parete, pari a:

$$q_{h,terreno} = k_a \cdot h \cdot \gamma_t$$

dove:

k_a = coefficiente di spinta attiva, determinato tramite l'equazione di *Muller – Breslau*:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

h = altezza della parte interrata di parete;

φ' = angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno

4.4.1 Incremento della spinta del terreno in condizioni sismiche

Ai fini dell'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica, in riferimento alle indicazioni fornite dal D.M. 14.01.2008 e dall'Eurocodice 8 – parte 5 (UNI EN 1998-5), verrà utilizzato il metodo pseudo-statico di *Mononobe – Okabe*, quale estensione in campo dinamico del criterio di *Coulomb* precedentemente illustrato. Tale metodo considera che il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro (“cuneo di rottura”) si comporti come un corpo rigido soggetto ad un'accelerazione orizzontale a_h e verticale a_v uniformi all'interno del cuneo stesso e così espresse:

$$a_h = k_h \cdot g \quad a_v = k_v \cdot g$$

in cui:

- k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- k_v è il coefficiente di intensità sismica verticale;
- g è l'accelerazione gravitazionale.

Le N.T.C.-2008 impongono che, in assenza di studi specifici, i suddetti coefficienti di intensità sismica siano così determinati:

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,5 \cdot \beta_s \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S_s \cdot S_T$$

dove:

- a_g è l'accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido relativo allo stato limite di calcolo;
- S_s e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica precedentemente definiti;
- β_s è un fattore di riduzione dell'accelerazione massima, dipendente dallo spostamento ammissibile dell'opera, i cui valori, per pareti libere di muoversi, sono riportati nella *tabella 7.11.II del D.M. 14.01.2008* sotto riportata:

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Per pareti o muri impediti di muoversi β_s sarà posto = 1,0.

Detto W il peso del cuneo di rottura, l'effetto sismico è, quindi, portato in conto come una forza statica equivalente di componenti $k_h W$ in orizzontale e $\pm k_v W$ in verticale.

Essendo le opere in progetto delle strutture rigide, con pareti verticali e terrapieno orizzontale, l'azione di incremento dinamico della spinta del terreno vale, pertanto:

$$q_{Sh,terreno} = k_h \cdot h \cdot \gamma_t$$

$$q_{Vh,terreno} = \pm 0,5 \cdot k_h \cdot h \cdot \gamma_t$$

Pertanto il valore della spinta complessiva del terreno in condizioni sismiche (statica +

sismica) vale:

$$S_{tot} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t (1 \pm k_v) \cdot k_a \cdot h^2$$

Nel caso specifico, invece, in cui il terreno a tergo delle strutture possa essere considerato in condizioni prossime a quelle di riposo, ovvero per le strutture rigide a sezione scatolare previste per la realizzazione dei ponti stradali e della passerella pedonale, l'incremento dovuto al sisma relativo al terreno è stato stimato attraverso l'espressione proposta da *Wood*, la quale risulta indipendente dai parametri di resistenza del terreno che si assume ancora in campo elastico e che, per tali tipi di strutture (rigide appunto) difficilmente raggiunge le condizioni limite di rottura:

$$\Delta S = \frac{a_g}{g} \cdot S_s \cdot \gamma \cdot H^2$$

con:

- a_g/g l'accelerazione sismica di progetto;
- S_s il fattore correttivo stratigrafico.

Il carico sismico sarà, in tal caso, equiparabile ad un carico distribuito applicato linearmente sulle pareti delle strutture, con intensità pari a:

$$q_{sis} = \Delta S / H$$

4.4.2 Spinta del terreno in presenza di falda

In presenza di falda, per la porzione di terreno posta al di sotto di quest'ultima, verrà applicata un'aliquota di spinta esercitata dal terreno, da valutarsi in termini di tensioni efficaci, e da un'aliquota aggiuntiva dovuta dall'azione dell'acqua in termini idrostatici. Con riferimento ai sondaggi disponibili i cui risultati sono riportati al *paragrafo 3.1* della presente relazione, è stato cautelativamente assunto, per tutti i manufatti, vasche ed opere in progetto, una quota di falda prossima alla quota di piano campagna di riferimento.

Si evidenzia, inoltre, in considerazione delle caratteristiche litologiche e stratigrafiche del terreno in sito, che l'azione esercitata a tergo delle pareti delle strutture, è stata cautelativamente valutata assumendo il terreno permeabile in condizioni dinamiche di falda, portando in conto, oltre all'azione idrostatica della falda, anche l'effetto idrodinamico, determinato tramite la seguente espressione di *Westergaard*:

$$E_w = \pm \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

dove:

- k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;
- γ_w è peso per unità di volume dell'acqua;
- H_w è il livello massimo previsto entro la vasca considerata;

Tale spinta agisce a $0,4 H_w$ dalla base della struttura, come nel seguito rappresentato:

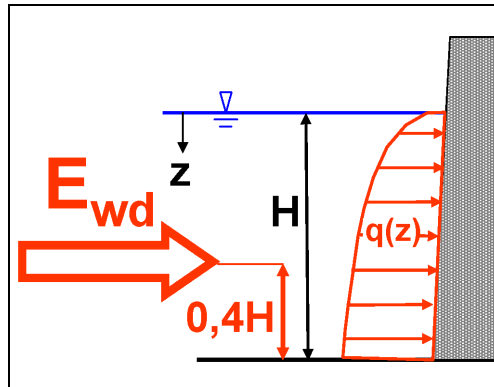


Figura 13 – Spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche.

L'*Eurocodice 8* suggerisce di sommare alla spinta idrostatica quella idrodinamica considerandola sia in un verso che nell'altro e, quindi, una volta sommata e l'altra sottratta alla pressione idrostatica. L'incremento di spinta nelle combinazioni sismiche, verrà, pertanto, applicato considerandolo agente alternativamente lungo due direzioni tra loro ortogonali; si considereranno nello specifico come direzioni attive, le +X e le +Y, senza considerare le omologhe in direzione opposta, visto la apprezzabile simmetria della struttura ed anche in considerazione del fatto che i contributi apportati da tali spinte avranno intensità marginale se rapportati con quelli relativi alle altre azioni simultaneamente presenti.

Alla luce di questo ulteriore fattore, la spinta complessiva assunta nei calcoli, in condizioni sismiche, al di sotto della potenza di falda e con terreno permeabile in condizioni dinamiche di ques'ultima, risulta data dalla seguente espressione:

$$S_{tot} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t (1 \pm k_v) \cdot k_a \cdot h^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 + E_{wd}$$

5. Risultati ottenuti e verifiche geotecniche

Il presente capitolo riporta i calcoli e le verifiche di carattere geotecnico dei manufatti in progetto caratterizzati da una maggiore rilevanza strutturale, sulla base dei metodi di calcolo e dei criteri di verifica indicati ai capitoli precedenti e, più in generale, in riferimento ai parametri e ai metodi di calcolo definiti ai *capitoli 6 e 7 del D.M. 14.01.2008 (N.T.C.-2008)*. Per quanto riguarda la geometria e le dimensioni delle opere si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto. Le azioni di calcolo e il modello del terreno sono stati, invece, definiti con riferimento a quanto riportato rispettivamente nella *Relazione di calcolo strutturale* e al *capitolo 3* della presente relazione.

5.1 Stima dei cedimenti in fondazione

Sulla base delle ipotesi e delle considerazioni riportate al *paragrafo 4.2* vengono nel seguito riportati i risultati di calcolo relativi alla stima dei cedimenti differiti nel tempo del terreno di fondazione in condizioni di esercizio dei principali manufatti in progetto.

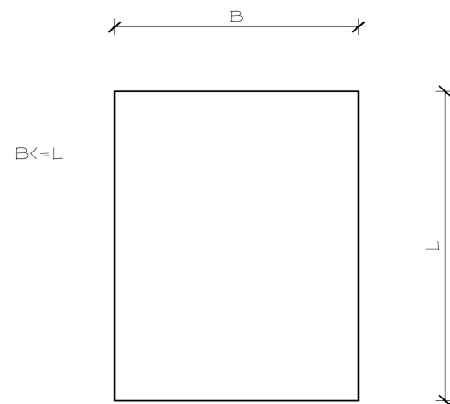
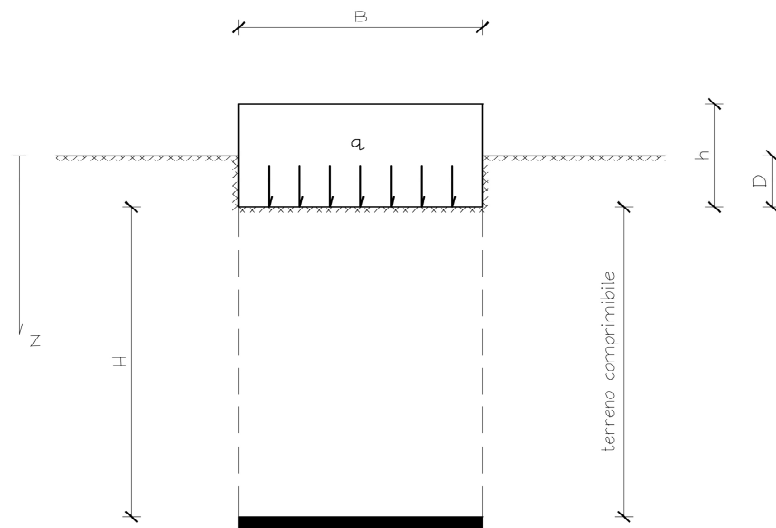
La stima a lungo termine dei cedimenti è stata riferita ad un tempo t pari a 30 anni, con un coefficiente amplificativo degli effetti differiti relativo ad una tipologia di carico che, per tipologia e durata complessiva sull'arco temporale annuale, sarà prevalentemente di tipo statico, in quanto l'incidenza dei carichi statici (peso proprio strutture e acqua / reflui contenuti) risulta superiore per entità e, soprattutto, durata temporale rispetto alle azione variabili potenzialmente agenti.

I calcoli sono stati effettuati con due differenti metodologie di analisi:

- in via preliminare con il metodo empirico semplificato di Burland e Burbidge descritto al *paragrafo 4.2.2* della presente relazione;
- aggiuntivamente tramite modellazione agli elementi finiti con l'ausilio del codice di calcolo Midas Gen 2014 – Harpaceas utilizzato anche per la modellazione strutturale della platea di fondazione, assumendo i valori della costante di sottofondo k_w come stimati al *paragrafo 4.2.1* della presente relazione.

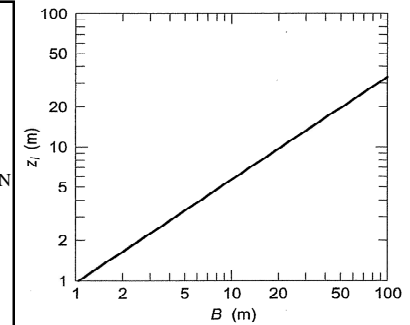
I risultati ottenuti dalle due metodologie sopra indicate sono, quindi, stati opportunamente confrontati sia a scopo di riscontro numerico dei risultati che al fine della validazione e della taratura del modello di calcolo agli elementi finiti prevista dal D.M. 14.01.2008 e Circolare n. 617/2009.

VASCA DI GRIGLIATURA E SOLLEVAMENTO INIZIALE



N (colpi/30 cm)	15
-----------------	----

1) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (grafico allegato a destra, se N cresce con la profondità)
2) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (pari a 2B, se N decresce c



z_i (m)	7.00	z_i (cm)	700	profondità d'influenza
Ic	0.038	INDICE DI COMPRESSIBILITA'		

B (m)	12.50	B (cm)	1'250
L (m)	7.50	L (cm)	750
D (m)	2.75	D (cm)	275
H (m)	10.00	H (cm)	1'000

$s_{immediato}$ (mm)	6.78
s_t (mm)	10.17

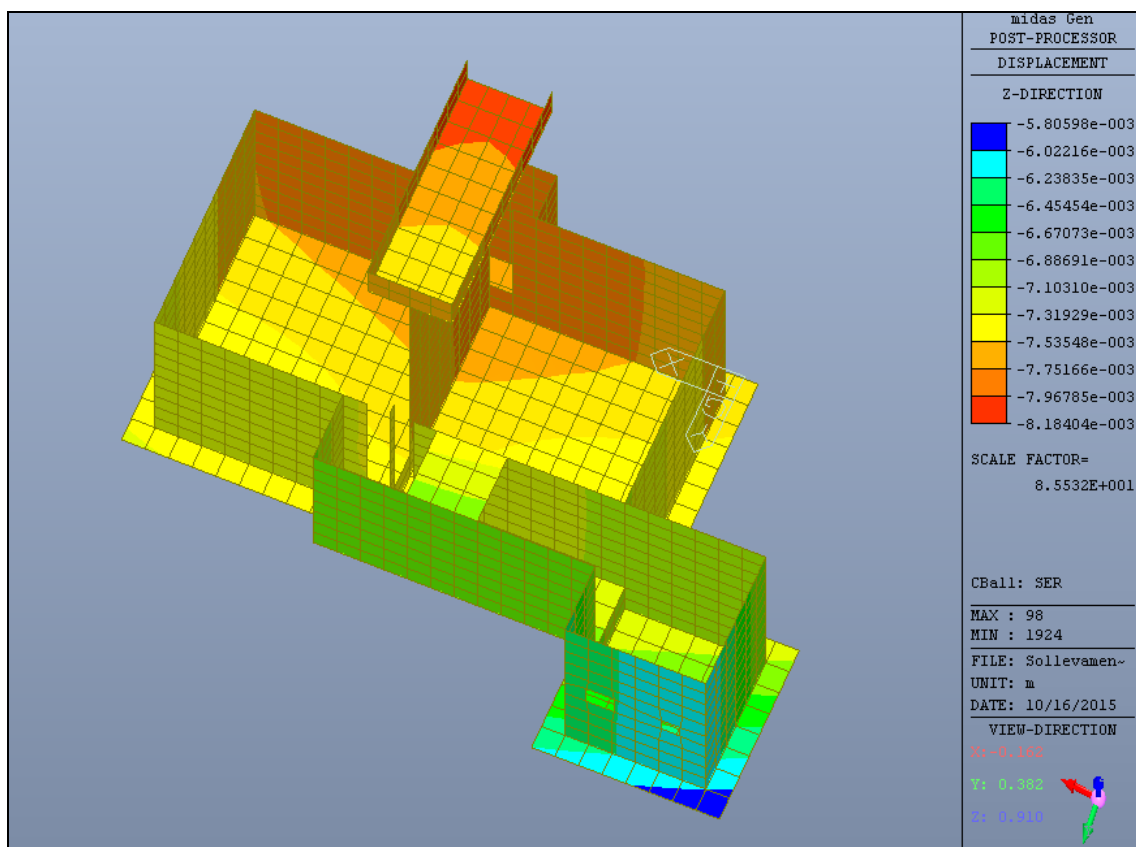
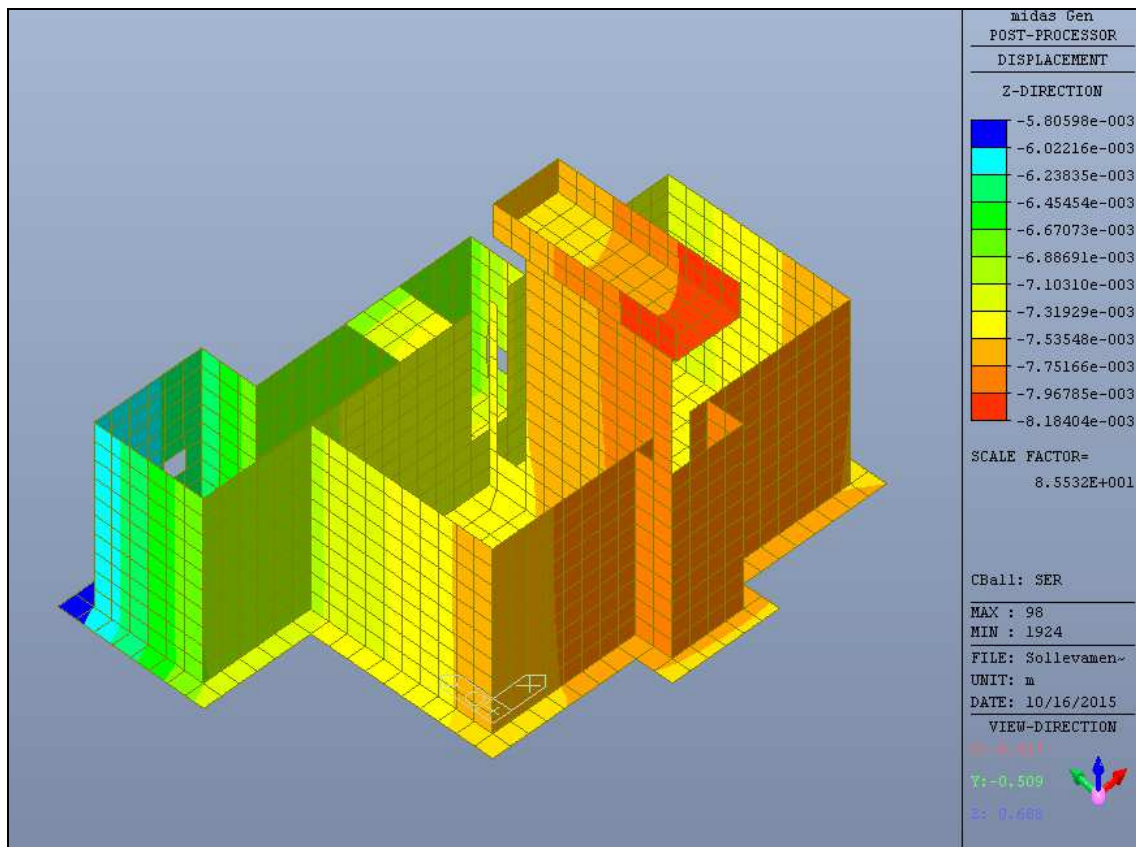
TIPO CARICO	1	1 (CARICO STATICO) 2 (CARICO DINAMICO)
-------------	---	---

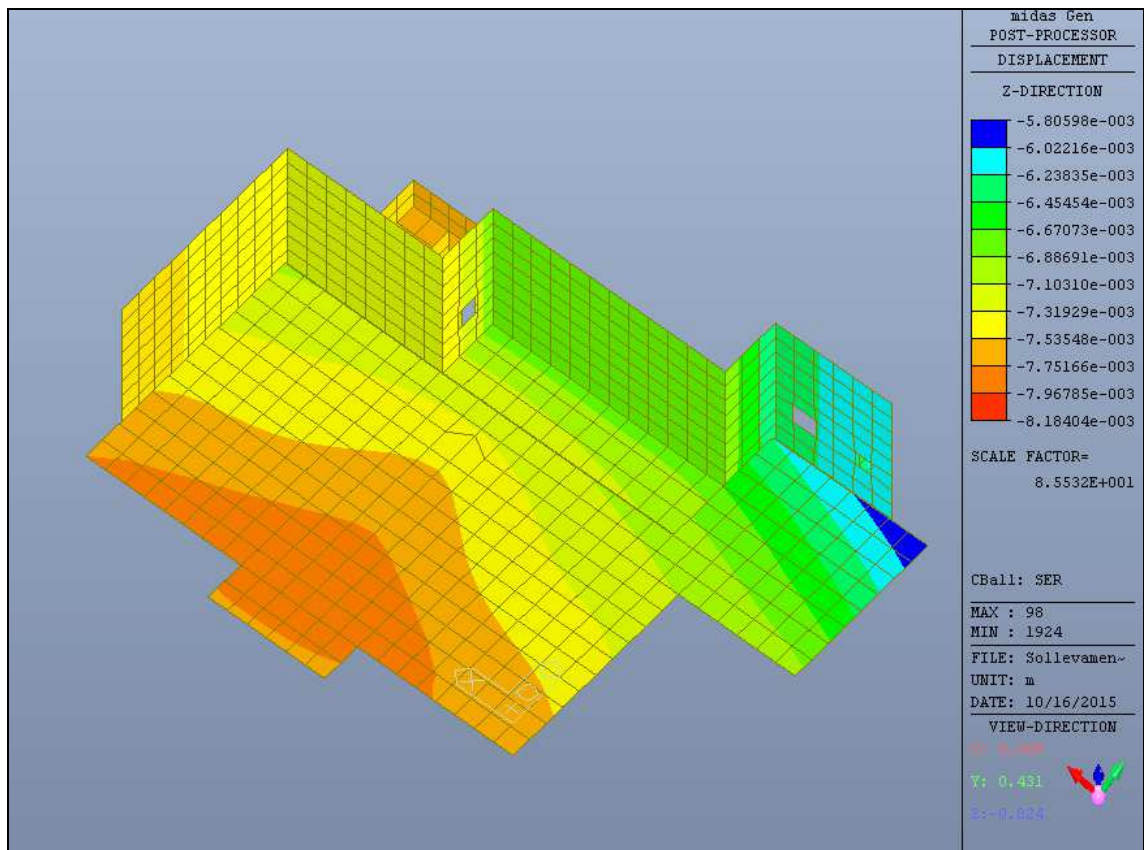
q (daN/m ²)	6'500	q (daN/cm ²)	0.6500	q (KN/m ²)	65.00
γ_{sup} (daN/m ³)	1'900	γ_{sup} (daN/cm ³)	0.001900		
		σ'_{v0} (daN/cm ²)	0.52	σ'_{v0} (KN/m ²)	52.25

f_s (cal)	0.78	COEFFICIENTE DI FORMA
f_s	1.00	

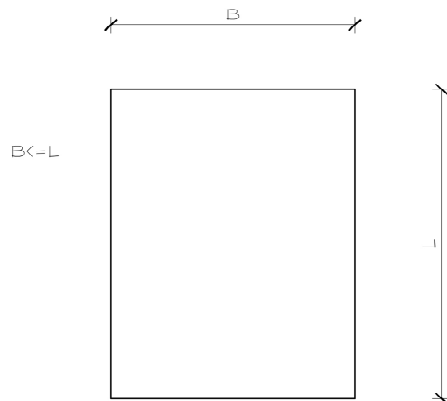
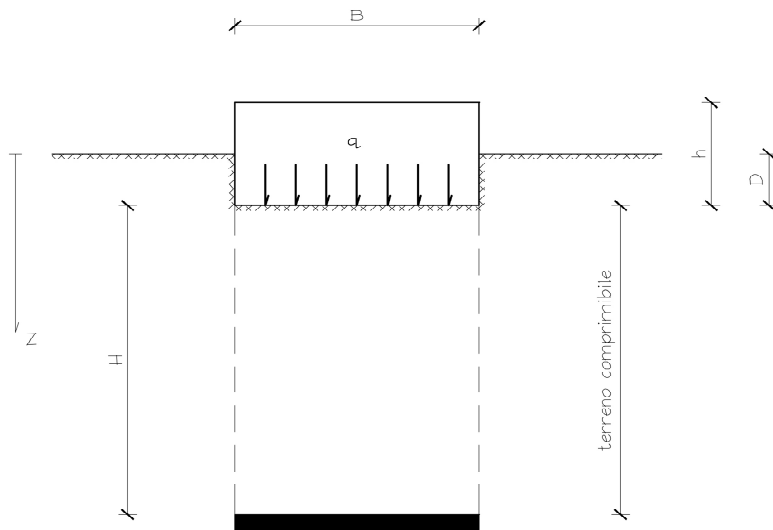
f_H (cal)	1.00	COEFFICIENTE DI SPESSORE STRATO COMPRIMIBILE
f_H	1.00	

t (>= 3 anni)	30.0	COEFFICIENTE EFFETTI DIFFERITI
f_t (cal)	1.50	
f_t	1.50	

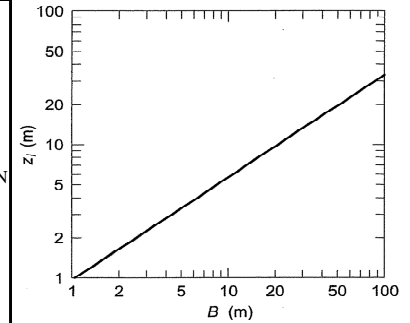




VASCA DI DISSABBIATURA E DISOLEATURA



N (colpi/30 cm)	15		
<div>1) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (grafico allegato a destra, se N cresce con la profondità)</div> <div>2) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (pari a 2B, se N decresce c)</div>			
z ₁ (m)	5.00	z ₁ (cm)	500
I _c	0.038	INDICE DI COMPRESSIBILITA'	



B (m)	6.50	B (cm)	650
L (m)	8.50	L (cm)	850
D (m)	0.50	D (cm)	50
H (m)	10.00	H (cm)	1'000

$s_{\text{immediato}}$ (mm)	9.03
s_t (mm)	13.55

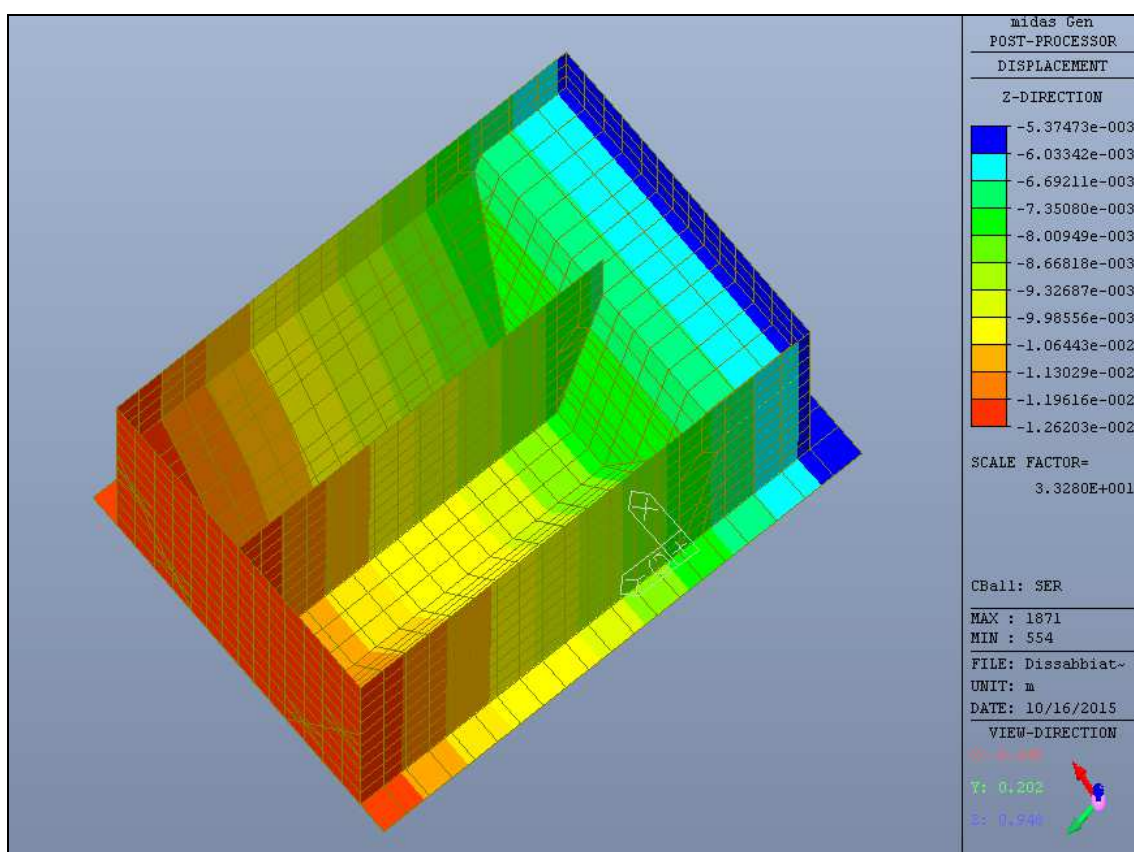
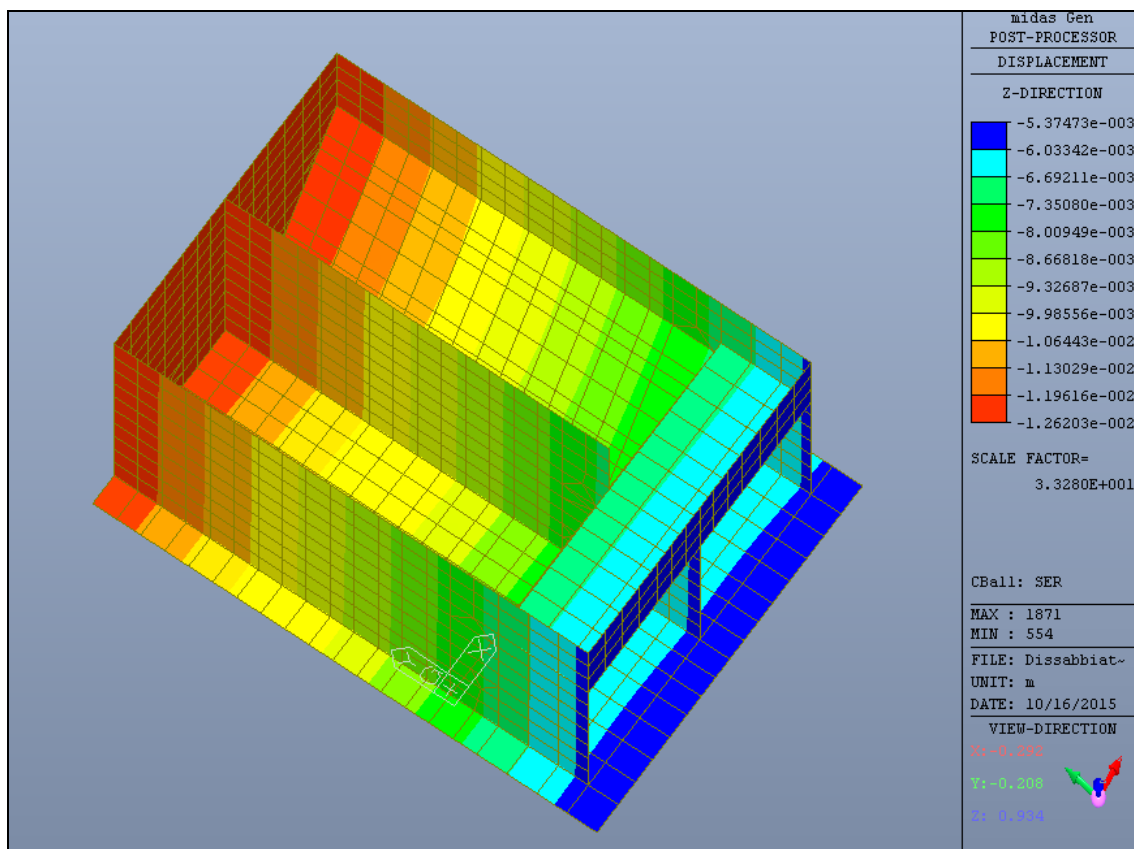
TIPO CARICO	1	1 (CARICO STATICO) 2 (CARICO DINAMICO)
-------------	---	---

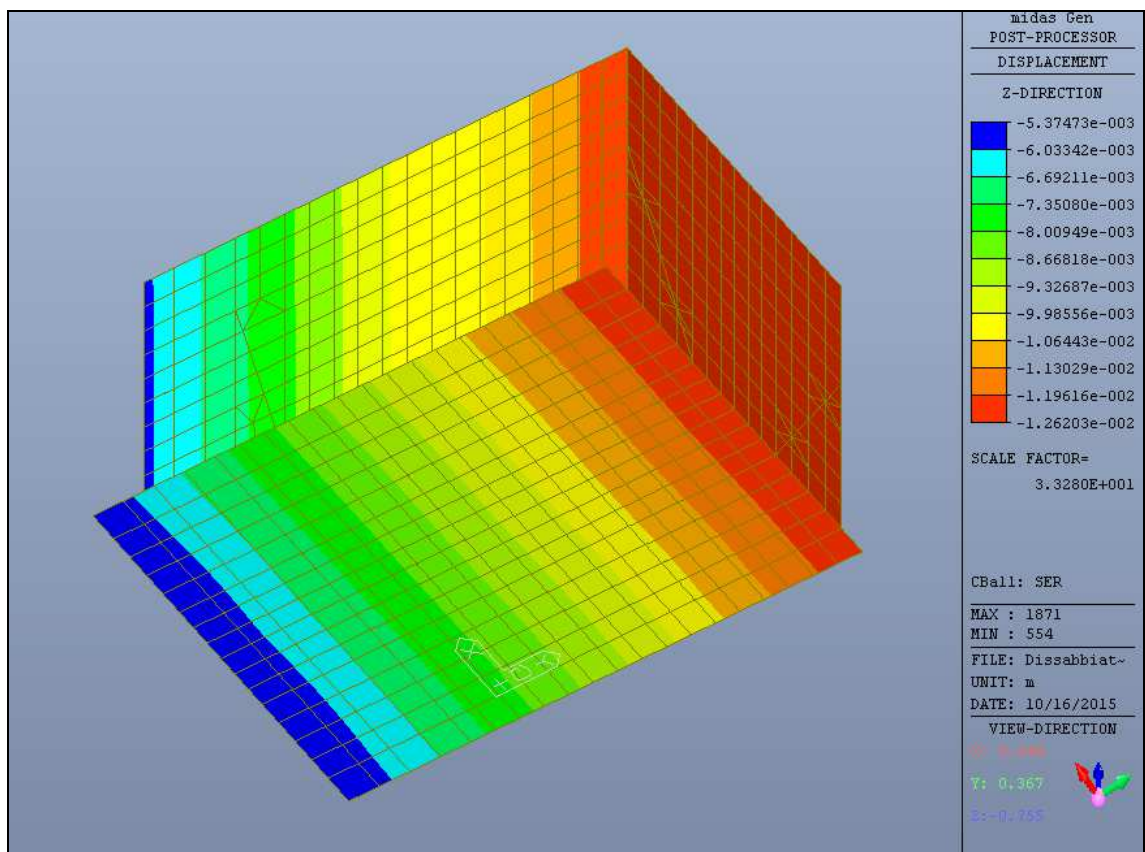
q (daN/m ²)	6'400	q (daN/cm ²)	0.6400	q (KN/m ²)	64.00
γ_{sup} (daN/m ³)	1'900	γ_{sup} (daN/cm ³)	0.001900		
		σ'_{v0} (daN/cm ²)	0.10	σ'_{v0} (KN/m ²)	9.5

f_s (cal)	1.10	COEFFICIENTE DI FORMA
f_s	1.10	

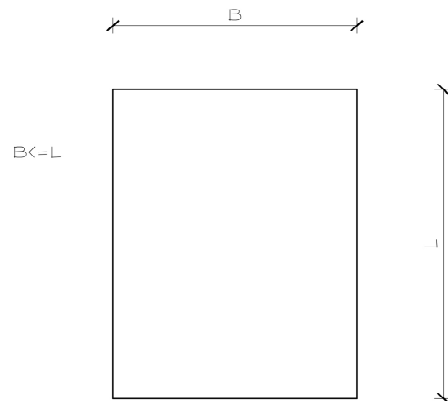
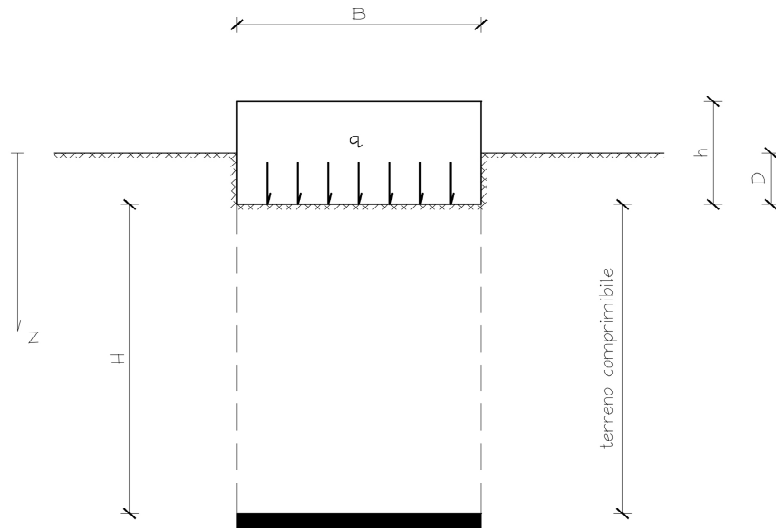
f_H (cal)	1.00	COEFFICIENTE DI SPESSORE STRATO COMPRIBILE
f_H	1.00	

t (>= 3 anni)	30.0	COEFFICIENTE EFFETTI DIFFERITI
f_t (cal)	1.50	
f_t	1.50	

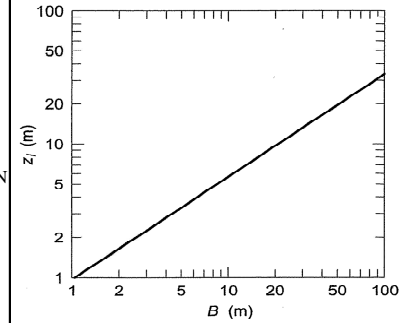




VASCA DI ACCUMULO PRIMA PIOGGIA



N (colpi/30 cm)	15		
<div>1) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (grafico allegato a destra, se N cresce con la profondità)</div> <div>2) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (pari a 2B, se N decresce c</div>			
z ₁ (m)	9.00	z ₁ (cm)	900
I _c	0.038	INDICE DI COMPRESSIBILITÀ	



B (m)	17.20	B (cm)	1'720
L (m)	8.70	L (cm)	870
D (m)	1.00	D (cm)	100
H (m)	10.00	H (cm)	1'000

$s_{\text{immediato}}$ (mm)	7.68
s_t (mm)	11.52

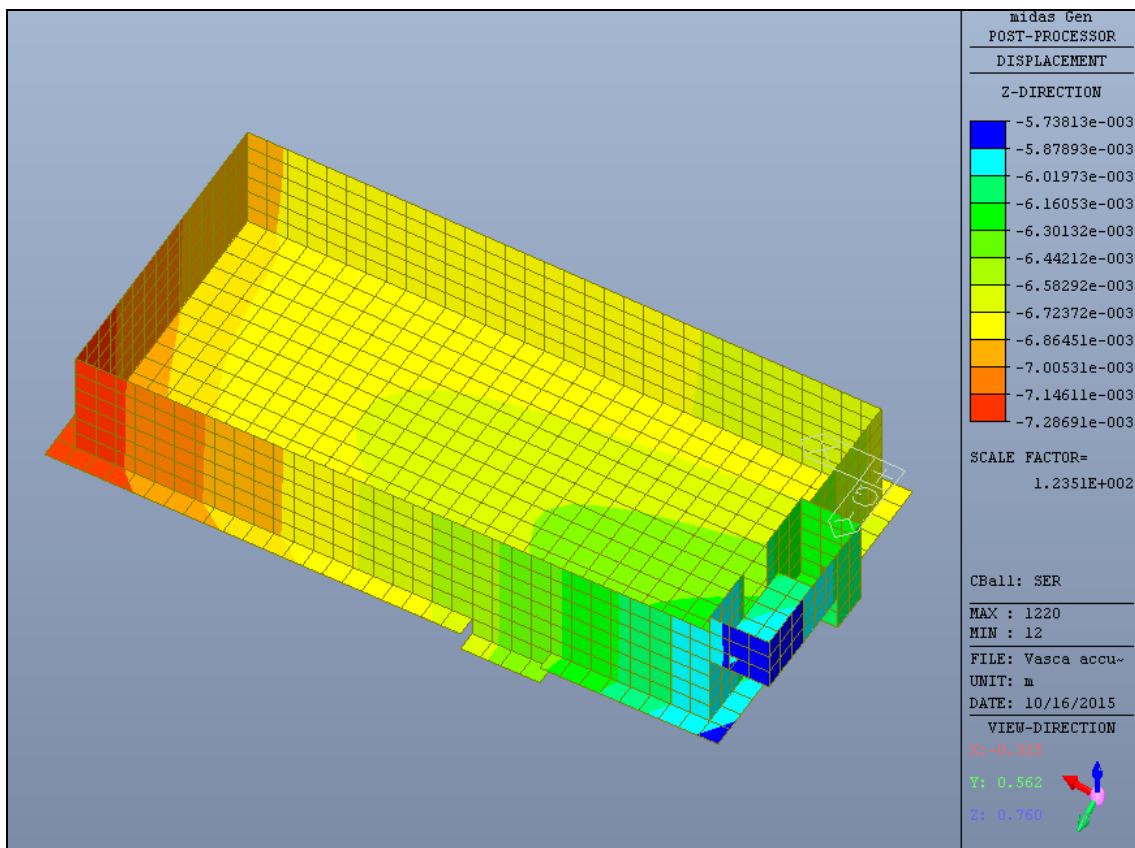
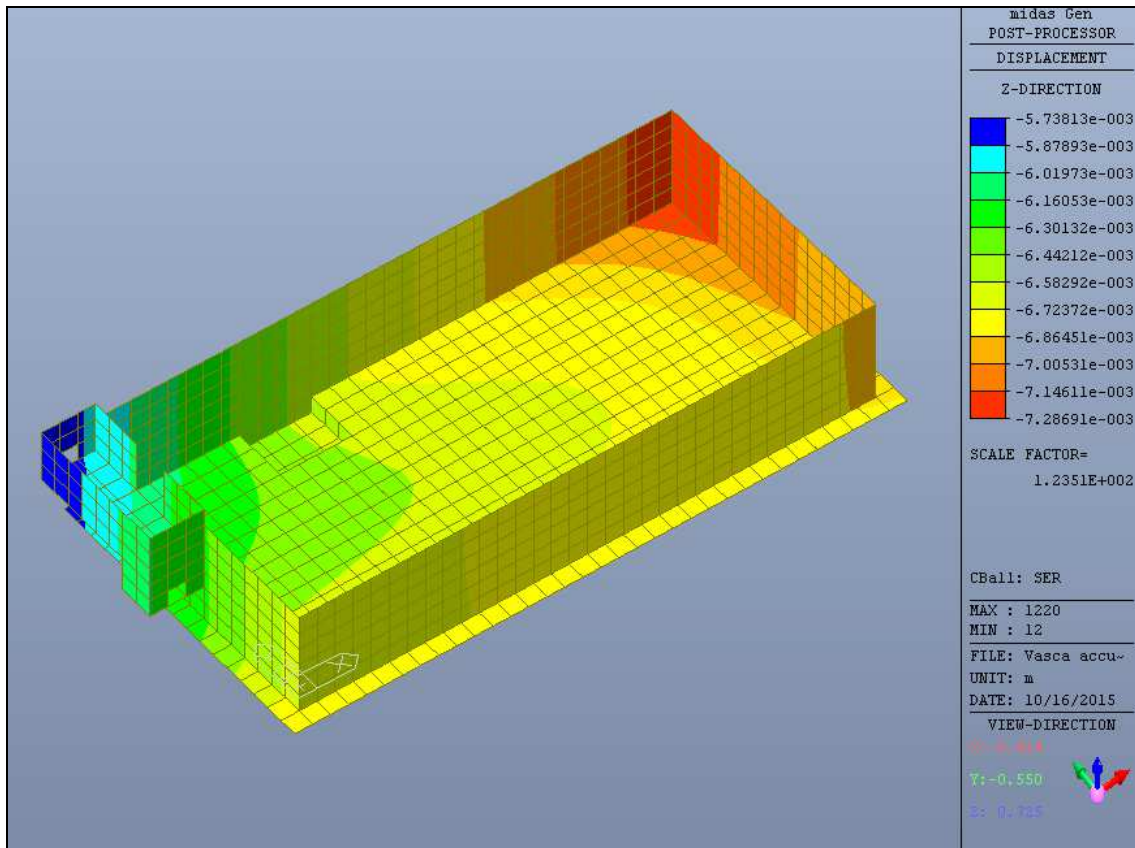
TIPO CARICO	1	1 (CARICO STATICO) 2 (CARICO DINAMICO)
-------------	---	---

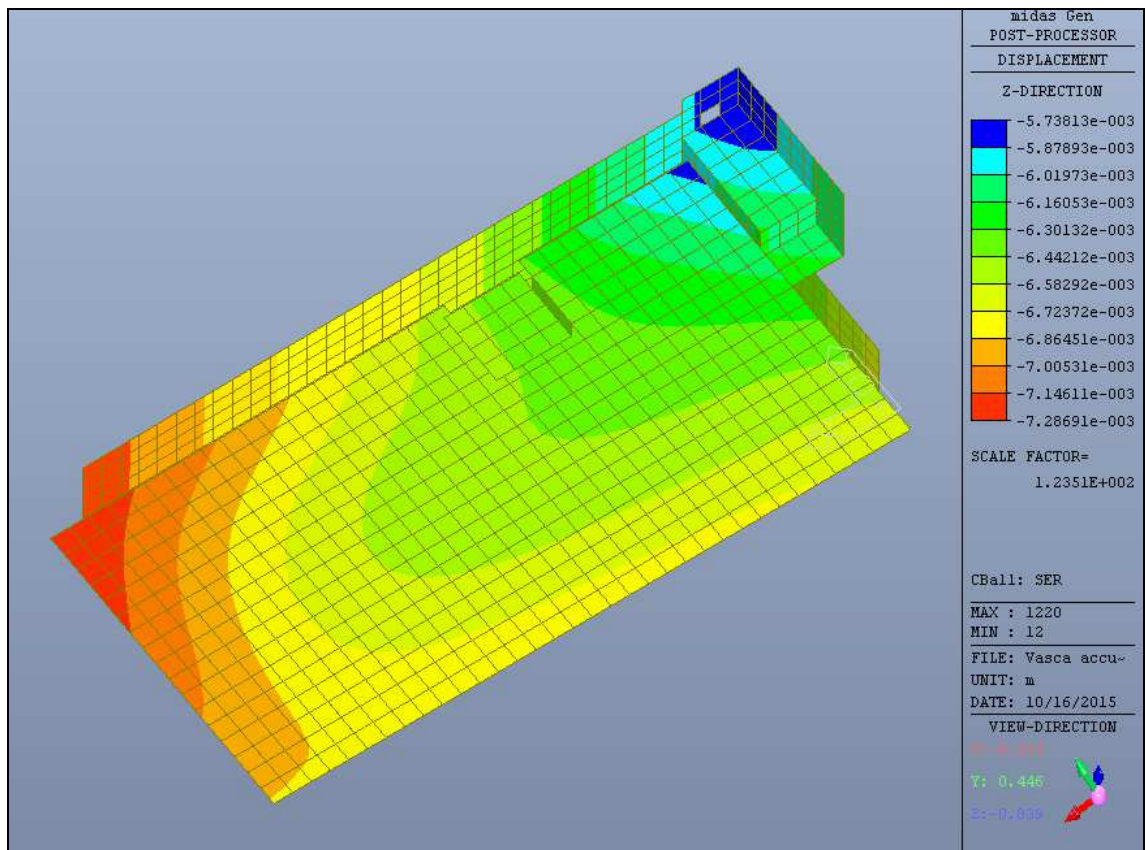
q (daN/m ²)	4'000	q (daN/cm ²)	0.4000	q (KN/m ²)	40.00
γ_{sup} (daN/m ³)	1'900	γ_{sup} (daN/cm ³)	0.001900		
		σ'_{v0} (daN/cm ²)	0.19	σ'_{v0} (KN/m ²)	19

f_s (cal)	0.70	COEFFICIENTE DI FORMA
f_s	1.00	

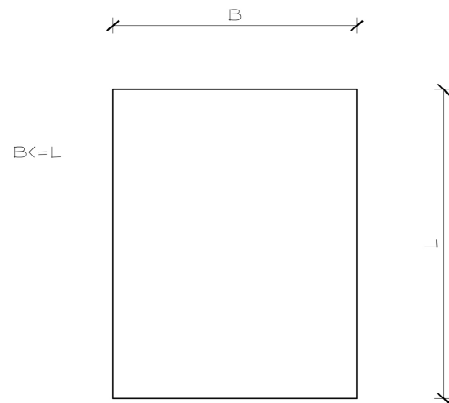
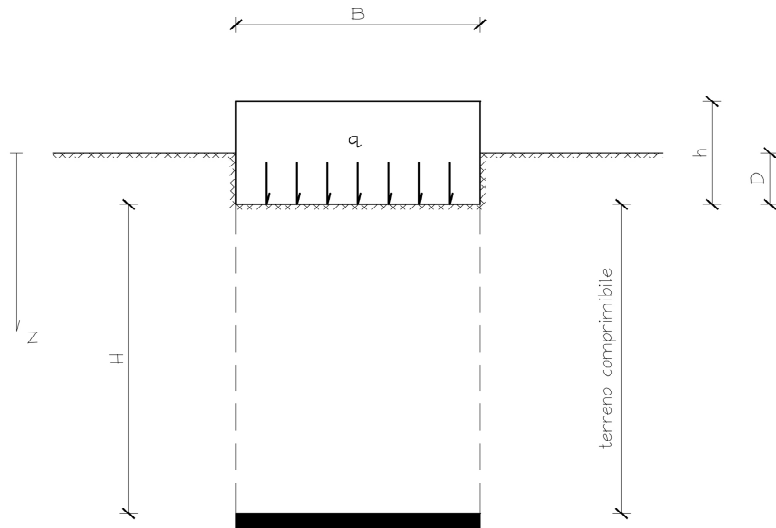
f_H (cal)	1.00	COEFFICIENTE DI SPESSORE STRATO COMPRIMIBILE
f_H	1.00	

t (≥ 3 anni)	30.0	COEFFICIENTE EFFETTI DIFFERITI
f_t (cal)	1.50	
f_t	1.50	

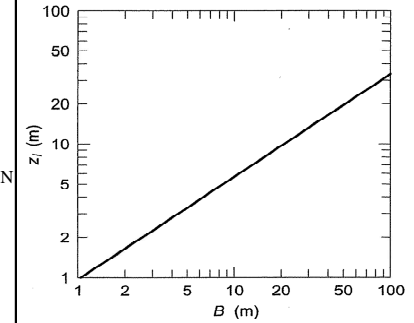




VASCA DI DENITRIFICAZIONE E OSSIDAZIONE "A"



N (colpi/30 cm)	15		
<p>1) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (grafico allegato a destra, se N cresce con la profondità)</p> <p>2) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (pari a 2B, se decresce c</p>			
z ₁ (m)	10.00	z ₁ (cm)	1'000
I _c	0.038	INDICE DI COMPRESSIBILITÀ	



B (m)	20.60	B (cm)	2'060
L (m)	18.10	L (cm)	1'810
D (m)	1.00	D (cm)	100
H (m)	10.00	H (cm)	1'000

$s_{\text{immediato}}$ (mm)	11.59
s_t (mm)	17.38

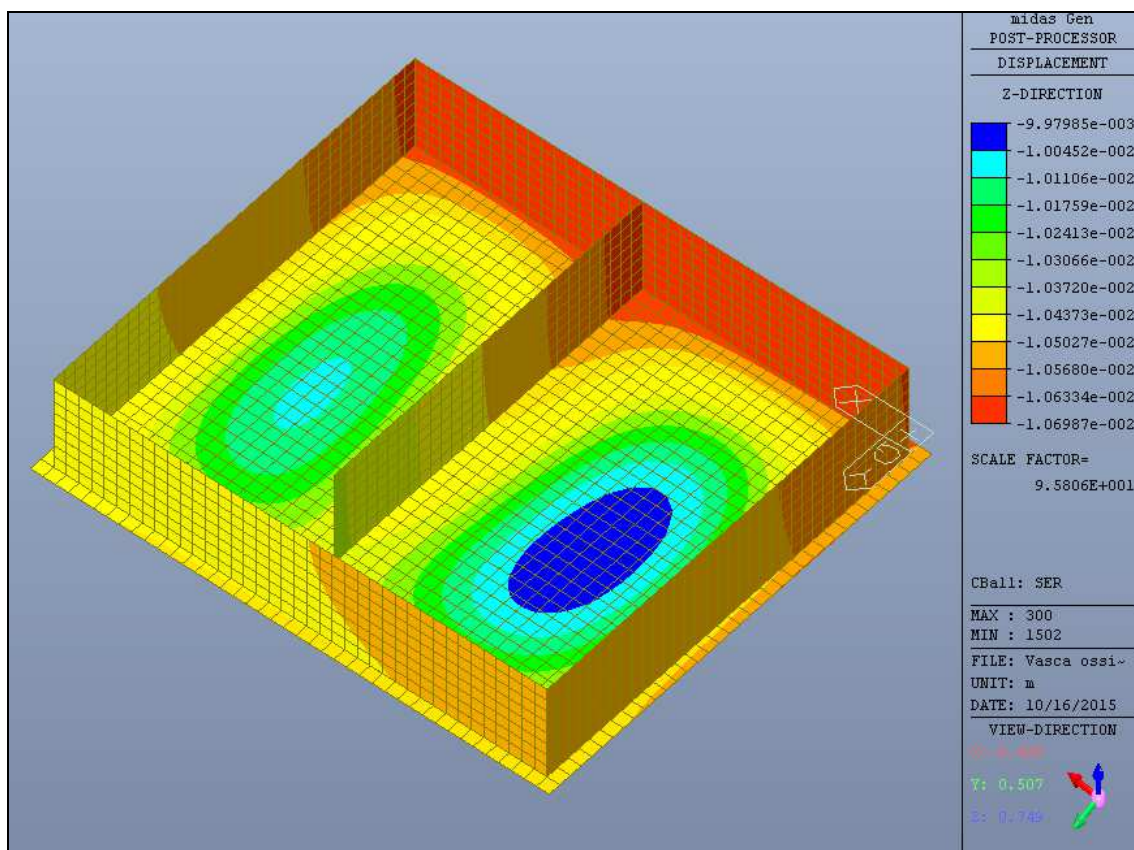
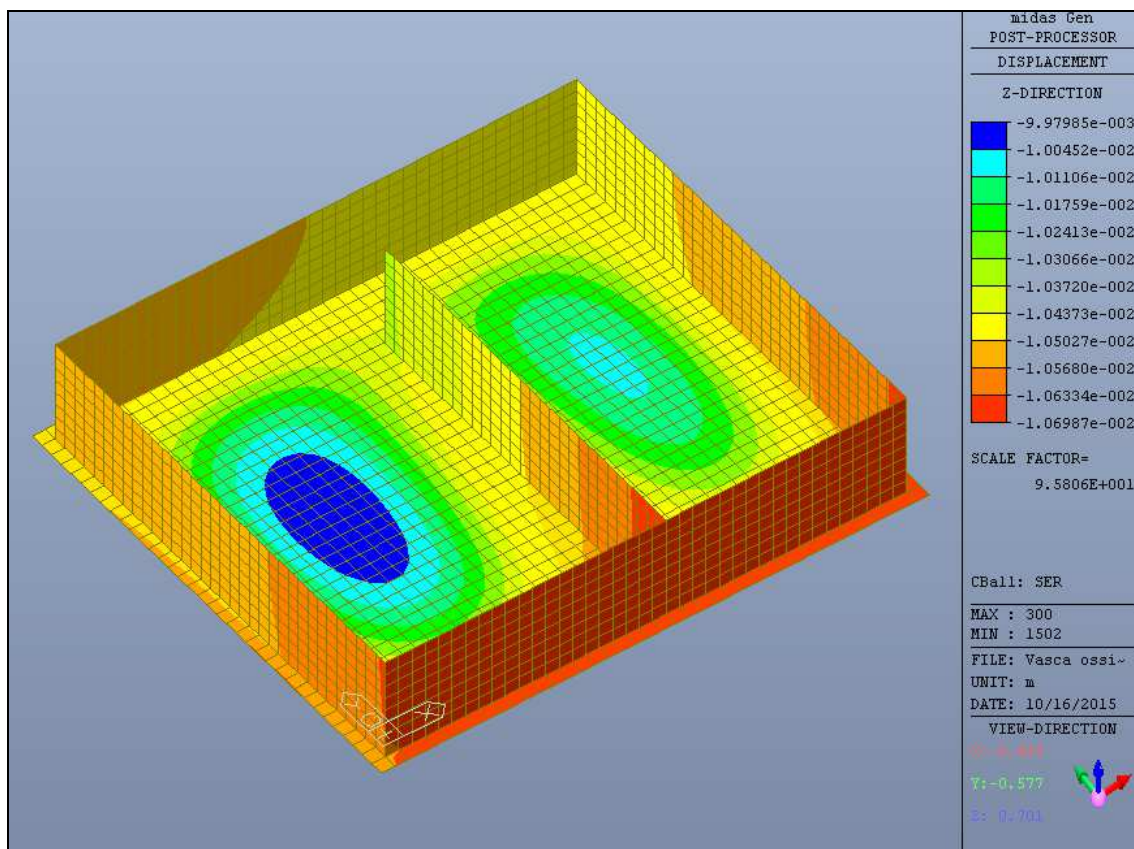
TIPO CARICO	1	1 (CARICO STATICO) 2 (CARICO DINAMICO)
-------------	---	---

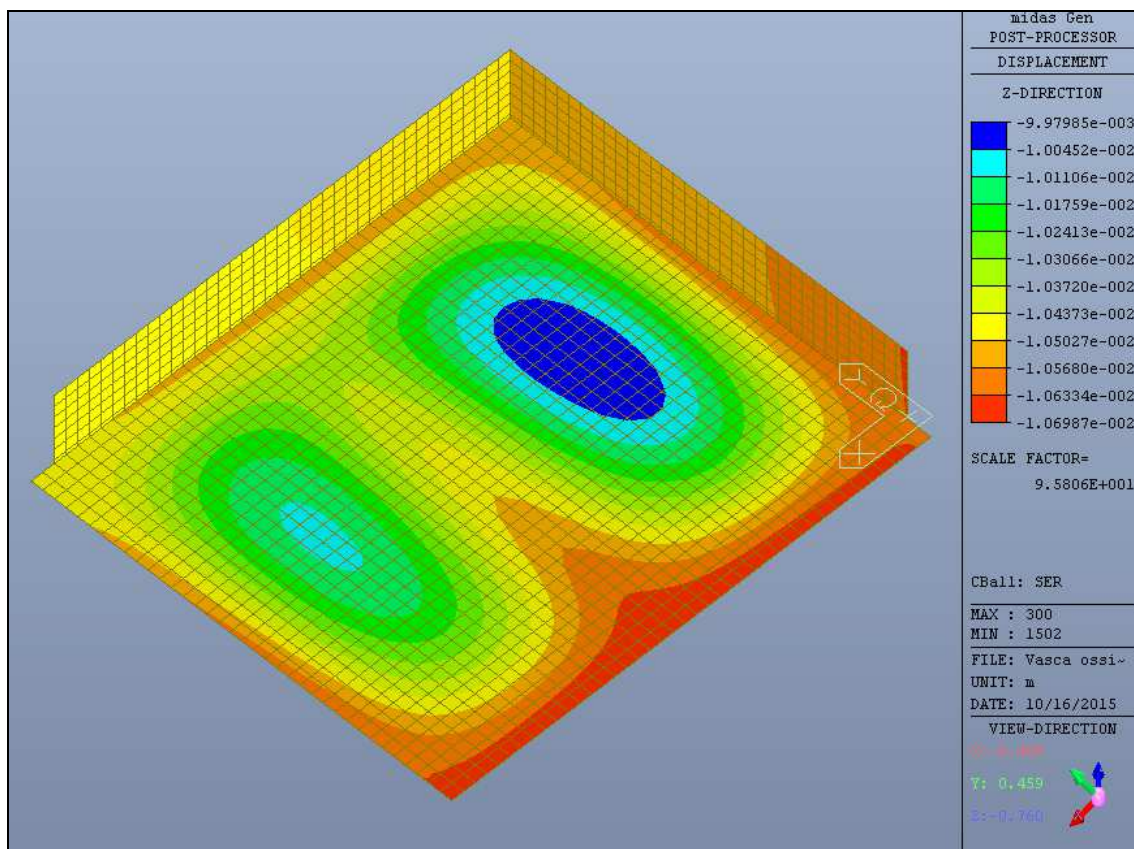
q (daN/m ²)	4'900	q (daN/cm ²)	0.4900	q (KN/m ²)	49.00
γ_{sup} (daN/m ³)	1'900	γ_{sup} (daN/cm ³)	0.001900		
		σ'_{v0} (daN/cm ²)	0.19	σ'_{v0} (KN/m ²)	19

f_s (cal)	0.95	COEFFICIENTE DI FORMA
f_s	1.00	

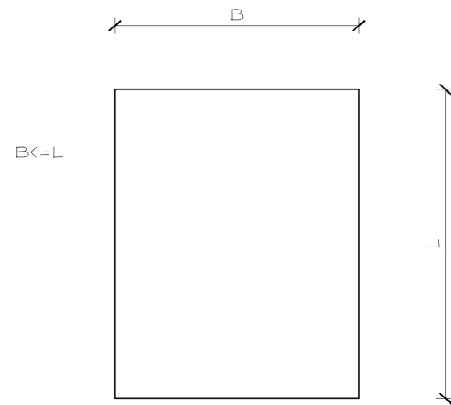
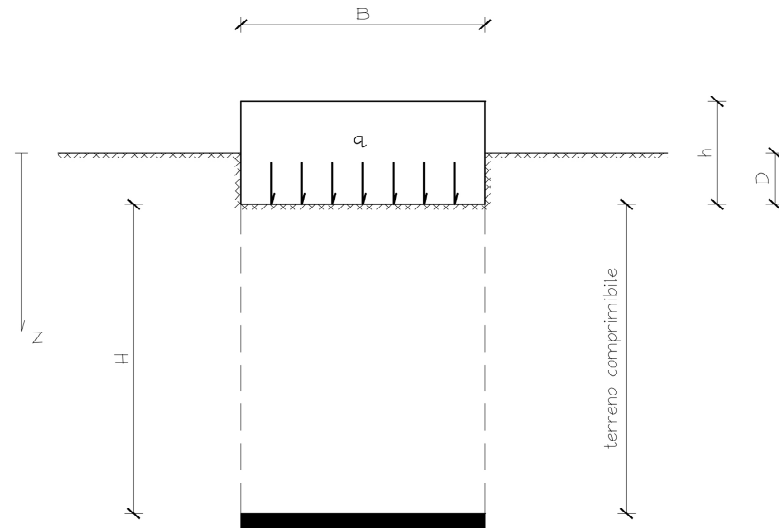
f_H (cal)	1.00	COEFFICIENTE DI SPESSORE STRATO COMPRIMIBILE
f_H	1.00	

t (≥ 3 anni)	30.0	COEFFICIENTE EFFETTI DIFFERITI
f_t (cal)	1.50	
f_t	1.50	



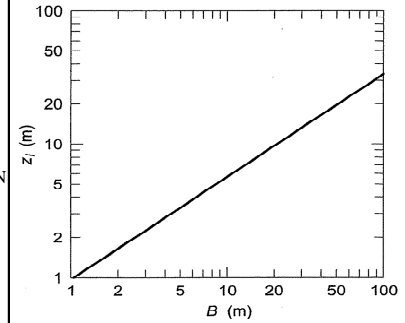


POZZETTO DI RIPARTIZIONE VASCHE DI SEDIMENTAZIONE SECONDARIA



N (colpi/30 cm)	15
-----------------	----

1) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (grafico allegato a destra, se N cresce con la profondità)
2) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (pari a 2B, se N decresce c



z_i (m)	5.00	z_i (cm)	500	profondità d'influenza
Ic	0.038	INDICE DI COMPRESSIBILITA'		

B (m)	8.00	B (cm)	800
L (m)	6.00	L (cm)	600
D (m)	1.00	D (cm)	100
H (m)	10.00	H (cm)	1'000

$s_{\text{immediato}}$ (mm)	6.14
s_t (mm)	9.21

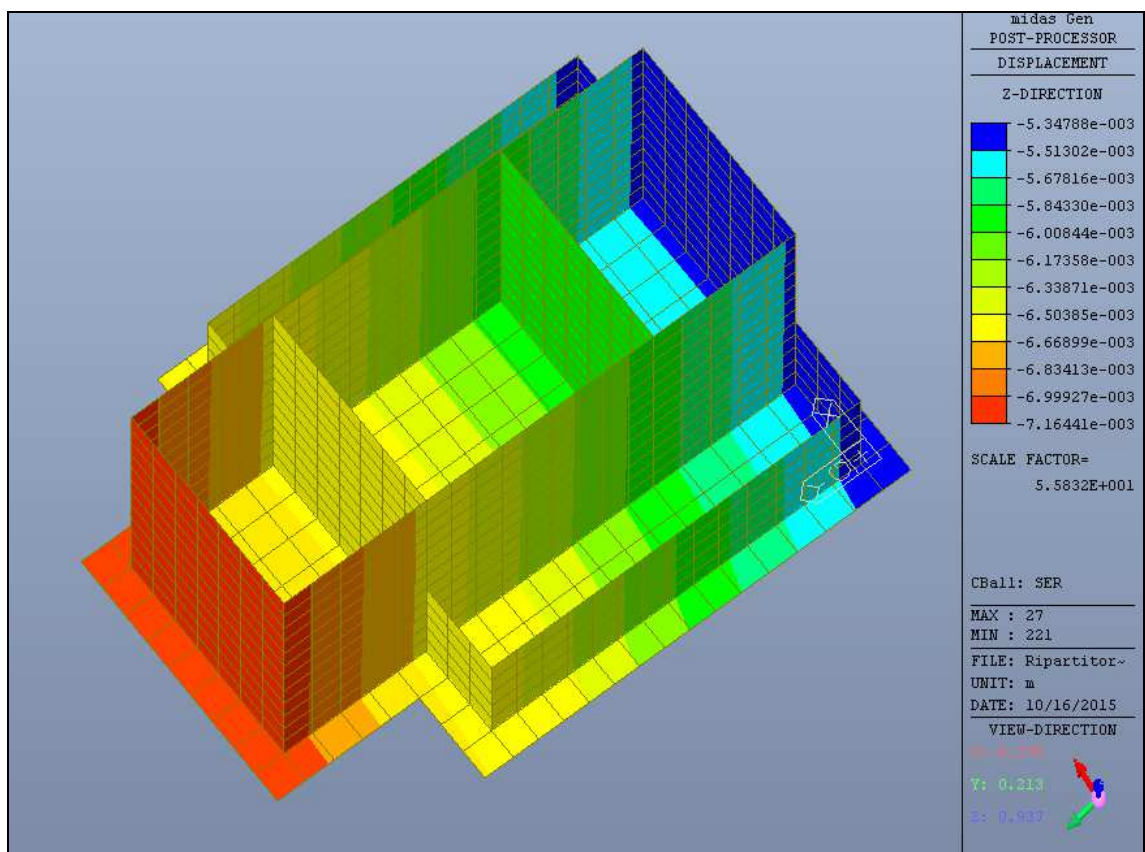
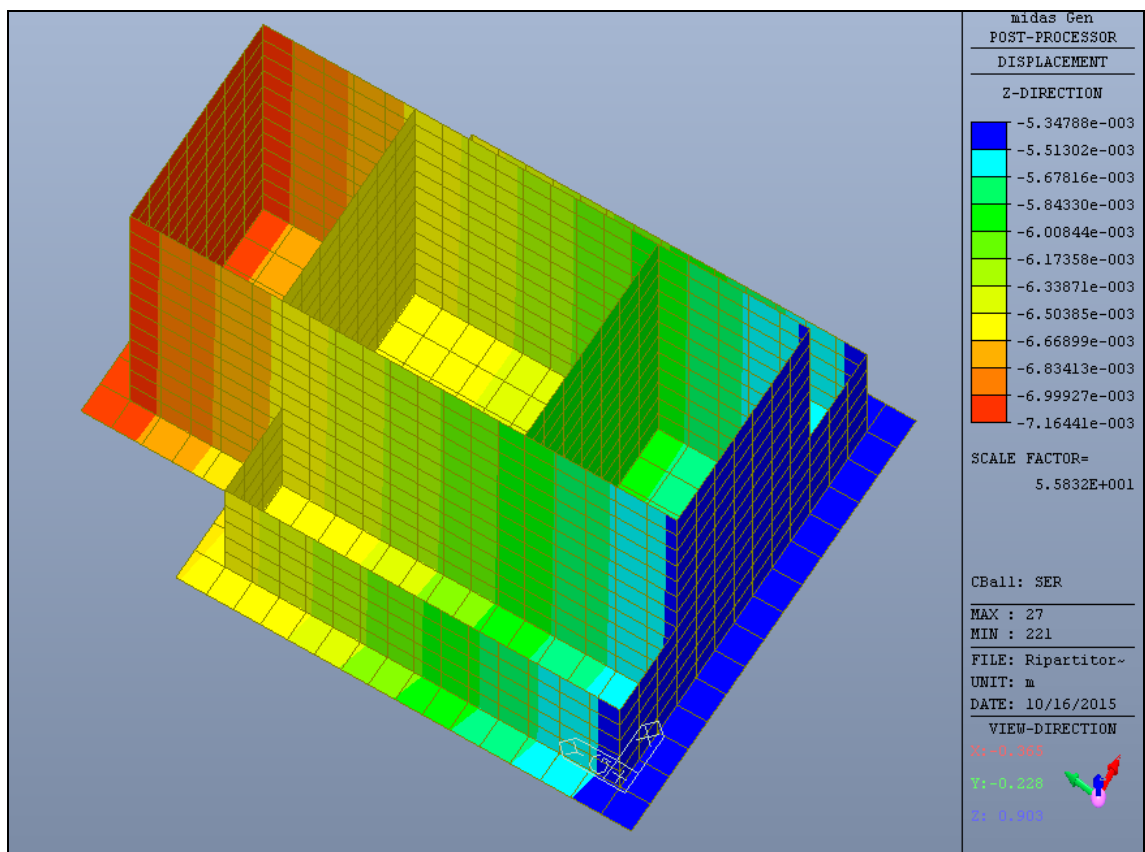
TIPO CARICO	1	1 (CARICO STATICO) 2 (CARICO DINAMICO)
-------------	---	---

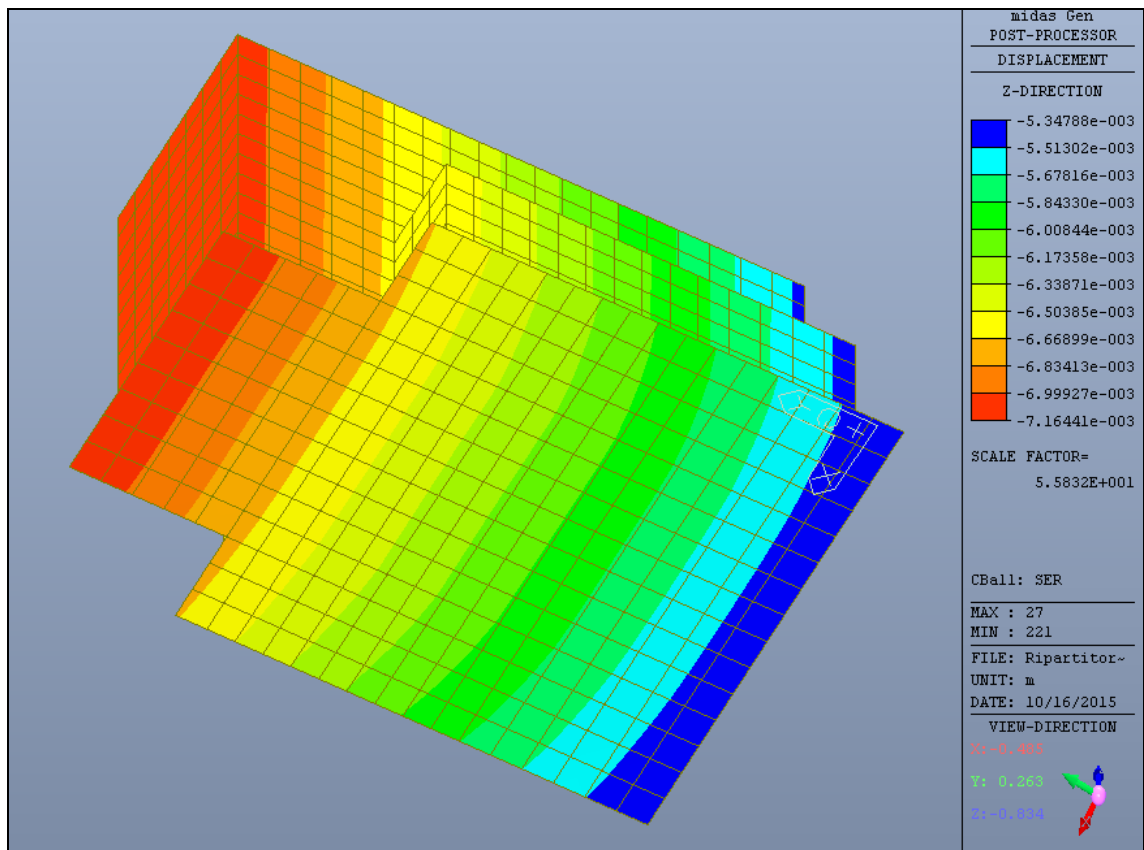
q (daN/m ²)	5'000	q (daN/cm ²)	0.5000	q (KN/m ²)	50.00
γ_{sup} (daN/m ³)	1'900	γ_{sup} (daN/cm ³)	0.001900		
		σ'_{v0} (daN/cm ²)	0.19	σ'_{v0} (KN/m ²)	19

f_s (cal)	0.88	COEFFICIENTE DI FORMA
f_s	1.00	

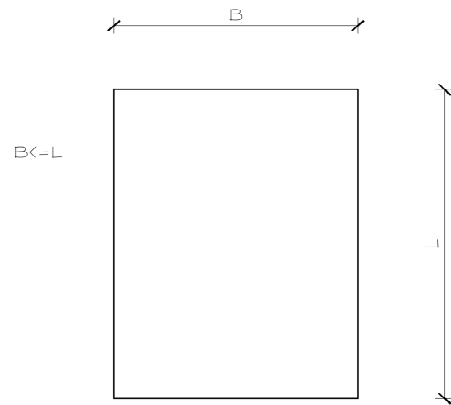
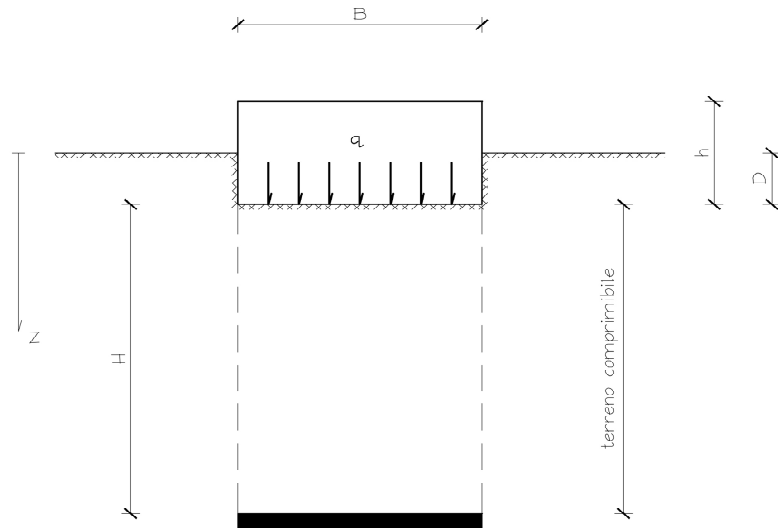
f_H (cal)	1.00	COEFFICIENTE DI SPESSORE STRATO COMPRIMIBILE
f_H	1.00	

t (\geq 3 anni)	30.0	COEFFICIENTE EFFETTI DIFFERITI
f_t (cal)	1.50	
f_t	1.50	

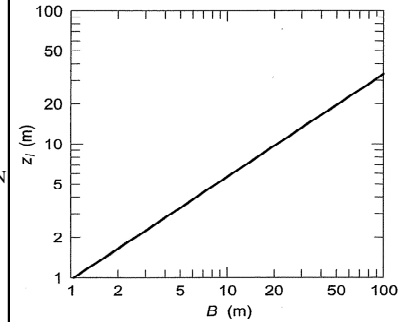




VASCA DI ADDENSAMENTO FANGHI



N (colpi/30 cm)	15		
1) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (grafico allegato a destra, se N cresce con la profondità) 2) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (pari a 2B, se N decresce c			
z _l (m)	4.00	z _l (cm)	400
I _c	0.038	INDICE DI COMPRESSIBILITA'	



B (m)	5.80	B (cm)	580
L (m)	5.80	L (cm)	580
D (m)	0.50	D (cm)	50
H (m)	10.00	H (cm)	1'000

S _{immediato} (mm)	4.81
s _t (mm)	7.22

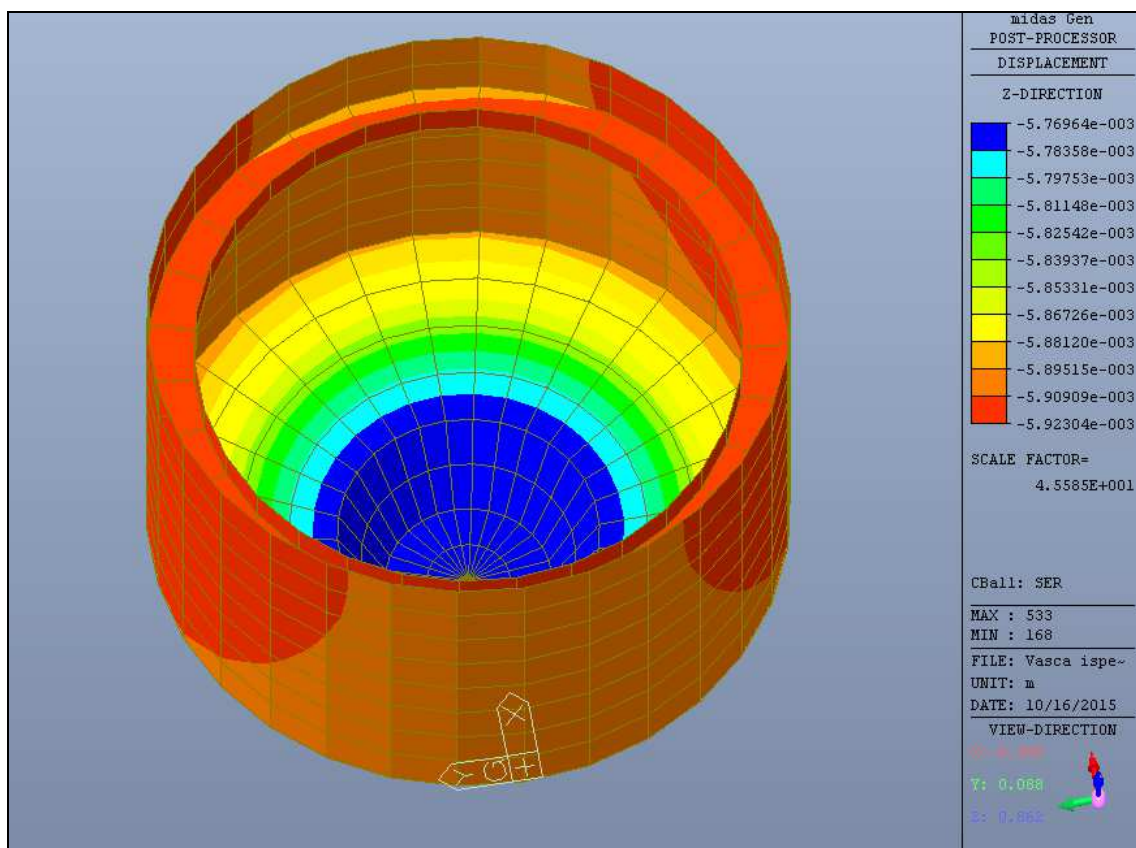
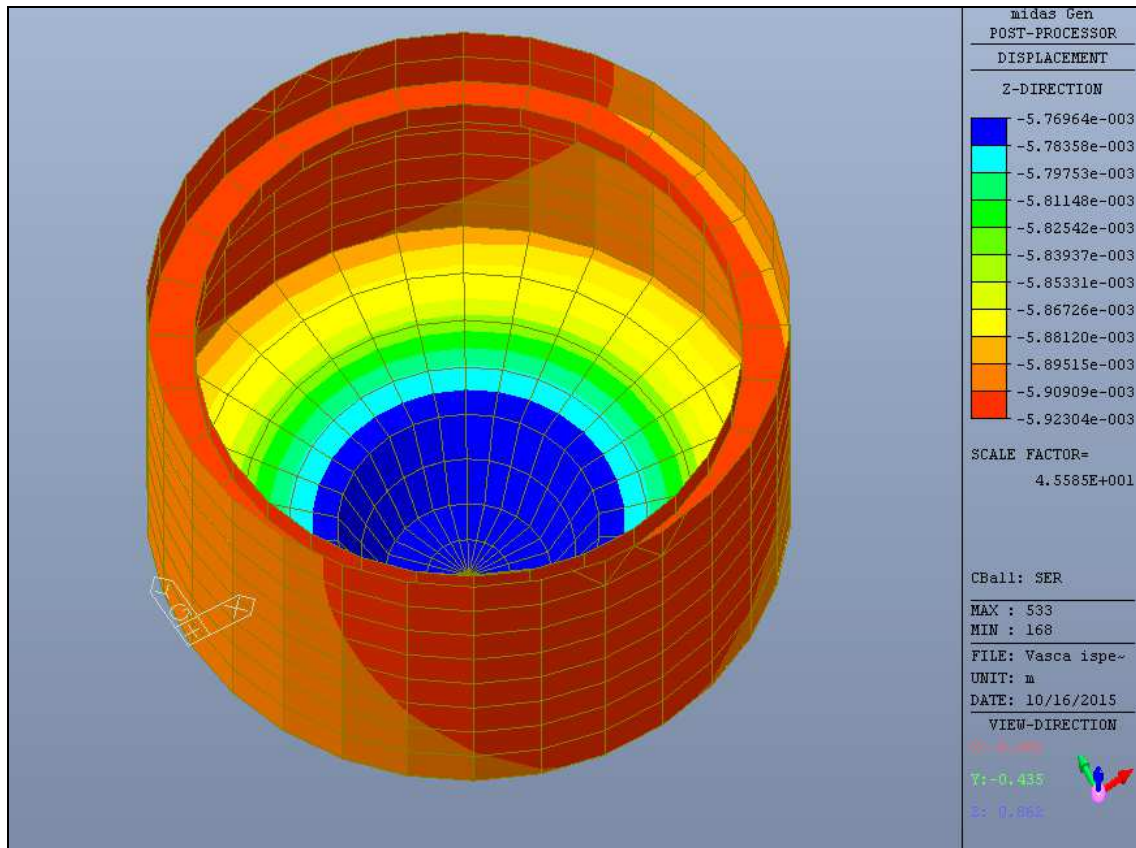
TIPO CARICO	1	1 (CARICO STATICO) 2 (CARICO DINAMICO)
-------------	---	---

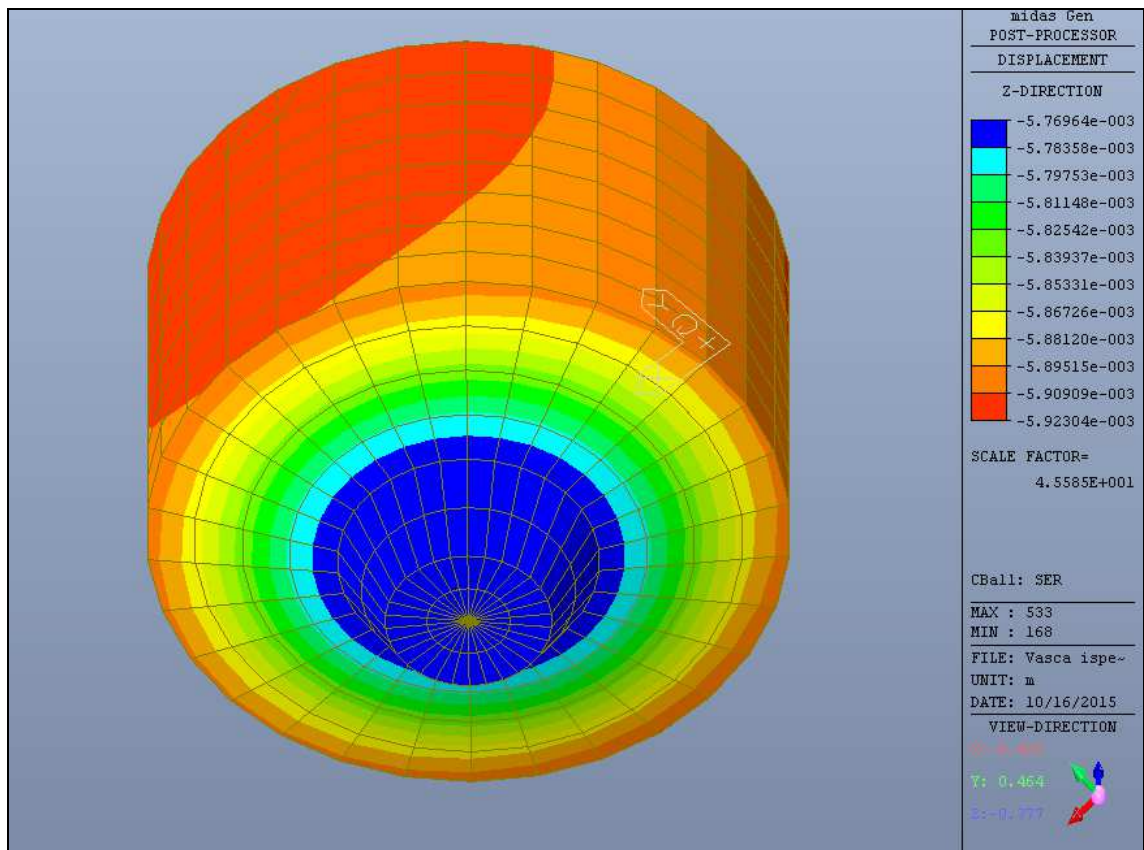
q (daN/m ²)	4'300	q (daN/cm ²)	0.4300	q (KN/m ²)	43.00
γ _{sup} (daN/m ³)	1'900	γ _{sup} (daN/cm ³)	0.001900		
		σ' _{v0} (daN/cm ²)	0.10	σ' _{v0} (KN/m ²)	9.5

f _s (cal)	1.00	COEFFICIENTE DI FORMA
f _s	1.00	

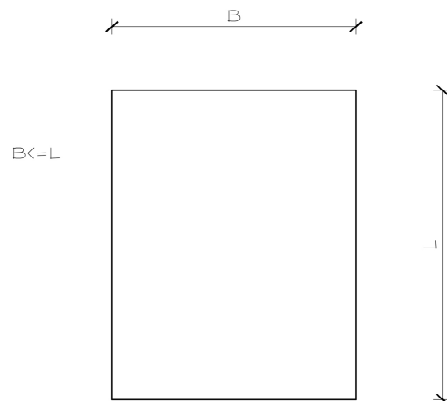
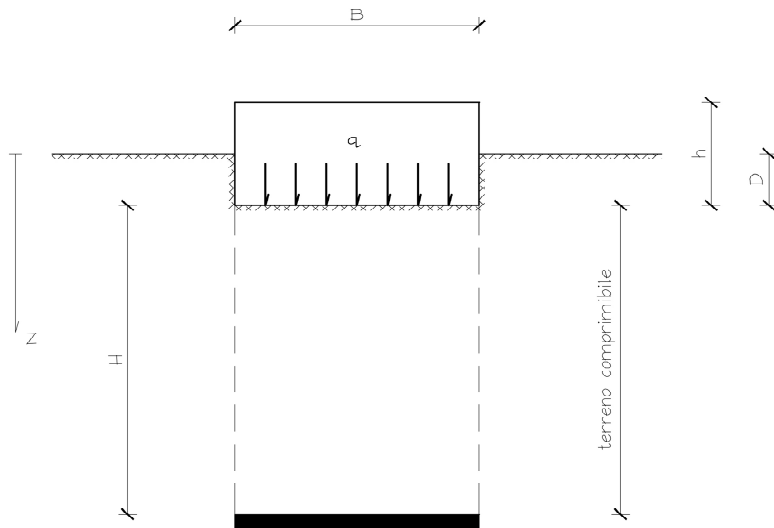
f _H (cal)	1.00	COEFFICIENTE DI SPESSORE STRATO COMPRIMIBILE
f _H	1.00	

t (>= 3 anni)	30.0	COEFFICIENTE EFFETTI DIFFERITI
f _t (cal)	1.50	
f _t	1.50	





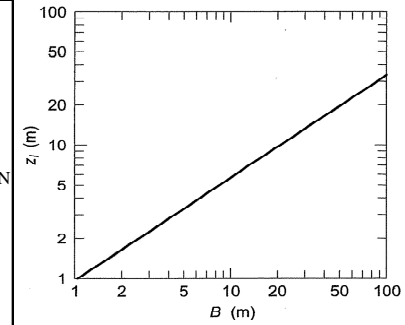
VASCA DI DISINFEZIONE FINALE



N (colpi/30 cm)	15		
<div>1) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (grafico allegato a destra, se N cresce con la profondità)</div> <div>2) Valore medio nell'ambito della profondità d'influenza (pari a 2B, se N decresce c</div>			
z _l (m)	6.00	z _l (cm)	600
Ic	0.038	INDICE DI COMPRESSIBILITA'	

B (m)	z _l (m)
1	1
2	0.6
5	1.5
10	3
20	6
50	15
100	30

profondità d'influenza



B (m)	11.60	B (cm)	1'160
L (m)	6.50	L (cm)	650
D (m)	1.50	D (cm)	150
H (m)	10.00	H (cm)	1'000

s_{immediato} (mm)	9.39
s_t (mm)	14.08

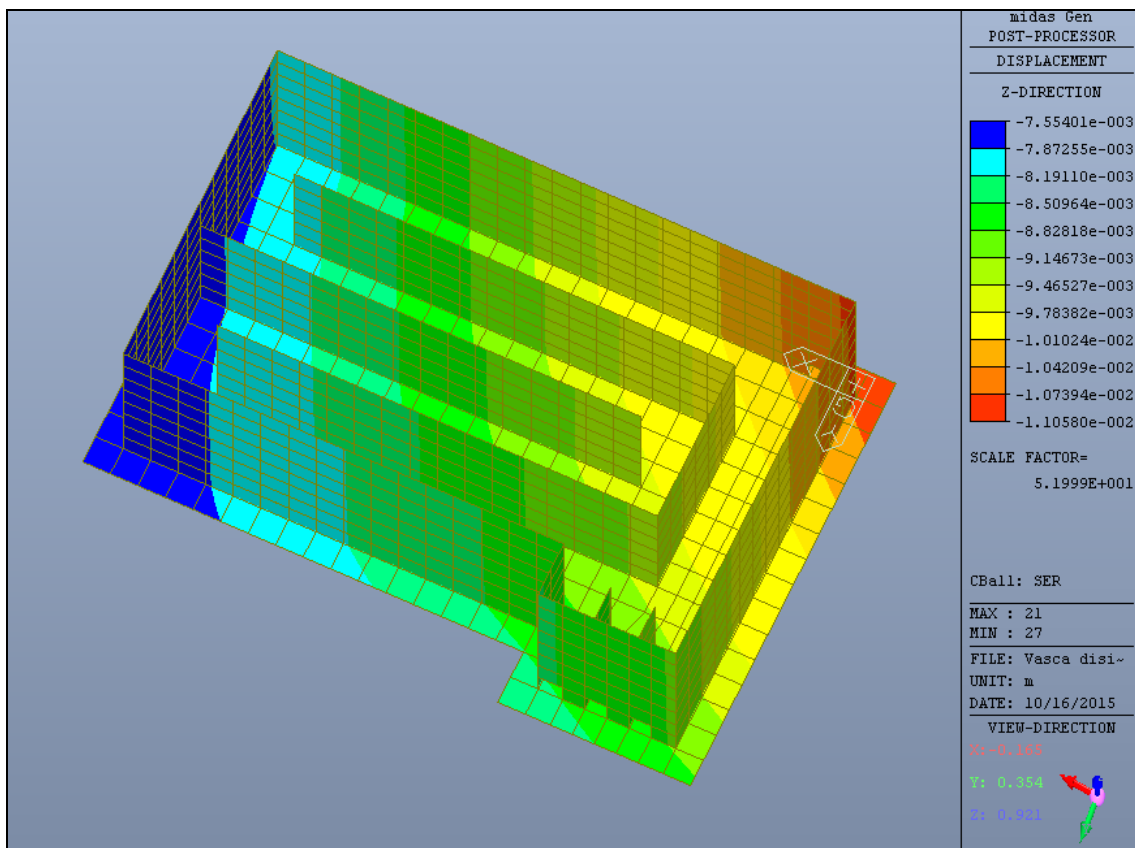
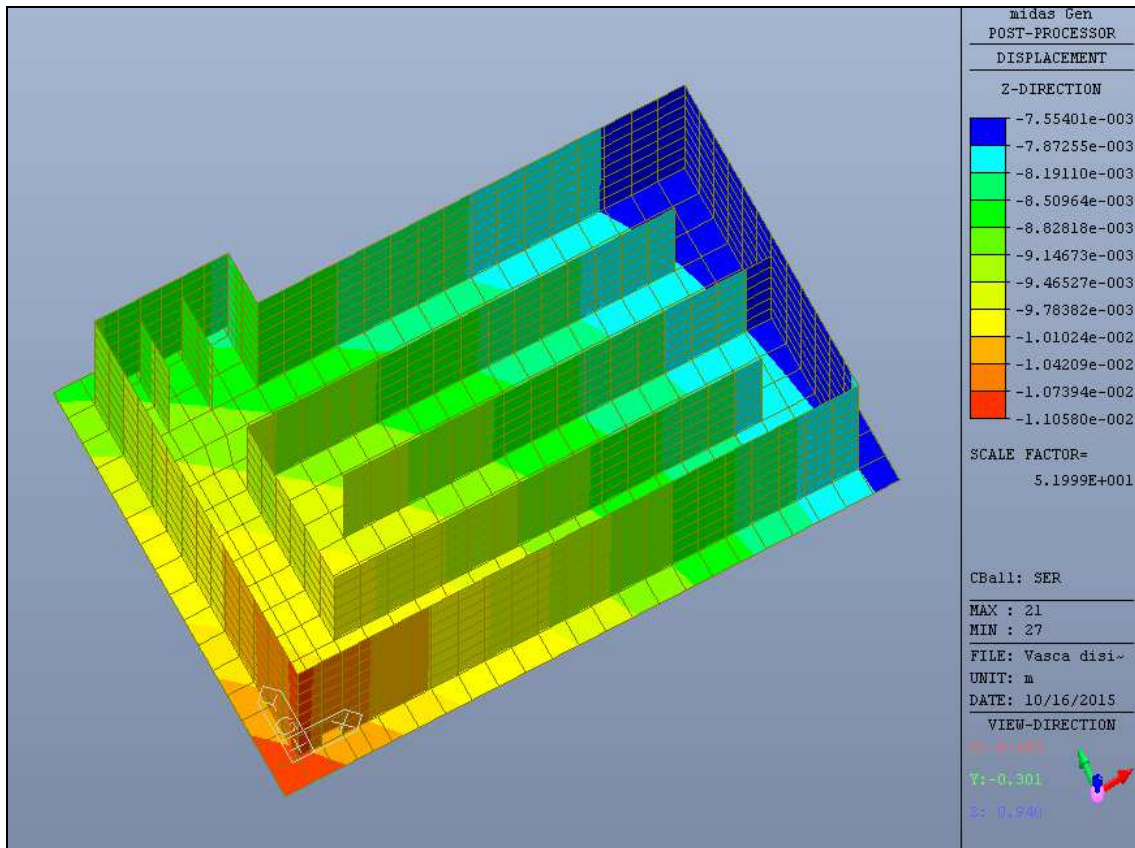
TIPO CARICO	1	1 (CARICO STATICO) 2 (CARICO DINAMICO)
--------------------	----------	---

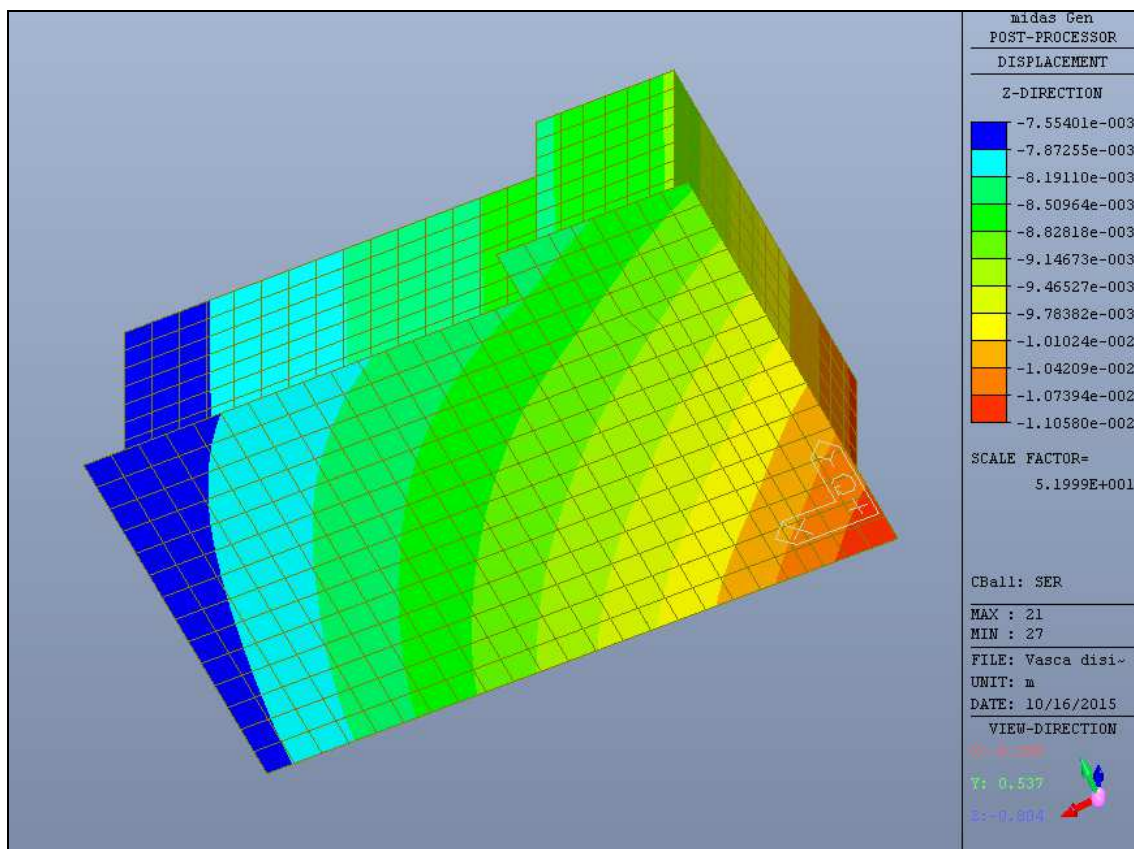
q (daN/m²)	6'300	q (daN/cm²)	0.6300	q (KN/m²)	63.00
γ_{sup} (daN/m³)	1'900	γ_{sup} (daN/cm³)	0.001900		
		σ'_{v0} (daN/cm²)	0.29	σ'_{v0} (KN/m²)	28.5

f_s (cal)	0.75	COEFFICIENTE DI FORMA
f_s	1.00	

f_H (cal)	1.00	COEFFICIENTE DI SPESSORE STRATO COMPRIMIBILE
f_H	1.00	

t (>= 3 anni)	30.0	COEFFICIENTE EFFETTI DIFFERITI
f_t (cal)	1.50	
f_t	1.50	





Dai risultati ottenuti e sopra riportati si può desumere una sostanziale rispondenza e paragonabilità tra le stime effettuate con il metodo semplificato e quelle ottenute tramite la modellazione agli elementi finiti, con valori massimi e differenziali di cedimento variabili da mezzo centimetro ad un centimetro.

Per quanto riguarda la stima del **cedimento differito nel tempo** questa è stata effettuata esclusivamente con il metodo semplificato; si evidenzia a tal proposito che, considerando un carico di tipo statico (in quanto prevalente) si possono stimare valori totali del cedimento differito, comunque, variabili da circa 1,0 cm a 1,5 cm.

La tabella seguente, riepiloga, quindi, i risultati della stima dei cedimenti per i principali manufatti a maggior rilevanza strutturale progettualmente previsti:

Manufatto	Cedimento stimato in esercizio [mm]
Vasca di grigliatura e sollevamento iniziale	≅ 8
Vasca di dissabbiatura e disoleatura	≅ 10
Vasca di accumulo	≅ 7
Vasca di denitrificazione e ossidazione “A”	≅ 10
Pozzetto di ripartizione sedimentatori secondari	≅ 7
Vasca di addensamento fanghi	≅ 6
Vasca di disinfezione finale	≅ 10
Locali tecnici	≅ 5
Stazioni di sollevamento di Lido e Comuna	≅ 10

Tabella 8 – Stima preliminare dei cedimenti in fondazione dei principali manufatti in progetto.

In definitiva si può, quindi, concludere che i calcoli effettuati con le due differenti metodologie sopra descritte portano a risultati sostanzialmente allineati e, come tali, sufficientemente attendibili, permettendo di stimare valori di cedimento istantaneo e a lungo termine dell'ordine del mezzo centimetro. I cedimenti differenziali nell'ambito della superficie della platea di fondazione si mantengono, inoltre, nell'ordine di pochi millimetri. Tali valori, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti ed in relazione alla normativa vigente e alla letteratura tecnica in materia di costruzioni possono, dunque, essere ritenuti del tutto compatibili ed ammissibili per l'esercizio e la funzionalità delle opere progettualmente previste.

5.2 Determinazione della capacità portante e delle pressioni trasmesse al terreno di fondazione per i principali manufatti in progetto

Sulla base dei cedimenti di calcolo suddetti, per mezzo delle relazioni di *Winkler* e di *Bowles* al paragrafo 4.2 e dei dati di *tabella 7*, si ricava la stima del carico massimo trasmesso in fondazione in fase di esercizio dei manufatti in progetto.

Manufatto	Carico massimo di esercizio trasmesso in fondazione q_d [kN/m ²]
Vasca di grigliatura e sollevamento iniziale	$\cong 80$
Vasca di dissabbiatura e disoleatura	$\cong 100$
Vasca di accumulo	$\cong 45$
Vasca di denitrificazione e ossidazione "A"	$\cong 55$
Pozzetto di ripartizione sedimentatori secondari	$\cong 66$
Vasca di addensamento fanghi	$\cong 60$
Vasca di disinfezione finale	$\cong 75$
Locali tecnici	$\cong 50$
Stazioni di sollevamento di Lido e Comuna	$\cong 100$

Tabella 9 – Carichi di esercizio trasmessi in fondazione dai principali manufatti in progetto.

Vengono, dunque, nel seguito determinati i valori di capacità portante limite delle suddette fondazioni, secondo la situazione più gravosa di verifica prevista dalle N.T.C.-2008, per la **condizione "GEO" – A2+M2+R2** e nell'ipotesi cautelativa della presenza di falda a - 2,0 m dal piano campagna, di angolo di attrito non superiore a 28° e coesione nulla per tutti i manufatti, verificandone, quindi, per confronto, la compatibilità ai carichi di esercizio q_d precedentemente stimati e riepilogati in *tabella 9*. La profondità "D" delle fondazioni è stata opportunamente ridotta, di caso in caso, in modo da tenere in conto del terreno smosso e rimaneggiato durante le operazioni di scavo: in genere, ai fini delle presenti verifiche, si è cautelativamente considerata pari a circa la metà di quella effettiva.

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, calcolato con la seguente espressione (si veda a riguardo il *paragrafo 4.3*):

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma$$

Mentre il valore della resistenza di calcolo, ovvero del carico limite, vale:

$$q_{lim,R2} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R2}} = \frac{q_{lim}}{1,8} > q_d$$

5.2.1 Vasca di grigliatura e sollevamento iniziale

Verifica condizione A2+M2+R2

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	12.50	m
L	7.50	m
Profondità fondazione	2.50	m
m	1.63	
N _y	8.25	
N _q	8.70	
N _c	18.10	
i _y	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _y	0.76	
s _q	1.26	
s _c	1.29	
b _y	1.00	
b _q	1.00	
b _c	1.00	
g _y	1.00	
g _q	1.00	
g _c	1.00	
d _y	1.00	
d _q	1.11	
d _c	1.12	
q_{lim}	771.5	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 0,77 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della resistenza di calcolo vale:

$$q_{lim,R2} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R2}} = \frac{0,77}{1,8} = 0,43 \text{ N/mm}^2 > q_d (\cong 0,08 \text{ N/mm}^2)$$

$$\mathbf{F.S.} \cong 0,77 \text{ N/mm}^2 / 0,08 \text{ N/mm}^2 \cong 9,6 > 1,8$$

5.2.2 Vasca di dissabbiatura e disoleatura

Verifica condizione A2+M2+R2

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	6.50	m
L	8.50	m
Profondità fondazione	0.50	m
m	1.57	
N _y	8.25	
N _q	8.70	
N _c	18.10	
i _y	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _y	0.69	
s _q	1.33	
s _c	1.37	
b _y	1.00	
b _q	1.00	
b _c	1.00	
g _y	1.00	
g _q	1.00	
g _c	1.00	
d _y	1.00	
d _q	1.02	
d _c	1.03	
q_{lim}	360.0	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 0,36 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della resistenza di calcolo vale:

$$q_{lim,R2} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R2}} = \frac{0,36}{1,8} = 0,20 \text{ N/mm}^2 > q_d (\cong 0,10 \text{ N/mm}^2)$$

$$\mathbf{F.S.} \cong 0,36 \text{ N/mm}^2 / 0,10 \text{ N/mm}^2 \cong 3,6 > 1,8$$

5.2.3 Vasca di accumulo prima pioggia

Verifica condizione A2+M2+R2

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	17.20	m
L	8.70	m
Profondità fondazione	1.00	m
m	1.66	
N _y	8.25	
N _q	8.70	
N _c	18.10	
i _y	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _y	0.80	
s _q	1.22	
s _c	1.24	
b _y	1.00	
b _q	1.00	
b _c	1.00	
g _y	1.00	
g _q	1.00	
g _c	1.00	
d _y	1.00	
d _q	1.04	
d _c	1.04	
q_{lim}	540.0	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 0,54 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della resistenza di calcolo vale:

$$q_{lim,R2} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R2}} = \frac{0,47}{1,8} = 0,30 \text{ N/mm}^2 > q_d (\cong 0,05 \text{ N/mm}^2)$$

$$\mathbf{F.S.} \cong 0,54 \text{ N/mm}^2 / 0,05 \text{ N/mm}^2 \cong 11,0 > 1,8$$

5.2.4 Vasca di denitrificazione e ossidazione "A"

Verifica condizione A2+M2+R2

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	20.60	m
L	18.10	m
Profondità fondazione	0.50	m
m	1.53	
N _y	8.25	
N _q	8.70	
N _c	18.10	
i _y	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _y	0.65	
s _q	1.37	
s _c	1.42	
b _y	1.00	
b _q	1.00	
b _c	1.00	
g _y	1.00	
g _q	1.00	
g _c	1.00	
d _y	1.00	
d _q	1.01	
d _c	1.01	
q_{lim}	379.2	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 0,38 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della resistenza di calcolo vale:

$$q_{lim,R2} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R2}} = \frac{0,38}{1,8} = 0,21 \text{ N/mm}^2 > q_d (\cong 0,06 \text{ N/mm}^2)$$

$$\mathbf{F.S.} \cong 0,38 \text{ N/mm}^2 / 0,06 \text{ N/mm}^2 \cong 6,3 > 1,8$$

5.2.5 Pozzetto di ripartizione vasche di sedimentazione secondaria

Verifica condizione A2+M2+R2

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	8.00	m
L	6.00	m
Profondità fondazione	0.50	m
m	1.57	
N _y	8.25	
N _q	8.70	
N _c	18.10	
i _y	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _y	0.70	
s _q	1.32	
s _c	1.36	
b _y	1.00	
b _q	1.00	
b _c	1.00	
g _y	1.00	
g _q	1.00	
g _c	1.00	
d _y	1.00	
d _q	1.03	
d _c	1.03	
q_{lim}	335.0	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 0,34 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della resistenza di calcolo vale:

$$q_{lim,R2} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R2}} = \frac{0,34}{1,8} = 0,21 \text{ N/mm}^2 > q_d (\cong 0,07 \text{ N/mm}^2)$$

$$\mathbf{F.S.} \cong 0,34 \text{ N/mm}^2 / 0,07 \text{ N/mm}^2 \cong 4,8 > 1,8$$

5.2.6 Vasca di addensamento fanghi

Verifica condizione A2+M2+R2

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	5.80	m
L	5.80	m
Profondità fondazione	0.50	m
m	1.50	
N _y	8.25	
N _q	8.70	
N _c	18.10	
i _y	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _y	0.60	
s _q	1.43	
s _c	1.48	
b _y	1.00	
b _q	1.00	
b _c	1.00	
g _y	1.00	
g _q	1.00	
g _c	1.00	
d _y	1.00	
d _q	1.03	
d _c	1.03	
q_{lim}	316.0	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 0,32 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della resistenza di calcolo vale:

$$q_{lim,R2} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R2}} = \frac{0,32}{1,8} = 0,17 \text{ N/mm}^2 > q_d (\cong 0,06 \text{ N/mm}^2)$$

$$\mathbf{F.S.} \cong 0,32 \text{ N/mm}^2 / 0,06 \text{ N/mm}^2 \cong 5,3 > 1,8$$

5.2.7 Vasca di disinfezione finale

Verifica condizione A2+M2+R2

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	11.60	m
L	6.50	m
Profondità fondazione	1.50	m
m	1.64	
N _y	8.25	
N _q	8.70	
N _c	18.10	
i _y	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _y	0.78	
s _q	1.24	
s _c	1.27	
b _y	1.00	
b _q	1.00	
b _c	1.00	
g _y	1.00	
g _q	1.00	
g _c	1.00	
d _y	1.00	
d _q	1.07	
d _c	1.08	
q_{lim}	567.2	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 0,57 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della resistenza di calcolo vale:

$$q_{lim,R2} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R2}} = \frac{0,57}{1,8} = 0,31 \text{ N/mm}^2 > q_d (\cong 0,08 \text{ N/mm}^2)$$

$$\mathbf{F.S.} \cong 0,57 \text{ N/mm}^2 / 0,08 \text{ N/mm}^2 \cong 7,1 > 1,8$$

5.2.8 Locali tecnici

Verifica condizione A2+M2+R2

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	7.00	m
L	7.00	m
Profondità fondazione	0.00	m
m	1.50	
N _y	8.25	
N _q	8.70	
N _c	18.10	
i _y	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _y	0.60	
s _q	1.43	
s _c	1.48	
b _y	1.00	
b _q	1.00	
b _c	1.00	
g _y	1.00	
g _q	1.00	
g _c	1.00	
d _y	1.00	
d _q	1.00	
d _c	1.00	
q_{lim}	240.0	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 0,24 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della resistenza di calcolo vale:

$$q_{lim,R2} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R2}} = \frac{0,24}{1,8} = 0,13 \text{ N/mm}^2 > q_d (\cong 0,05 \text{ N/mm}^2)$$

$$\mathbf{F.S.} \cong 0,24 \text{ N/mm}^2 / 0,05 \text{ N/mm}^2 \cong 4,8 > 1,8$$

5.2.9 Stazioni di sollevamento di Lido e Comuna

Verifica condizione A2+M2+R2

eccentricità in x [e _x]	0.00	m
eccentricità in y [e _y]	0.00	m
B	3.60	m
L	5.90	m
Profondità fondazione	3.00	m
m	1.62	
N _y	8.25	
N _q	8.70	
N _c	18.10	
i _y	1.00	
i _q	1.00	
i _c	1.00	
s _y	0.76	
s _q	1.26	
s _c	1.29	
b _y	1.00	
b _q	1.00	
b _c	1.00	
g _y	1.00	
g _q	1.00	
g _c	1.00	
d _y	1.00	
d _q	1.26	
d _c	1.30	
q_{lim}	773.8	kN/m²

Il carico limite che può gravare sul terreno risulta, quindi, pari a:

$$q_{lim} = q * N_q * \alpha_q + c' * N_c * \alpha_c + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * \alpha_\gamma \cong 0,77 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della resistenza di calcolo vale:

$$q_{lim,R2} = \frac{q_{lim}}{\gamma_{R2}} = \frac{0,77}{1,8} = 0,43 \text{ N/mm}^2 > q_d (\cong 0,10 \text{ N/mm}^2)$$

$$\mathbf{F.S.} \cong 0,77 \text{ N/mm}^2 / 0,10 \text{ N/mm}^2 \cong 7,7 > 1,8$$

La tabella seguente riepiloga, infine, i risultati ottenuti e le relative verifiche a carico limite secondo normativa.

Manufatto	Carico massimo di esercizio trasmesso in fondazione q_d [kN/m ²]	Carico limite q_{lim} [kN/m ²]	F.S.
Vasca di grigliatura e sollevamento iniziale	$\cong 80$	$\cong 770$	9,6
Vasca di dissabbiatura e disoleatura	$\cong 100$	$\cong 360$	3,6
Vasca di accumulo	$\cong 45$	$\cong 540$	11,0
Vasca di denitrificazione e ossidazione "A"	$\cong 55$	$\cong 380$	6,3
Pozzetto di ripartizione sedimentatori secondari	$\cong 66$	$\cong 340$	4,8
Vasca di addensamento fanghi	$\cong 60$	$\cong 320$	5,3
Vasca di disinfezione finale	$\cong 75$	$\cong 570$	7,1
Locali tecnici	$\cong 50$	$\cong 240$	4,8
Stazioni di sollevamento di Lido e Comuna	$\cong 100$	$\cong 770$	7,7

Tabella 10 – Carichi limite e verifica della capacità portante dei principali manufatti in progetto.

TUTTE LE VERIFICHE A CAPACITÀ PORTANTE POSSONO, DUNQUE, RITENERSI SODDISFATTE.

Si può, quindi, concludere che le pressioni trasmesse al terreno di fondazione, anche con riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti, possono essere ritenute compatibili ed ammissibili con l'esercizio e la funzionalità delle opere in progetto, nonché con le proprietà geotecniche specifiche del terreno in sito.

5.3 Verifiche a galleggiamento

Viene nel seguito riportata la verifica sintetica al galleggiamento delle vasche e dei manufatti principali e che potenzialmente potrebbero essere soggetti a fenomeni di galleggiamento in funzione sia della quota di falda che della profondità di imposta delle fondazioni. La sottospinta prodotta dalla falda è stata determinata in corrispondenza della superficie inferiore della platea di fondazione dei suddetti manufatti.

La quota della falda, in relazione ai sondaggi preventivi svolti in sito, ai fini delle presenti verifiche è stata cautelativamente attestata a 2,0 m al di sotto del piano campagna ovvero a -2,0 m rispetto alla quota di progetto di 230,0 m s.l.m..

La verifica viene eseguita secondo i criteri esposti al *paragrafo 4.2* della relazione e per le più gravose condizioni ipoteticamente attuabili, nell'ipotesi di vasca vuota e trascurando in via cautelativa l'attrito tra la platea-pareti e il terreno di fondazione, oltre ai pesi propri delle opere elettromeccaniche presenti in fase di esercizio.

Al fine dell'assunzione dei coefficienti di combinazione delle azioni previsti dalla *tabella 6*, la falda, essendo di tipo semistazionario e, comunque, non soggetta a repentine fluttuazioni, è stata assimilata ad un carico permanente sfavorevole (coefficiente moltiplicativo pari a 1,1) mentre i pesi propri delle strutture e del terreno sono stati assunti tal quali (coefficiente moltiplicativo unitario).

Deve, quindi, essere verificata la seguente relazione:

$$V_{inst,d} \leq (G_{stb,d} + R_d)$$

La sottospinta idrostatica “ $V_{inst,d}$ ” risulta, quindi, stimabile come segue:

$$V_{inst,d} = \gamma_w \cdot V_w = 1,1 \cdot 10,0 \text{ kN/m}^3$$

con V_w = volume equivalente di acqua occupato dal manufatto in progetto dalla quota di falda.

Mentre l'azione stabilizzante è data dal peso delle strutture “ $G_{stb,d}$ ”, che si compone del peso della platea, dei muri e dei setti intermedi in elevazione delle vasche, ove presenti, nonché del terreno al di sopra della suola di monte delle pareti:

$$G_{stb,d} = \gamma_{cls} \cdot V_{cls} + \gamma_t \cdot V_t$$

La tabella seguente riporta le verifiche a galleggiamento effettuate relativamente alle costruzioni caratterizzate da piani di imposta delle fondazioni a profondità maggiore:

Manufatto	$V_{inst,d}$ [kN]	$G_{stb,d}$ [kN]	F.S.
Vasca di grigliatura e sollevamento iniziale	$\cong 2500$	$\cong 5300$	2,1
Vasca di disinfezione finale	$\cong 1100$	$\cong 3200$	2,9
Stazioni di sollevamento di Lido e Comuna	$\cong 1900$	$\cong 2500$	1,3

Tabella 11 – Riepilogo dei risultati di verifica a galleggiamento dei manufatti più profondi.

TUTTE LE VERIFICHE A GALLEGGIAMENTO POSSONO RITENERSI SODDISFATTE

5.4 Verifica di stabilità dei fronti scavo

Il presente paragrafo riporta le verifiche dei fronti scavo progettualmente previsti per realizzazione delle opere in progetto, in funzione dei seguenti range di profondità di scavo:

- $H \text{ scavo} \leq 1,5 \text{ m.}$
- $H \text{ scavo} \leq 2,0 \text{ m.}$
- $H \text{ scavo} \leq 2,5 \text{ m.}$
- $H \text{ scavo} \leq 3,0 \text{ m.}$
- $H \text{ scavo} \leq 3,5 \text{ m.}$
- $H \text{ scavo} \leq 4,0 \text{ m.}$
- $H \text{ scavo} \leq 5,0 \text{ m.}$
- $H \text{ scavo} \leq 6,0 \text{ m.}$

5.4.1 Metodo di calcolo e di analisi

Il metodo di calcolo utilizzato per tali verifiche è quello di *Jambu* (“*Stability analysis of slopes with dimensionless parameters*” – 1954).

L’analisi di stabilità che adotta tale metodo è quella dell’*equilibrio limite globale*. La verifica si conduce, quindi, esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, la si suddivide in conci la parte instabile, studiando dapprima l’equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale.

Le ipotesi del metodo in questione sono:

- la superficie di scorrimento è cilindrica;
- l’analisi è effettuata in condizioni bidimensionali;
- la resistenza al taglio è espressa dal criterio di *Mohr-Coulomb*: $\tau = c' + \sigma'_n \cdot \tan \varphi'$;
- la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- in condizioni di rottura la resistenza al taglio è completamente mobilitata lungo la superficie di scorrimento, tranne che nella fascia di terreno interessata da eventuali tension-crack;

- il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.

Nell'utilizzare tale metodo di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia (*"Metodo delle strisce"*).

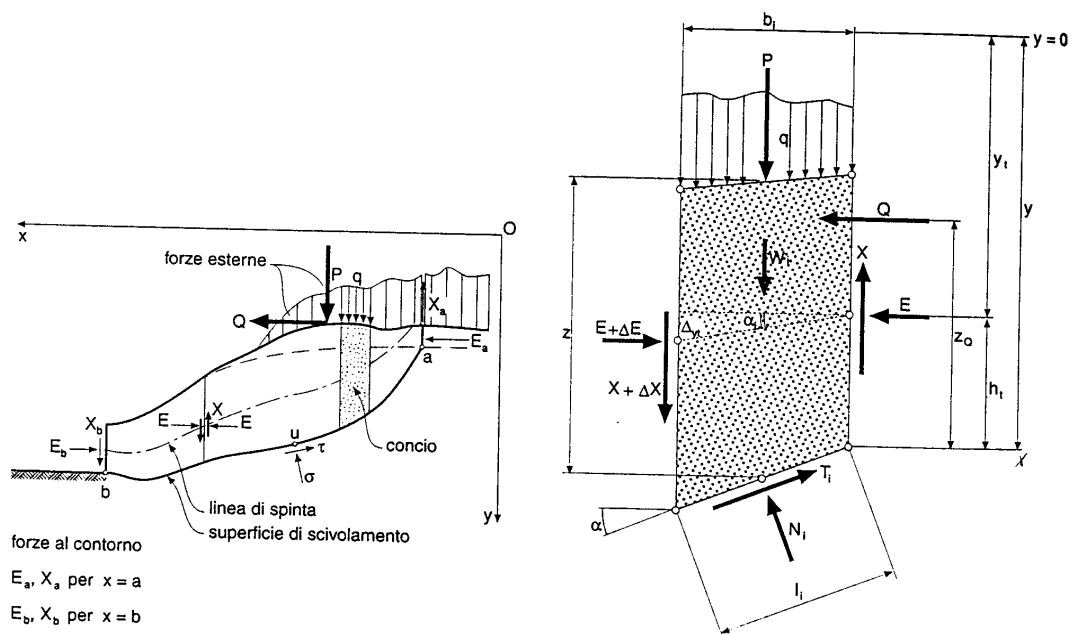


Figura 14 – schematizzazione di calcolo del *"metodo delle strisce"*.

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a

disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $(5n-2)$ così composte:

- n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base;
- $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E);
- $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale;
- n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza (valore minimo).

Come accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $(2n-2)$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata.

Con le suddette ipotesi il coefficiente di sicurezza FS di un pendio in un terreno omogeneo coesivo ($c=c'$; $\varphi=\varphi'$) viene ad essere espressa con la seguente relazione:

$$FS = \frac{N_{cf} \cdot c}{\gamma \cdot H}$$

dove:

N_{cf} = numero di stabilità;

c = coesione drenata (c');

γ = peso di unità di volume del terreno;

H = altezza dello scavo.

Il numero di stabilità N_{cf} può essere ricavato in forma grafica attraverso l'abaco riportato in *figura 15* alla pagina seguente:

Tale numero di stabilità viene ad essere funzione dell'inclinazione del fronte scavo (β) e del fattore adimensionale λ_{cf} , ottenuto dall'espressione:

$$\lambda_{cf} = \frac{\gamma \cdot H \cdot \tan \varphi'}{c'}$$

dove:

c = coesione drenata del terreno (c');

φ' = angolo di attrito del terreno;

γ = peso di unità di volume del terreno;

H = altezza dello scavo.

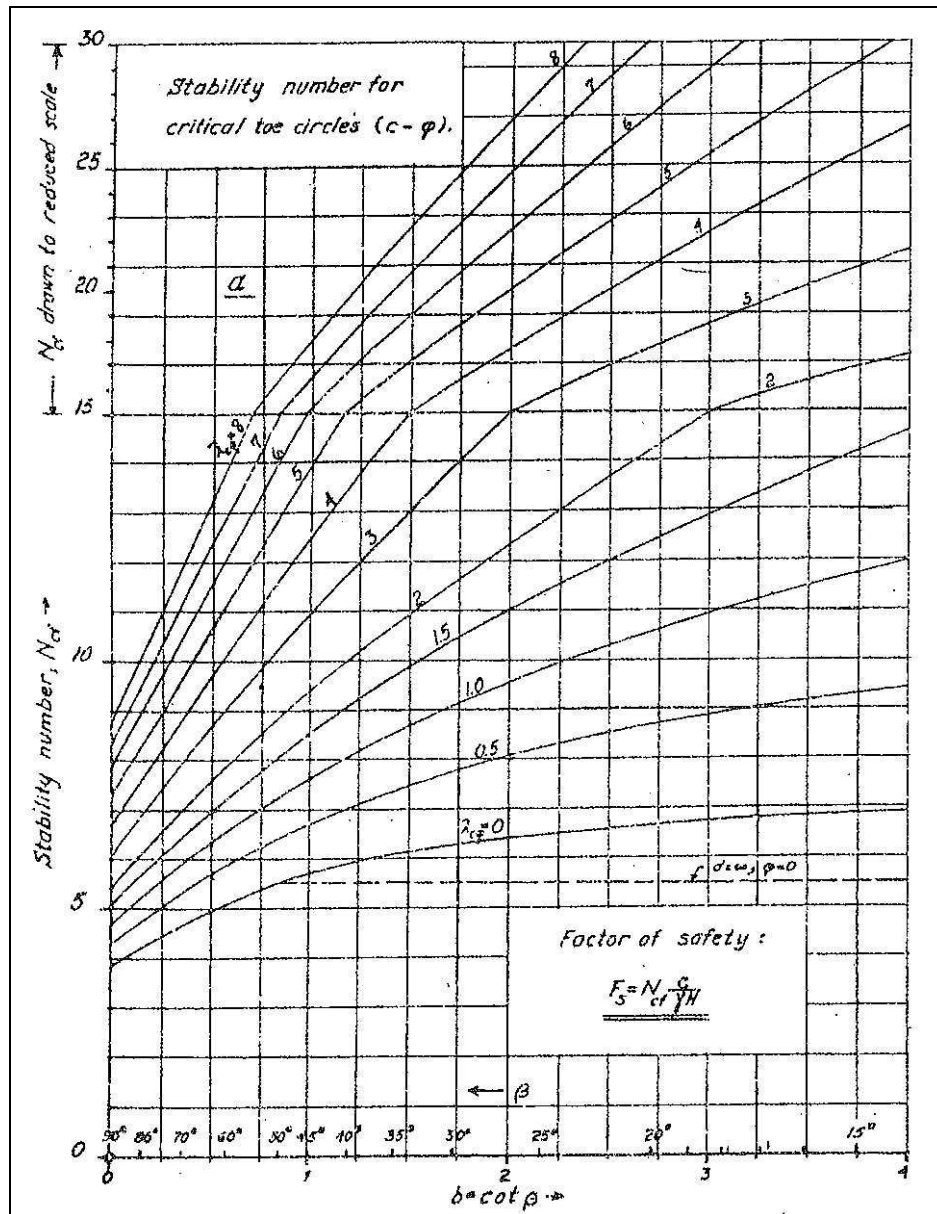


Figura 15 – Numero di stabilità per $\varphi > 0$.

Con l'impiego, quindi, dei grafici nella figura 16 si possono individuare le coordinate del centro del cerchio critico.

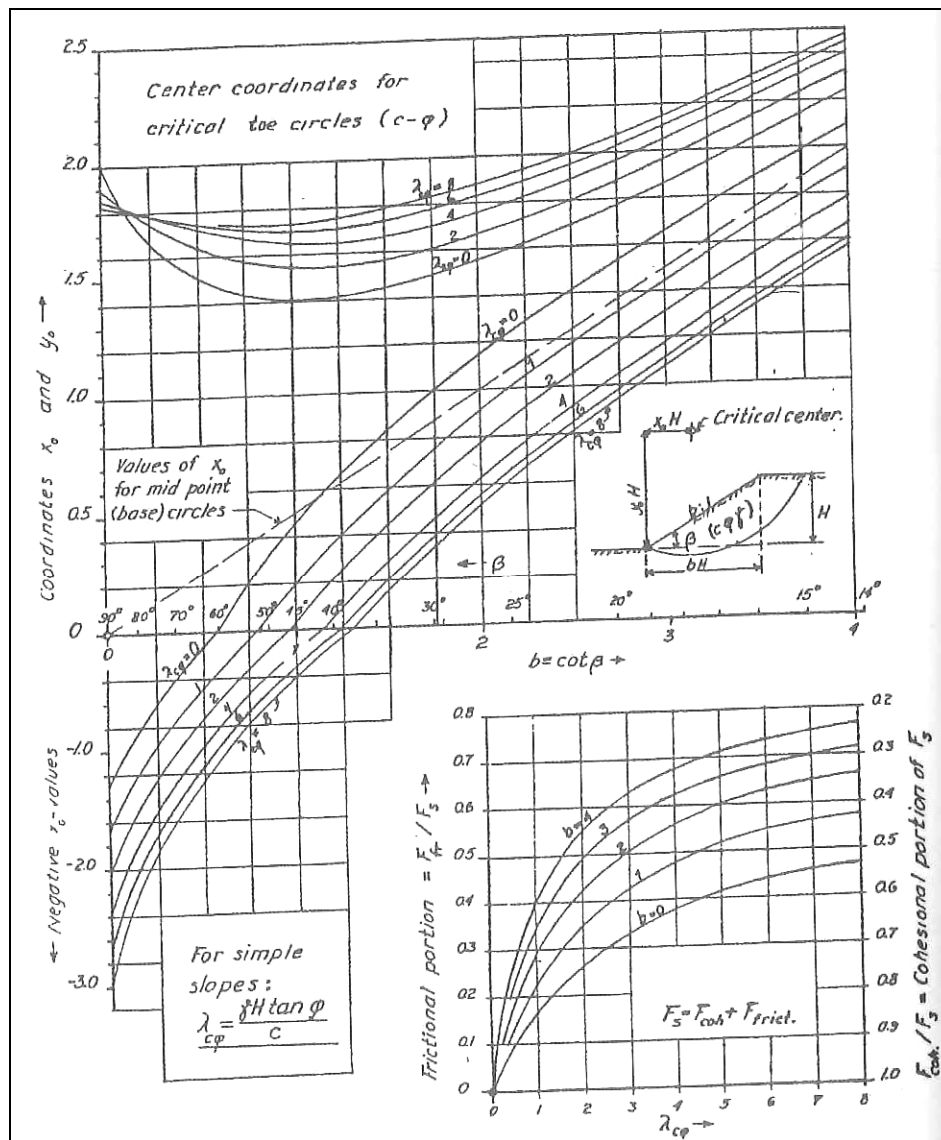


Figura 16 – Centro del cerchio critico per $\phi > 0$.

Nel caso di fronte scavo o pendio con presenza di falda (pendio sommerso, pendio saturo con falda prossima al piano campagna o pendio con presenza di moto di filtrazione), l'analisi può essere svolta, in maniera analoga, con le seguenti espressioni:

$$FS = \frac{N_{cf} \cdot c}{\gamma_1 \cdot H}$$

$$\lambda_{cf} = \frac{\gamma_2 \cdot H \cdot \tan \phi'}{c'}$$

Modificando opportunamente i valori dei pesi di unità di volume del terreno presenti nelle suddette formule.

In particolare si avranno i seguenti possibili casi (figura 17):

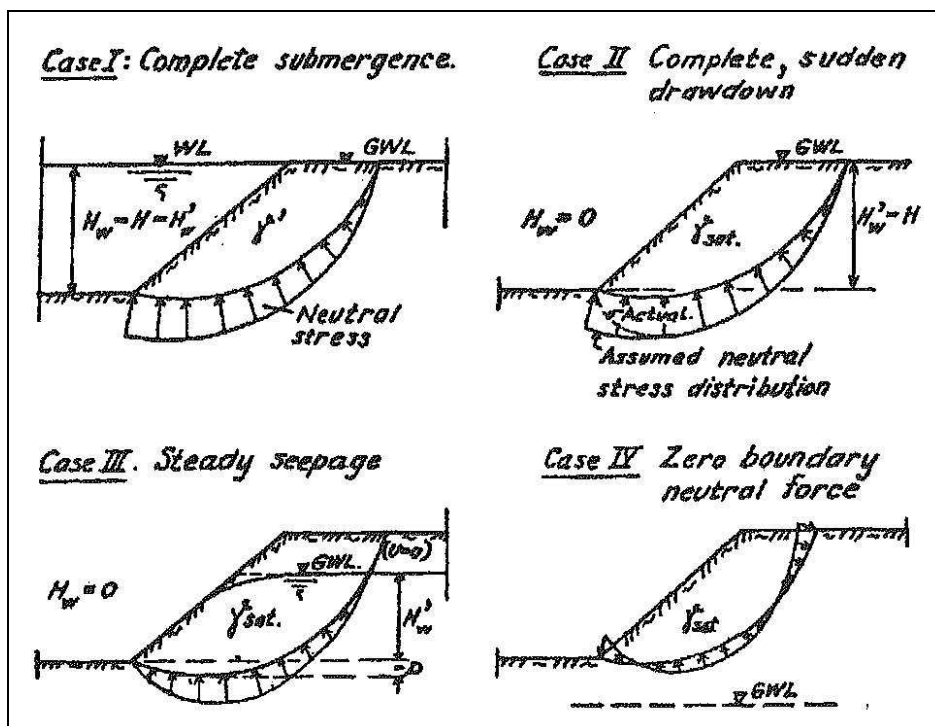


Figura 17 – Illustrazione delle possibili condizioni limite in presenza di falda.

- pendio sommerso: $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma - \gamma_w$
- pendio saturo con falda prossima al piano campagna: $\gamma_1 = \gamma$; $\gamma_2 = \gamma - \gamma_w$
- pendio con presenza di moto di filtrazione: $\gamma_1 = \gamma$; $\gamma_2 = \gamma - \gamma_w (H'_w/H)$

Nei casi di pendio parzialmente sommerso il coefficiente di sicurezza è dato, quindi, dalla seguente espressione:

$$FS = \frac{\mu_w \cdot N_{cf} \cdot c}{\gamma_{sat} \cdot H - \gamma_w \cdot H_w}$$

dove:

N_{cf} = numero di stabilità;

c = coesione drenata del terreno (c');

γ_{sat} = peso di unità di volume del terreno in condizioni sature;

H = altezza dello scavo;

H_w = altezza di falda;

μ_w = coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto della sommersione.

Il valore del coefficiente adimensionale μ_w viene ricavato dalla figura 18 seguente ed è funzione del rapporto H'_w/H e dall'inclinazione dello scavo β , mentre il valore di N_{cf} si ricava sempre dal grafico di figura 15 assumendo per λ_{cf} il seguente valore:

$$\lambda_{cf} = \frac{(\gamma_{sat} H - \gamma_w H'_w) \cdot \tan \phi'}{c' \cdot \mu'_w}$$

con μ'_w ricavato dal grafico di figura 18 noti β e H'_w/H .

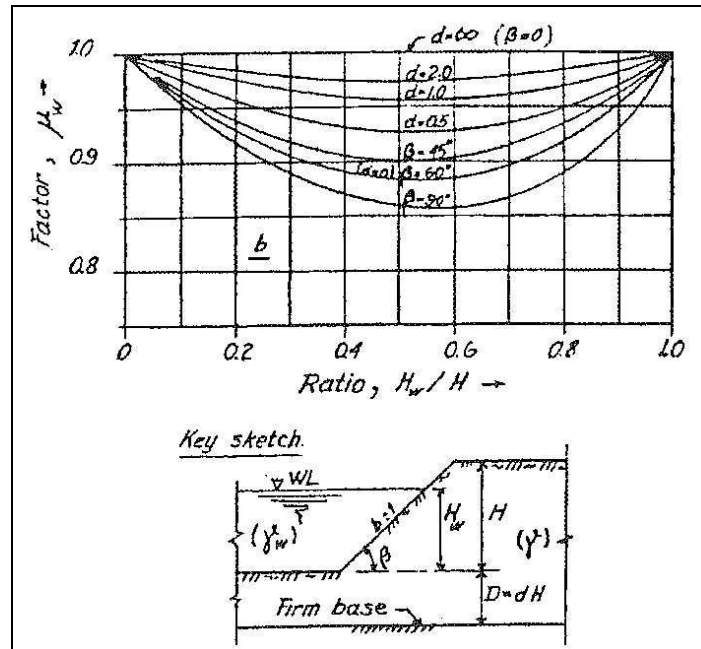


Figura 18 – Fattore riduttivo μ_w .

Nel caso, infine, di presenza di sovraccarico in sommità del pendio o del fronte scavo, combinato con eventuale sommersione ed eventuale tension-crack, si avrà la seguente configurazione:

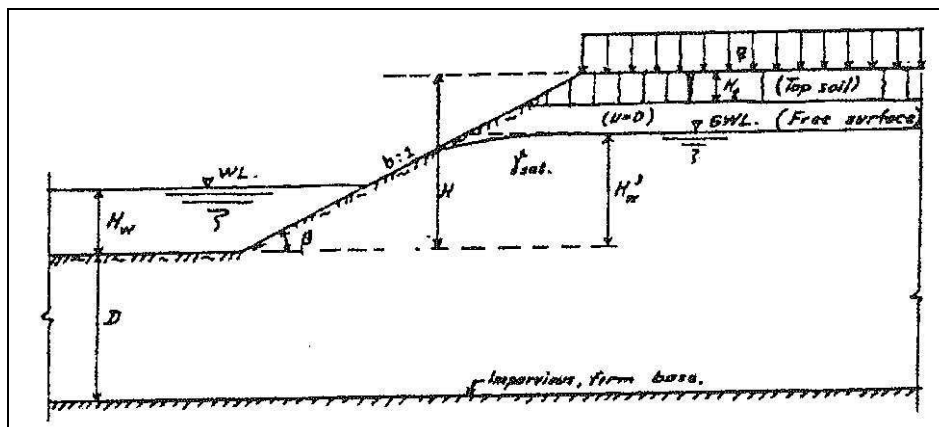


Figura 19 – Combinazione di sovraccarico, sommersione, tension-crack e filtrazione.

In tal caso il coefficiente di sicurezza assume la seguente espressione:

$$FS = \frac{N_{cf} \cdot c}{\gamma_1 \cdot H}$$

con il valore di λ_{cf} dato da:

$$\lambda_{cf} = \frac{\gamma_2 \cdot H \cdot \tan \phi'}{c'}$$

con:

$$\gamma_1 = \frac{\gamma_{sat} H + q - \gamma_w H_w}{\mu_w \mu_q \mu_t} \quad \gamma_2 = \frac{\gamma_{sat} H + q - \gamma_w H'_w}{\mu'_w \mu_q}$$

Per la valutazione dei coefficienti μ_w , μ_q e μ_t si utilizzeranno le figure 18 e 20 e 21 seguenti:

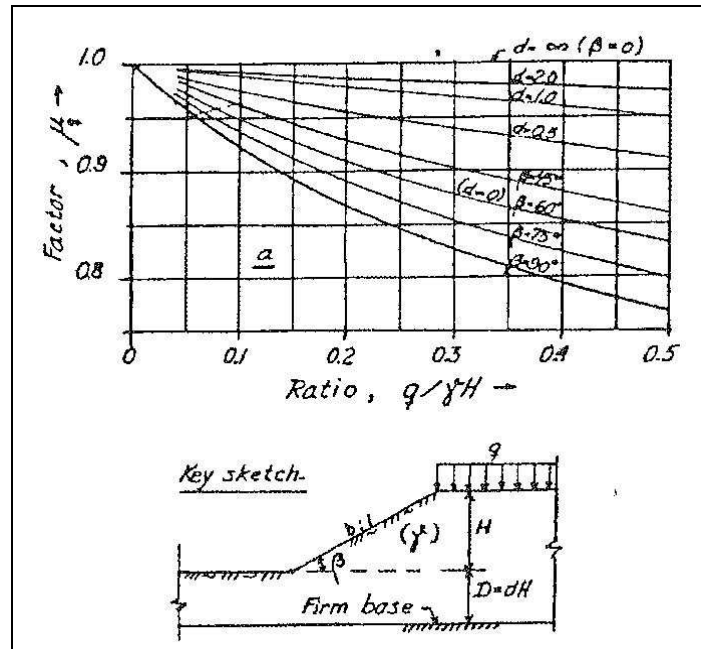


Figura 20 – Fattore riduttivo μ_q .

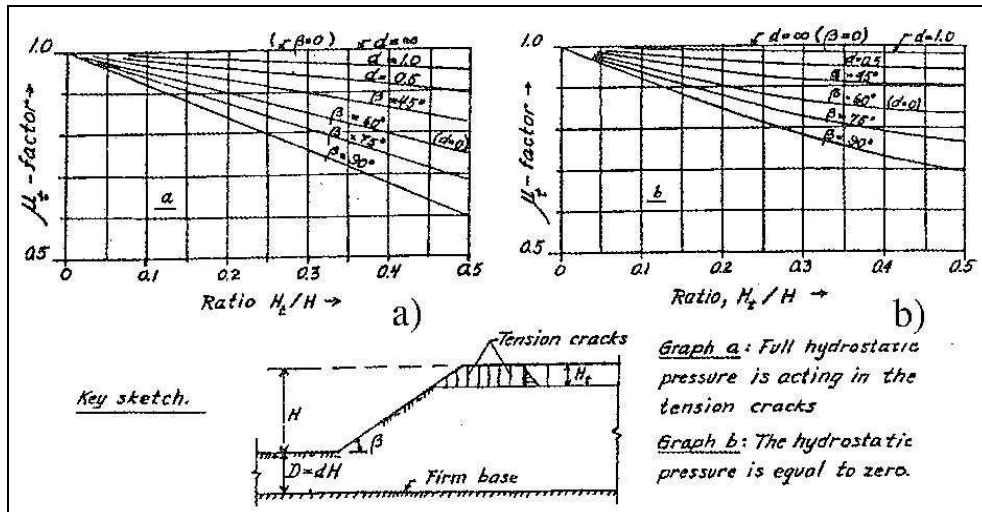


Figura 21 – Fattore riduttivo μ_s .

5.4.2 Risultati ottenuti

Con riferimento agli elaborati grafici di progetto (sezioni tipologiche di scavo e profilo longitudinale-layout impianto) si è, dunque, proceduto alla verifica delle sezioni di scavo per la realizzazione dei vari manufatti dell'impianto, per altezze di scavo variabili da un minimo di circa 1,5 ad un massimo di circa 6,0 m secondo i range precedentemente definiti, con incremento progressivo di profondità di 50 cm sino a 4,0 m e di 1,0 m da 4,0 a 6,0 m di profondità, ed un'inclinazione delle sponde congiuntamente variabile da 60° a 33° circa. Sono state omesse le verifiche per altezze di scavo minori di 1,5 m. In corrispondenza del ciglio superiore degli scavi è stato applicato un sovraccarico distribuito pari a 10 kN/m² dovuto allo stazionamento provvisorio dei mezzi d'opera e materiali di cantiere. Non è stata considerata la potenziale presenza di tension-crack sulla sommità degli scavi, essendo questa costituita da materiale di nuovo apporto (misto fiume) adeguatamente costipato e di buone caratteristiche geomeccaniche. Le verifiche sono state trattate in termini di tensioni efficaci considerando l'eliminazione dell'eventuale falda presente al di sotto dei 3,0 m tramite aggotamento e/o drenaggio tramite sistema well-point o sistema di pompaggio equivalente provvisorio e l'assenza di falda significativa dai 3,0 m in su.

Trattandosi di opere provvisorie la cui durata progettualmente prevista è inferiore ai 2 anni, in relazione a quanto previsto al paragrafo 2.4.1 delle N.T.C.-2008, nei calcoli non sono state considerate le azioni e le verifiche di tipo sismico.

Si riportato, quindi, nel seguito i risultati ottenuti sulla base dei criteri di verifica descritti al paragrafo 4.1 della presente relazione e del Capitolo 6 delle N.T.C.-2008, per la **condizione A2+M2+R2**, prevedendo l'opportuna riduzione dei parametri geotecnici del terreno e delle resistenze.

Si evidenzia, infine, che, per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza, anche temporanea, di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, in dipendenza da situazioni a valenza locale, in fase di cantierizzazione ed esecuzione delle opere, potranno essere impartite da parte della Direzione Lavori e dal Coordinatore per la Sicurezza in Esecuzione prescrizioni particolari circa ulteriori accorgimenti da adottare per la risoluzione di situazioni di dettaglio, anche con riferimento alle effettive condizioni del terreno in sito al momento dei lavori, quali il ricorso a sagomatura

e/o alla diminuzione dell'inclinazione delle pareti di scavo oppure all'armatura e/o puntellamenti provvisori di sostegno delle stesse, aventi adeguata estensione sia in altezza che in lunghezza, sulla base anche di quanto previsto tra gli apprestamenti per la sicurezza nel PSC.

Restano ferme e fatte salve le considerazioni e le previsioni progettuali relative ai sistemi di sostegno provvisorio degli scavi a maggiore profondità tramite paratie in micropali e ai sistemi di drenaggio e aggettamento provvisorio degli scavi di profondità maggiore di 3,0 m circa tramite well-point che qui si intendono integralmente recepite e confermate.

FRONTE SCAVO H = 1,5 m – condizione A2+M2+R2

DATI DI INPUT:

Altezza complessiva del taglio (H):	1.50	[m]
Profondità del substrato (D)	-	[m]
(n.b. : quando $\phi' = 0$, la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio (β):	60.00	[°]
Coesione efficace netta (coefficiente M2) del terreno (c') (n.b.: $c' > 0$):	8.00	[kPa]
Angolo di attrito netto (coefficiente M2) del terreno (ϕ'):	25.00	[°]
Peso di unità di volume del terreno (γ):	19.00	[kN/m ³]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_{fw}) (n.b.: $H_{fw} \leq H$):	0.00	[m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w)	10.00	[kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10.00	[kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (Hw) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Altezza della "tension crack" (Ht):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(Ht)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

* verifica in tensioni efficaci :

$$\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi' / (c' + \mu_q \mu'_w); \quad N = f(\lambda; \beta)$$

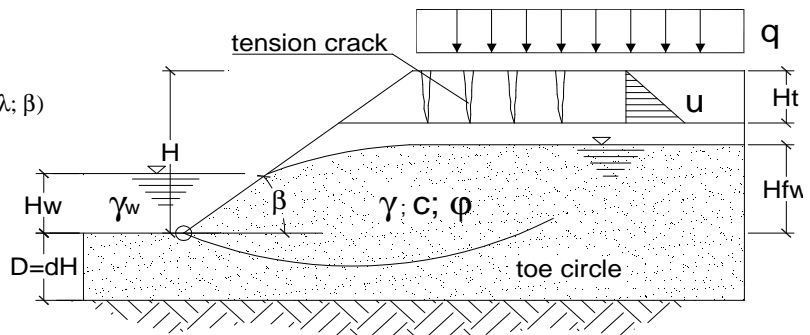
* verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$

* coeff. sovraccarico : $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$

* coeff. sommersione : $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$

* coeff. filtrazione : $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$

* coeff. tension crack : $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



Riepilogo coefficienti

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	λ	No
0.865	1.000	1.000	1.000	2.59	8.605

Coefficiente di sicurezza

$$Fs = \mu_q \mu_w \mu_t N c' / (\gamma H + q - \gamma_w H_w)$$

Fs = 1.55

Applicando il coefficiente parziale delle resistenze γ_R pertinente alla verifica di stabilità in argomento "R2" ($\gamma_{R2} = 1,1$) si ottiene, pertanto un coefficiente di sicurezza globale pari a:

$$FS = 1,55 / 1,1 \cong 1,41 > 1,0$$

Il quale può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

FRONTE SCAVO H = 2,0 m – condizione A2+M2+R2

DATI DI INPUT:

Altezza complessiva del taglio (H):	2.00	[m]
Profondità del substrato (D)	-	[m]
(n.b. : quando $\phi' = 0$, la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio (β):	55.00	[°]
Coesione efficace netta (coefficiente M2) del terreno (c') (n.b.: $c' > 0$):	8.00	[kPa]
Angolo di attrito netto (coefficiente M2) del terreno (ϕ'):	25.00	[°]
Peso di unità di volume del terreno (γ):	19.00	[kN/m ³]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_{fw}) (n.b.: $H_{fw} \leq H$):	0.00	[m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w)	10.00	[kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10.00	[kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Altezza della "tension crack" (H_t):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(H_t)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

* verifica in tensioni efficaci :

$$\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi' / (c' + \mu_q \mu'_w); \quad N = f(\lambda; \beta)$$

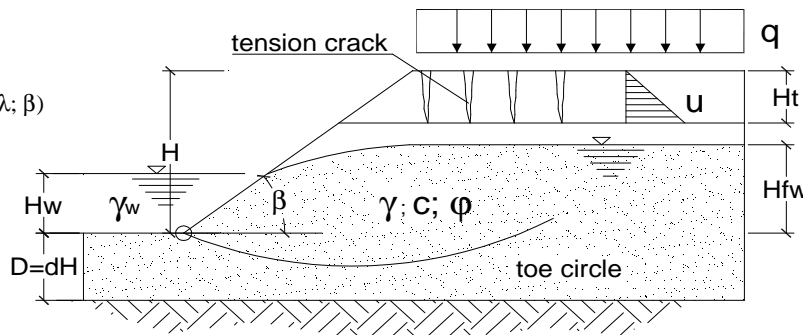
* verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$

* coeff. sovraccarico : $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$

* coeff. sommersione : $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$

* coeff. filtrazione : $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$

* coeff. tension crack : $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



Riepilogo coefficienti

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	λ	No
0.896	1.000	1.000	1.000	3.12	9.874

Coefficiente di sicurezza

$$Fs = \mu_q \mu_w \mu_t N c' / (\gamma H + q - \gamma_w H_w)$$

Fs = 1.47

Applicando il coefficiente parziale delle resistenze γ_R pertinente alla verifica di stabilità in argomento "R2" ($\gamma_{R2} = 1,1$) si ottiene, pertanto un coefficiente di sicurezza globale pari a:

$$FS = 1,47 / 1,1 \cong 1,34 > 1,0$$

Il quale può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

FRONTE SCAVO H = 2,5 m – condizione A2+M2+R2

DATI DI INPUT:

Altezza complessiva del taglio (H):	2.50	[m]
Profondità del substrato (D)	-	[m]
(n.b. : quando $\phi' = 0$, la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio (β):	50.00	[°]
Coesione efficace netta (coefficiente M2) del terreno (c') (n.b.: $c' > 0$):	8.00	[kPa]
Angolo di attrito netto (coefficiente M2) del terreno (ϕ'):	25.00	[°]
Peso di unità di volume del terreno (γ):	19.00	[kN/m ³]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_{fw}) (n.b.: $H_{fw} \leq H$):	0.00	[m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w):	10.00	[kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10.00	[kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Altezza della "tension crack" (H_t):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(H_t)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

* verifica in tensioni efficaci :

$$\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi' / (c' + \mu_q \mu'_w); \quad N = f(\lambda; \beta)$$

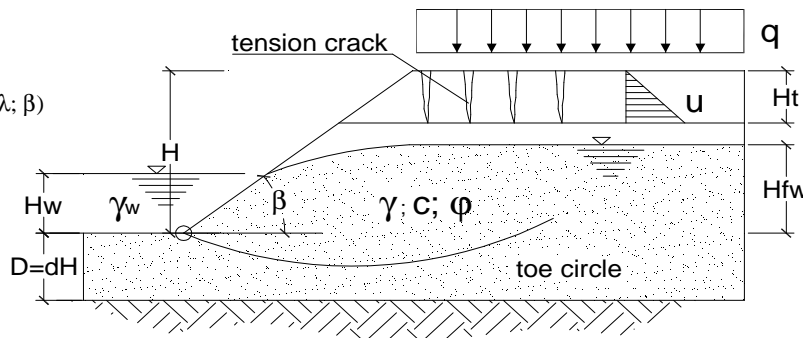
* verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$

* coeff. sovraccarico : $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$

* coeff. sommersione : $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$

* coeff. filtrazione : $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$

* coeff. tension crack : $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



Riepilogo coefficienti

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	λ	No
0.919	1.000	1.000	1.000	3.65	11.259

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c' / (\gamma H + q - \gamma_w H_w)$$

F_s = 1.44

Applicando il coefficiente parziale delle resistenze γ_R pertinente alla verifica di stabilità in argomento "R2" ($\gamma_{R2} = 1,1$) si ottiene, pertanto un coefficiente di sicurezza globale pari a:

$$F_s = 1,44 / 1,1 \cong 1,31 > 1,0$$

Il quale può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

FRONTE SCAVO H = 3,0 m – condizione A2+M2+R2

DATI DI INPUT:

Altezza complessiva del taglio (H):	3.00	[m]
Profondità del substrato (D)	-	[m]
(n.b. : quando $\phi' = 0$, la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio (β):	45.00	[°]
Coesione efficace netta (coefficiente M2) del terreno (c') (n.b.: $c' > 0$):	8.00	[kPa]
Angolo di attrito netto (coefficiente M2) del terreno (ϕ'):	25.00	[°]
Peso di unità di volume del terreno (γ):	19.00	[kN/m ³]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_{fw}) (n.b.: $H_{fw} \leq H$):	0.00	[m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w)	10.00	[kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10.00	[kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Altezza della "tension crack" (H_t):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(Ht)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

* verifica in tensioni efficaci :

$$\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi' / (c' + \mu_q \mu'_w); \quad N = f(\lambda; \beta)$$

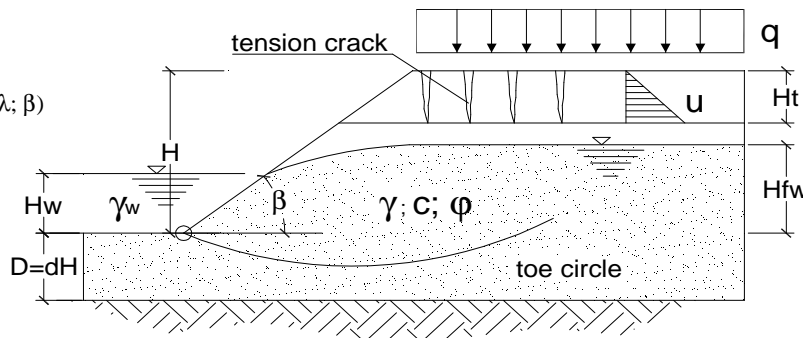
* verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$

* coeff. sovraccarico : $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$

* coeff. sommersione : $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$

* coeff. filtrazione : $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$

* coeff. tension crack : $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



Riepilogo coefficienti

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	λ	No
0.937	1.000	1.000	1.000	4.17	12.761

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c' / (\gamma H + q - \gamma_w H_w)$$

Fs = 1.43

Applicando il coefficiente parziale delle resistenze γ_R pertinente alla verifica di stabilità in argomento "R2" ($\gamma_{R2} = 1,1$) si ottiene, pertanto un coefficiente di sicurezza globale pari a:

$$FS = 1,43 / 1,1 \cong 1,30 > 1,0$$

Il quale può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

FRONTE SCAVO H = 3,5 m – condizione A2+M2+R2

DATI DI INPUT:

Altezza complessiva del taglio (H):	3.50	[m]
Profondità del substrato (D)	-	[m]
(n.b. : quando $\phi' = 0$, la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio (β):	42.00	[°]
Coesione efficace netta (coefficiente M2) del terreno (c') (n.b.:c' > 0):	8.00	[kPa]
Angolo di attrito netto (coefficiente M2) del terreno (ϕ'):	25.00	[°]
Peso di unità di volume del terreno (γ):	19.00	[kN/m ³]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_{fw}) (n.b.: $H_{fw} \leq H$):	0.00	[m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w)	10.00	[kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10.00	[kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Altezza della "tension crack" (H_t):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(H_t)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

* verifica in tensioni efficaci :

$$\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi' / (c' + \mu_q \mu'_w); \quad N = f(\lambda; \beta)$$

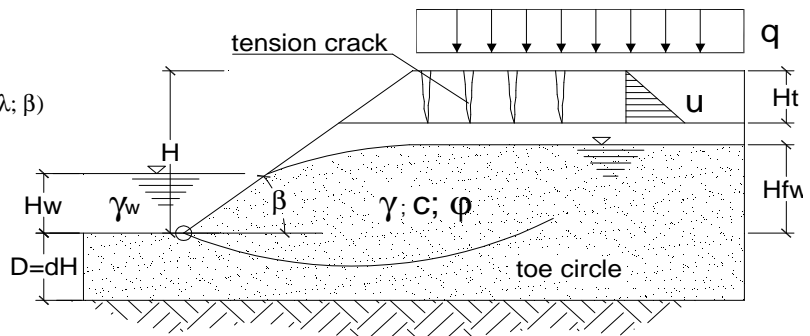
* verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$

* coeff. sovraccarico : $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$

* coeff. sommersione : $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$

* coeff. filtrazione : $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$

* coeff. tension crack : $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



Riepilogo coefficienti

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	λ	No
0.948	1.000	1.000	1.000	4.70	14.344

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c' / (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw})$$

F_s = 1.42

Applicando il coefficiente parziale delle resistenze γ_R pertinente alla verifica di stabilità in argomento "R2" ($\gamma_{R2} = 1,1$) si ottiene, pertanto un coefficiente di sicurezza globale pari a:

$$FS = 1,42 / 1,1 \cong 1,29 > 1,0$$

Il quale può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

FRONTE SCAVO H = 4,0 m – condizione A2+M2+R2

DATI DI INPUT:

Altezza complessiva del taglio (H):	4.00	[m]
Profondità del substrato (D)	-	[m]
(n.b. : quando $\phi' = 0$, la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio (β):	40.00	[°]
Coesione efficace netta (coefficiente M2) del terreno (c') (n.b.: $c' > 0$):	8.00	[kPa]
Angolo di attrito netto (coefficiente M2) del terreno (ϕ'):	25.00	[°]
Peso di unità di volume del terreno (γ):	19.00	[kN/m ³]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_{fw}) (n.b.: $H_{fw} \leq H$):	0.00	[m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w):	10.00	[kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10.00	[kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Altezza della "tension crack" (H_t):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(Ht)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

* verifica in tensioni efficaci :

$$\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi' / (c' + \mu_q \mu'_w); \quad N = f(\lambda; \beta)$$

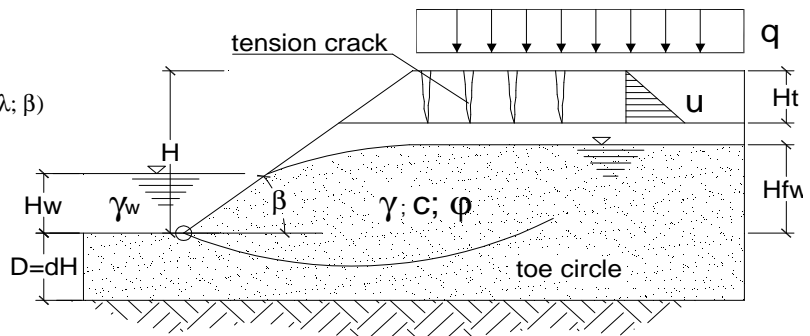
* verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$

* coeff. sovraccarico : $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$

* coeff. sommersione : $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$

* coeff. filtrazione : $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$

* coeff. tension crack : $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



Riepilogo coefficienti

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	λ	No
0.956	1.000	1.000	1.000	5.24	15.774

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c' / (\gamma H + q - \gamma_w H_w)$$

F_s = 1.40

Applicando il coefficiente parziale delle resistenze γ_R pertinente alla verifica di stabilità in argomento "R2" ($\gamma_{R2} = 1,1$) si ottiene, pertanto un coefficiente di sicurezza globale pari a:

$$FS = 1,40 / 1,1 \cong 1,27 > 1,0$$

Il quale può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

FRONTE SCAVO H = 5,0 m – condizione A2+M2+R2

DATI DI INPUT:

Altezza complessiva del taglio (H):	5.00	[m]
Profondità del substrato (D)	-	[m]
(n.b. : quando $\phi' = 0$, la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio (β):	35.00	[°]
Coesione efficace netta (coefficiente M2) del terreno (c') (n.b.: $c' > 0$):	8.00	[kPa]
Angolo di attrito netto (coefficiente M2) del terreno (ϕ'):	25.00	[°]
Peso di unità di volume del terreno (γ):	19.00	[kN/m ³]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_{fw}) (n.b.: $H_{fw} \leq H$):	0.00	[m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w)	10.00	[kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10.00	[kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Altezza della "tension crack" (H_t):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(Ht)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

* verifica in tensioni efficaci :

$$\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi' / (c' + \mu_q \mu'w); N = f(\lambda; \beta)$$

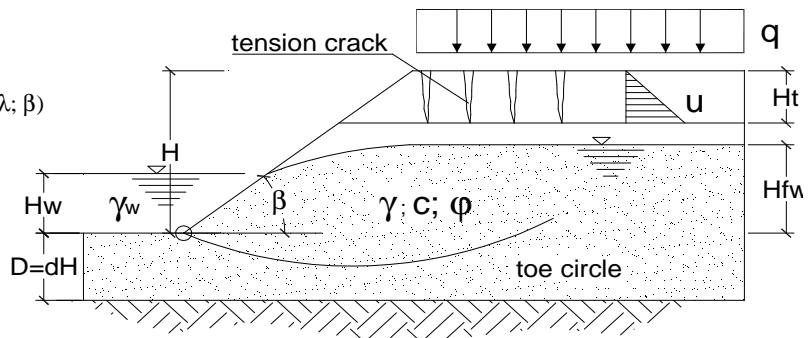
* verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$

* coeff. sovraccarico : $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$

* coeff. sommersione : $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$

* coeff. filtrazione : $\mu'w = f(\beta; H_{fw}/H)$

* coeff. tension crack : $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



Riepilogo coefficienti

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	λ	No
0.969	1.000	1.000	1.000	6.32	19.194

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c' / (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw})$$

F_s = 1.42

Applicando il coefficiente parziale delle resistenze γ_R pertinente alla verifica di stabilità in argomento "R2" ($\gamma_{R2} = 1,1$) si ottiene, pertanto un coefficiente di sicurezza globale pari a:

$$FS = 1,42 / 1,1 \cong 1,29 > 1,0$$

Il quale può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

FRONTE SCAVO H = 6,0 m – condizione A2+M2+R2

DATI DI INPUT:

Altezza complessiva del taglio (H):	6.00	[m]
Profondità del substrato (D)	-	[m]
(n.b. : quando $\phi' = 0$, la superficie critica risulta tangente al substrato, nel caso si volesse comunque verificare il cerchio di piede inserire "toe"; per $\phi' > 0$ essendo D non essenziale, inserire 0,00 o "-")		
Inclinazione media del taglio (β):	33.00	[°]
Coesione efficace netta (coefficiente M2) del terreno (c') (n.b.: $c' > 0$):	8.00	[kPa]
Angolo di attrito netto (coefficiente M2) del terreno (ϕ'):	25.00	[°]
Peso di unità di volume del terreno (γ):	19.00	[kN/m ³]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_{fw}) (n.b.: $H_{fw} \leq H$):	0.00	[m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w)	10.00	[kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q):	10.00	[kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (H_w) (n.b.: $H_w \leq H$):	0.00	[m]
Altezza della "tension crack" (H_t):	0.00	[m]
Presenza di acqua nella "tension crack" u(H_t)	no	[m]

VERIFICHE DI STABILITA':

* verifica in tensioni efficaci :

$$\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi / (c + \mu_q \mu'_w); \quad N = f(\lambda; \beta)$$

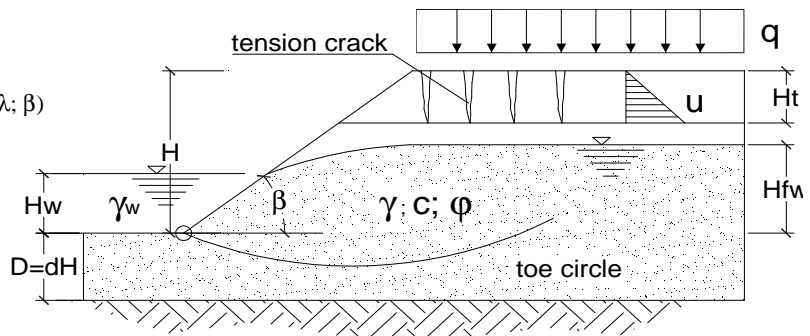
* verifica in tensioni totali : $N = f(\beta; d)$

* coeff. sovraccarico : $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$

* coeff. sommersione : $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$

* coeff. filtrazione : $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$

* coeff. tension crack : $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$



Riepilogo coefficienti

$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	λ	No
0.975	1.000	1.000	1.000	7.41	22.009

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = \mu_q \mu_w \mu_t N c / (\gamma H + q - \gamma_w H_w)$$

F_s = 1.38

Applicando il coefficiente parziale delle resistenze γ_R pertinente alla verifica di stabilità in argomento "R2" ($\gamma_{R2} = 1,1$) si ottiene, pertanto un coefficiente di sicurezza globale pari a:

$$FS = 1,38 / 1,1 \cong 1,25 > 1,0$$

Il quale può essere ritenuto compatibile con le situazioni cantieristiche di scavo provvisorio.

La tabella seguente riassume, infine, i risultati di calcolo e le verifiche geotecniche effettuate, le quali possono essere ritenute soddisfatte e, in tal senso, compatibili con le opere e i lavori in progetto:

SINTESI VERIFICHE FRONTI SCAVO		
Profondità di scavo [m]	Inclinazione media pareti di scavo [°]	F.S.
1,5 m	$\cong 60^\circ$	1,41 > 1,0
2,0 m	$\cong 55^\circ$	1,34 > 1,0
2,5 m	$\cong 50^\circ$	1,31 > 1,0
3,0 m	$\cong 45^\circ$	1,30 > 1,0
3,5 m	$\cong 42^\circ$	1.29 > 1,0
4,0 m	$\cong 40^\circ$	1.27 > 1,0
5,0 m	$\cong 35^\circ$	1.29 > 1,0
6,0 m	$\cong 33^\circ$	1.25 > 1,0

Tabella 12 – Risultati di calcolo e verifiche fronti scavo.

Si evidenzia che per tutti gli scavi caratterizzati da profondità, riferite alla sottofondazione in misto naturale, superiori di 3,0 circa dal piano campagna, è stato progettualmente previsto l'aggottamento e il drenaggio delle potenziali acque di falda e/o meteoriche e/o di eventuali colature tramite idoneo sistema well-point o sistema equivalente. Per le opere caratterizzate, invece, da scavi di profondità maggiore (compresa tra circa 4,0 m e circa 6,0 m da p.c.) è stato, inoltre, aggiuntivamente previsto il sostegno provvisorio degli stessi tramite paratie in micropali con il contestuale aggottamento e drenaggio delle potenziali acque di falda e/o meteoriche e/o di eventuali colature tramite idoneo sistema well-point o sistema equivalente.

In tal senso le verifiche dei fronti scavo svolte per profondità maggiori di 4,0 m sono da ritenersi puramente indicative in quanto supportati dalle paratie provvisionali in micropali trattate al paragrafo successivo.

5.5 Verifica di stabilità delle opere provvisionali a sostegno degli scavi

Il presente paragrafo riporta le verifiche relative alle opere provvisionali (paratie in micropali) progettualmente previste al fine del supporto provvisorio degli scavi caratterizzati da profondità superiori a 4,0 m, per i quali il semplice scavo in sezione, sia per ragioni di sicurezza che di spazi disponibili e interferenza con i manufatti del depuratore esistenti, non risulta applicabile in maniera adeguata e con sufficienti condizioni di sicurezza. In particolare, è previsto l'utilizzo di paratie in micropali \varnothing 180 mm, ad interasse 30 cm circa, costituiti da tubolari in acciaio classe S355JR, \varnothing 139,7 mm e sp. 8,0 mm con successivo riempimento in cls a bassa pressione, per i seguenti manufatti:

- Vasca di grigliatura e sollevamento impianto di depurazione: $h_{\text{paratia}} = 8,0$ m.
- Vasche di sollevamento impianti di Lido e Comuna: $h_{\text{paratia}} = 10,0$ m.

Le sopra elencate paratie saranno realizzate “a perdere” e, pertanto, non verranno rimosse al termine della costruzione delle opere.

5.5.1 Modellazione delle opere di sostegno e del terreno

Le verifiche geotecniche di stabilità sono state condotte sempre mediante l'utilizzo del codice di calcolo ad elementi finiti semplificato valutando il comportamento della paratia di sostegno non solo nella configurazione finale, ma anche nelle ipotetiche fasi intermedie che caratterizzano la costruzione dell'opera.

La metodologia generale di calcolo adottata è quella descritta ai paragrafi precedenti, ovvero quella dell'equilibrio limite, con l'obiettivo di valutare i fattori di sicurezza delle opere di sostegno secondo le combinazioni previste dal D.M. 14.01.2008.

Vista la semplicità e la provvisorietà dell'opera, il problema è trattato in stato di deformazione piana con la paratia modellata con una serie di elementi trave, ipotizzando, quindi, uno sviluppo indefinito dell'opera di sostegno provvisoria tanto da rendere ininfluenti gli effetti di bordo. Il calcolo è, quindi, riferito ad una striscia di paratia di lunghezza unitaria, con la rigidezza dell'opera EI riferita al metro lineare di profondità.

Il terreno è stato contestualmente modellato con un letto di molle elasto-plastiche alla “Winkler”, col fine di giungere alla stima della risposta strutturale dell'opera di sostegno in termini di deformazioni laterali subite dalla paratia sotto l'azione delle pressioni esercitate del terreno e dai sovraccarichi esterni applicati.

La figura seguente illustra lo schema geometrico generale di modellazione:

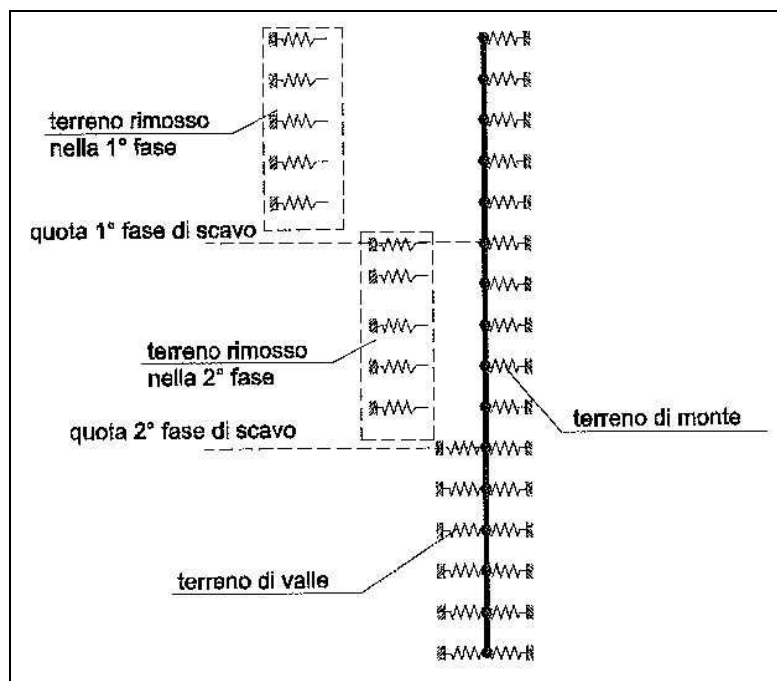


Figura 22 – Fattore riduttivo μ_t .

Le molle elasto-plastiche suddette sono caratterizzate da un coefficiente di reazione orizzontale k_s il quale dipende non solo dalle caratteristiche del terreno ma anche dalla deformabilità della paratia e dai gradi di vincolo, anche come conseguenza della reale interazione che esiste tra i diversi punti del terreno, modellato, invece, con molle indipendenti. In tal senso le molle assumono un comportamento elastico lineare, caratterizzato, appunto, da un coefficiente di reazione k_s , fino al raggiungimento del valore limite di tensione σ'_{max} , dopo di che ulteriori deformazioni sono accumulate dalla molla come deformazioni plastiche. La riduzione degli spostamenti riporta immediatamente la molla in campo elastico (si veda figura 23):

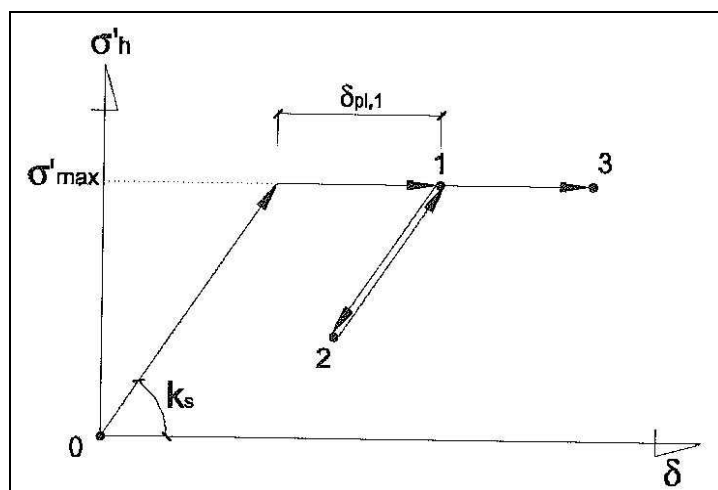


Figura 23 – Modello elasto-plastico ideale.

Nel caso specifico, saranno presenti due molle in ciascun nodo della paratia, una rappresentata dal terreno di monte e l'altra da quello di valle. Ciascuna molla parte da una tensione iniziale a deformazione nulla corrispondente alla tensione geostatica:

$$\sigma'_{h,o} = k_0 \cdot \sigma'_{v,o}$$

Il comportamento elastico è compreso tra i due limiti corrispondenti al raggiungimento delle tensioni limite attiva a passiva:

$$\sigma'_a = k_a \cdot \sigma'_v - 2c' \sqrt{k_a}$$

$$\sigma'_p = k_p \cdot \sigma'_v + 2c' \sqrt{k_p}$$

A seconda che il cinematismo della paratia porti a decomprimere o comprimere il terreno (*figura 24*):

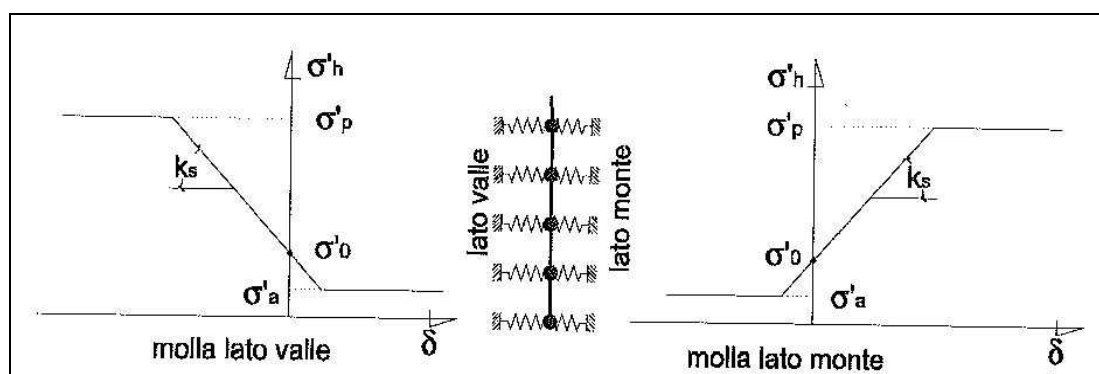


Figura 24 – Comportamento delle molle a monte e a valle della paratia.

Si osserva che, così come constatabile nel comportamento reale, lo spostamento necessario alla mobilitazione della spinta passiva risulta sensibilmente maggiore di quello per il quale si raggiunge la spinta attiva.

Questo simula il comportamento reale per il quale, in una struttura sottoposta a sollecitazioni iniziali che inducono deformazioni plastiche nel terreno, possono permanere deformazioni residue anche al cessare del carico. In *figura 25* è riportato l'esempio di una paratia a cui sia applicata e poi rimossa una forza orizzontale in testa.

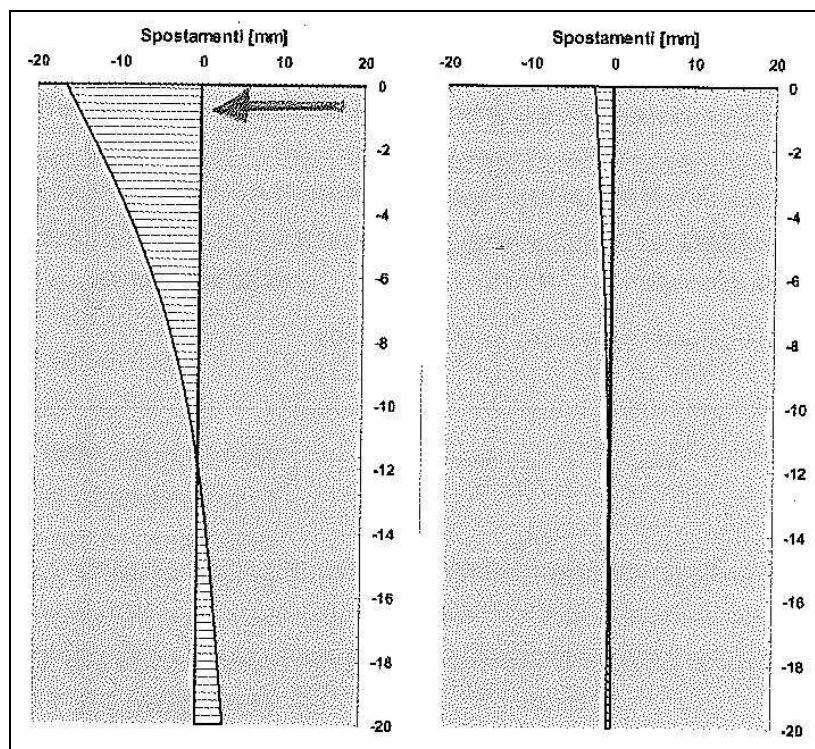


Figura 25 – Esempio di calcolo con modello elasto-plastico.

Per quanto riguarda la stima del **coefficiente di reazione orizzontale k_s** , sulla scorta delle risultanze dei sondaggi geotecnici preventivi effettuati in sito nonché delle stratigrafie disponibili, in prima approssimazione si è fatto, riferimento ai valori caratteristici proposti da *Bowles* (Fondazioni – 1988) e, quindi, alle correlazioni proposte da *Vesic* (1961) legando il modulo di reazione al modulo elastico del terreno E_s , con una relazione del tipo:

$$k_s = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \nu)}, \quad \text{con } \nu \text{ modulo di Poisson}$$

Ipotizzando una fascia di terreno “B” interessata dalla deformazione a monte e a valle della paratia, in condizioni di deformazione piana e nell’ipotesi che variazioni di tensione orizzontale non determinino variazioni di tensione verticale significative.

La determinazione di “B” è stata fatta con riferimento al metodo proposto da *Bauer* (1984) per terreni incoerenti (in analogia al metodo di *Peck*), finalizzato alla previsione dei cedimenti verticali del piano campagna a monte dell’opera di sostegno, in funzione della profondità di scavo e del grado di addensamento (densità relativa o angolo di attrito) del terreno. Si veda a tal proposito la figura seguente:

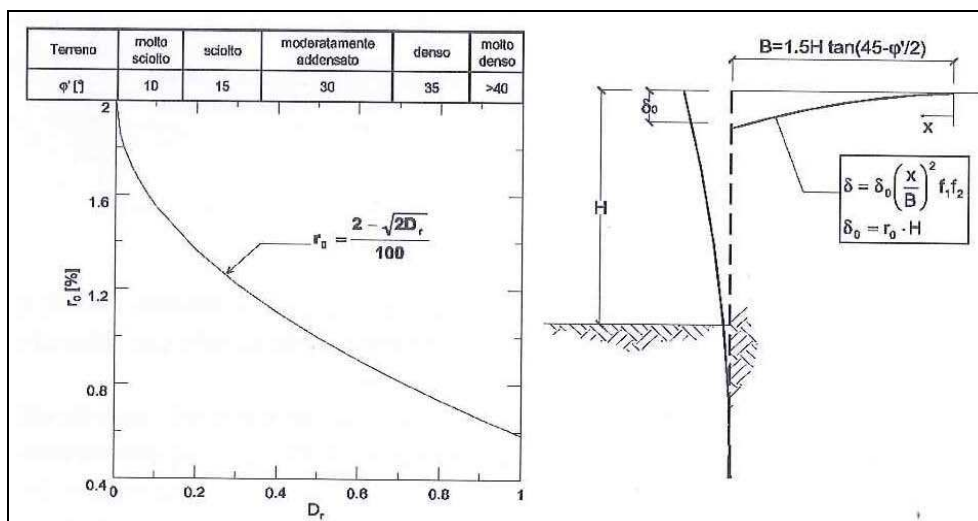


Figura 26 – Previsione dei cedimenti in terreni incoerenti – metodo di Bauer.

Terreno	k_s [kN/m ³]
Sabbia sciolta	4800÷16000
Sabbia mediamente compatta	9600÷80000
Sabbia compatta	64000÷128000
Sabbia argillosa mediamente compatta	32000÷80000
Sabbia limosa mediamente compatta	24000÷48000
Terreno argilloso	
$c_u \leq 200$ kPa	12000÷24000
$200 \leq c_u \leq 400$ kPa	24000÷48000
$c_u > 400$ kPa	> 48000

Tabella 13 – Valori caratteristici del modulo di reazione orizzontale – Bowles.

In relazione alla stima dei parametri geomeccanici del terreno riportati al *paragrafo 3.1* della presente relazione si possono stimare i seguenti valori di k_s , variabili in funzione della profondità:

H [m]	ϕ	k_s [kN/m ³]
2,0	28°	$\cong 10000$
4,4	30°	$\cong 25000$
5,5	30°	$\cong 30000$

Tabella 14 – Stima di k_s .

Oltre al legame che esprime il comportamento elasto-plastico è definita una funzione di plasticità che esprime i confini entro cui il punto generico di tensione σ'_v σ'_h (stress-point) deve rientrare (vedasi la *figura 27* sottostante). Si definisce, inoltre, una legge di incrudimento

	\mathcal{A}	\mathcal{B}	\mathcal{C}
--	---------------	---------------	---------------

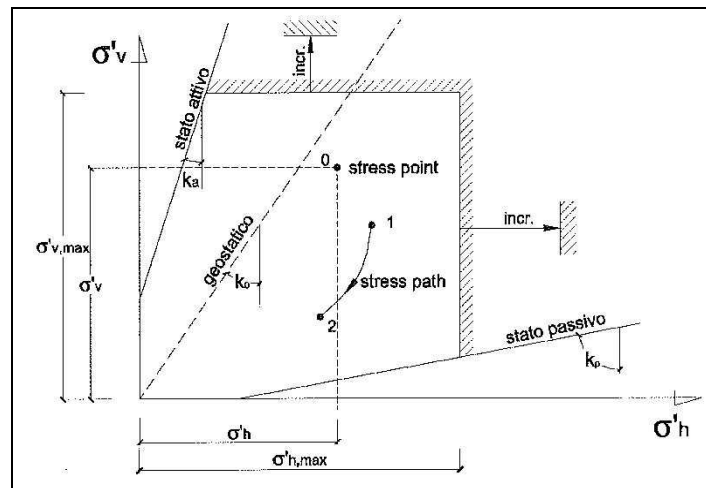


Figura 27 – Piano delle tensioni.

Le linee di rottura attiva e passiva definiscono i limiti di tensione raggiungibili, ma non superabili, dal terreno e, quindi, individuano la zona del piano delle tensioni in cui è possibile avere degli stress-point. Se lo stato tensionale è all'interno di questa regione il comportamento è di tipo elastico, pertanto la risposta tensionale è legata al modulo di reazione orizzontale assegnato. Le linee che individuano le massime tensioni orizzontali e verticali raggiunte dall'elemento nel corso della sua storia tensionale definiscono la regione entro cui lo stress-path si muove con leggi di carico-scarico e il percorso tensionale può muoversi all'esterno di tali limiti seguendo la legge di incrudimento.

Se lo stress-path raggiunge, invece, una delle due curve di rottura attiva o passiva, il terreno si trova in condizioni limite e la tensione esercitata risulta costante, indipendentemente dalle deformazioni orizzontali, e legata esclusivamente ai parametri di resistenza espressi mediante i coefficienti di spinta attiva e passiva e la coesione. In *figura 28* sono riportati due possibili percorsi tensionali per un materiale incoerente che portano il terreno in stato attivo con il ritorno in campo elastico (percorso 0-1-2) e in stato passivo (percorso 3-4):

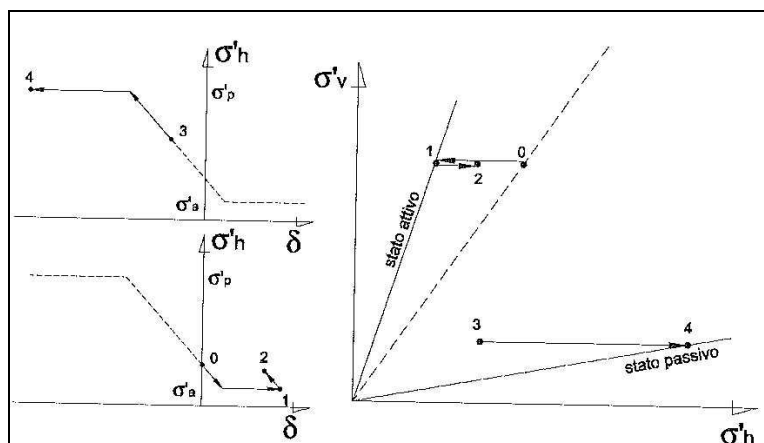


Figura 28 – Corrispondenza tra stress-path e curve tensione-deformazione.

Con riferimento alla figura 29. Se lo stress-point si trova, quindi, su di una delle due rette limite $\sigma'_{v,max}$ o $\sigma'_{h,max}$, aumenti della tensione verticale comportano aumenti della tensione orizzontale legati al coefficiente di spinta a riposo k_0 . Se lo stress-path si sviluppa, invece, all'interno del dominio, il terreno si comporta come sovra consolidato. Il coefficiente di spinta a riposo, in questi casi, si esprime con relazioni del tipo:

$$k_0^{OC} = k_0^{NC} (R_{OC})^\alpha$$

In questi casi si ipotizza che la variazione tensionale sia assimilabile a quella che si ha in condizioni edometriche (percorsi 0-2, 3-3', 5-5', 7-7').

Se lo stress-path raggiunge uno dei due limiti di tensione suddetti le ulteriori variazioni di tensione saranno legate al coefficiente di spinta a riposo k_0 (percorsi da 3 a 4 e da 5 a 6).

Se il percorso tensionale raggiunge, invece, una delle due curve di rottura, le ulteriori variazioni di tensione saranno legate alla legge di rottura (da 7 a 8).

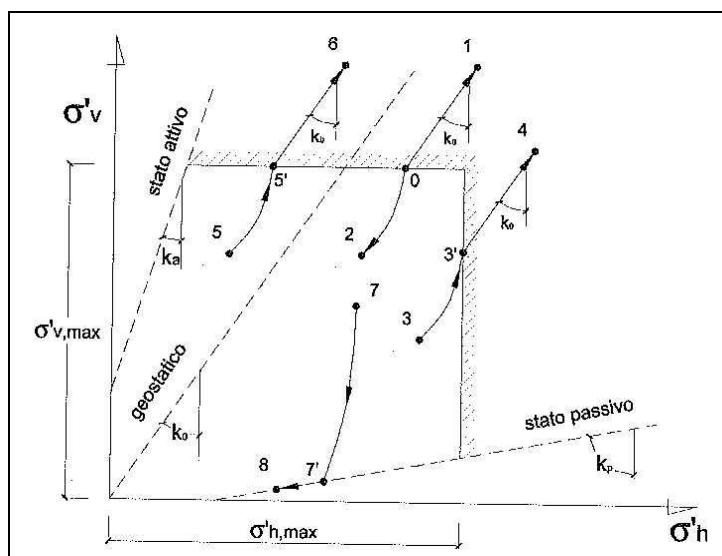


Figura 29 – Stress-path e deformazione laterale impedita.

Per quel che riguarda il coefficiente α da utilizzare nella relazione:

$$k_0^{OC} = k_0^{NC} (R_{OC})^\alpha$$

Esso, in riferimento alle normativa in vigore, è generalmente posto pari a 0,5. Per terreni sabbiosi tale valore è, comunque, influenzato dalla densità relativa DR, come illustrato in figura 30 (Bellotti *et al.*, 1985):

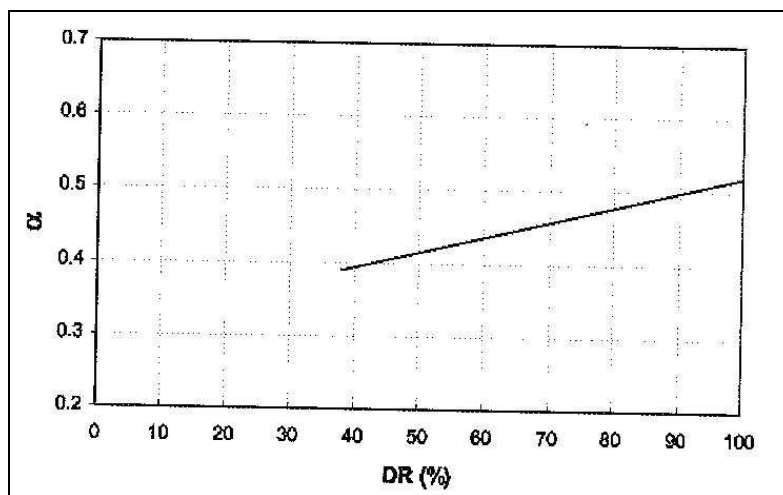


Figura 30 – Legge di variazione del parametro α per terreni incoerenti con la densità relativa.

In relazione alla stima dei parametri geomeccanici del terreno riportati al *paragrafo 3.1*, per il sito di intervento, si può stimare un valore DR pari al 50%, si ottiene un valore di α pari a circa 0,4.

Le verifiche svolte sono state, quindi, finalizzate ad accertare che:

- gli spostamenti in esercizio dell'opera provvisoria in progetto siano compatibili con la sua funzionalità cantieristica e con le condizioni di sicurezza degli scavi, mantenendosi sempre entro un valore limite di circa $5 \div 6$ cm ($\cong 1/100$ H);
- le massime tensioni indotte sulle mebrature della paratia risultino inferiori rispetto ai valori ammissibili dell'acciaio impiegato per la loro realizzazione: S355 (acciaio tipo Fe 510 – tensione di snervamento 355 N/mm^2).

La modellazione ha fatto riferimento ai parametri geotecnici del terreno riportati al *paragrafo 3.1*, e a condizioni drenate. Si ribadisce a tal proposito che durante le varie fasi di scavo e di realizzazione dei manufatti in c.a. caratterizzati da una maggiore profondità, riferite alla sottofondazione in misto naturale (superiori a 3,0 m circa da p.c.), dovrà essere previsto il drenaggio e l'agottamento provvisorio delle acque di falda e/o meteoriche e/o di eventuali

colature utilizzando un adeguato sistema well-point o sistema equivalente. Il livello di falda nelle presenti e specifiche verifiche è stato, pertanto, considerato sempre al di sotto e/o non interferente con la quota di scavo.

Le pressioni dell'acqua sull'opera di sostegno sono state determinate per mezzo di un *flow-net monodimensionale semplificato*, immaginando cioè un'unica linea di flusso a ridosso dell'opera, sulla base della legge di Darcy ($v = k \times i$) assumendo un coefficiente di permeabilità pari a circa $10^{-5} \div 10^{-6}$ cm/s (limo-sabbioso).

5.5.2 Fasi di analisi

Le fasi di analisi della modellazione dello scavo sono le seguenti:

- **Fase zero:** la simulazione numerica di un generico problema geotecnico richiede generalmente che sia prevista una fase zero coincidente con la configurazione geostatica a riposo nella quale viene riprodotto lo stato tensionale supposto esistente nel terreno prima di ogni intervento. La configurazione zero deve prevedere uno step di carico in cui tutti gli elementi terreno siano presenti e bilanciati tra monte e valle; la quota di scavo coincide inoltre con la quota del piano di campagna e la freatica a monte e a valle sono alla stessa quota. La soluzione relativa a questo primo step porta ad un campo di spostamenti nodali ovunque nullo e quindi ad uno stato tensionale nullo negli elementi trave che simulano i diaframmi. Negli elementi terreno vi sarà per contro uno stato tensionale non nullo ma relativo a condizioni indisturbate, cioè la pressione verticale funzione della quota del piano di campagna e dei sovraccarichi ed una pressione orizzontale legata alla precedente attraverso il coefficiente di spinta a riposo. Alla pressione orizzontale così calcolata si sommano gli effetti di pressioni iniziali dovute a sovraccarichi concentrati calcolate sulla base di formule della teoria dell'elasticità. Si suppone in pratica che l'inserimento della parete, prima dello scavo, perturbi di poco lo stato tensionale nel terreno.
- **Una o più fasi di scavo:** un passo dell'analisi incrementale coincidente con l'abbassamento della quota di fondo scavo viene simulato come segue. Viene assegnata, per questo passo, una quota di fondo scavo inferiore a quella dei passi precedenti. Il codice di calcolo rimuove automaticamente gli elementi terreno al di sopra della quota di fondo scavo, perturbando la configurazione di equilibrio nella fase precedente. L'equilibrio viene ristabilito, con una procedura iterativa, a prezzo di una variazione del quadro deformativo. Se non è possibile raggiungere una nuova

configurazione rispettosa sia dell'equilibrio che della condizione di rottura del terreno, il processo iterativo non converge. Durante le fasi di scavo, può essere prescritto l'abbassamento della freatica all'interno dello scavo. In tutte le fasi di scavo è stata prevista l'applicazione di un sovraccarico distribuito di intensità pari a 5,0 kN/m² a lato scavo, per simulare lo stazionamento e il transito di mezzi d'opera e/o materiali / attrezzature durante le fasi costruttive di cantiere, oltre al transito veicolare sull'adiacente carreggiata stradale.

5.5.3 Coefficienti di spinta attiva, passiva e a riposo

Nell'analisi all'equilibrio limite, il programma determina dapprima su quale lato si genera la spinta attiva; successivamente esamina se la superficie del terreno presenta lo stesso angolo di inclinazione su entrambi i lati. In tal caso, viene utilizzata l'equazione teorica esatta. Se la superficie del terreno è irregolare, il programma utilizza il metodo dei cunei sul lato in cui si rende necessario. Le pressioni orizzontali dovute al terreno sono calcolate in modo da tenere in conto tutti gli effetti, incluso l'attrito terra-muro.

I valori di k_a e k_p sono calcolati automaticamente in ogni fase ipotizzando un angolo d'attrito terra-parete non nullo, col metodo di Coulomb secondo le seguenti equazioni:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' + i)}{\cos(\beta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

dove:

h = altezza della parte interrata di parete;

φ' = angolo di resistenza a taglio che caratterizza il terreno;

β è l'inclinazione del paramento dell'opera di sostegno rispetto alla verticale;

δ è l'angolo di attrito tra parete (paratia) e terreno;

i è l'inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale.

Quando il profilo del terreno è irregolare, il programma calcola il coefficiente di spinta attiva e passiva applicando il metodo di Coulomb iteratamente a ciascun tratto caratterizzato dalla stessa pendenza. Questa procedura è chiamata, appunto, “*metodo dei cunei*” e fornisce i coefficienti che massimizzano e minimizzano, rispettivamente, la spinta a monte e a valle. Si vedano, al tal proposito le figure seguenti:

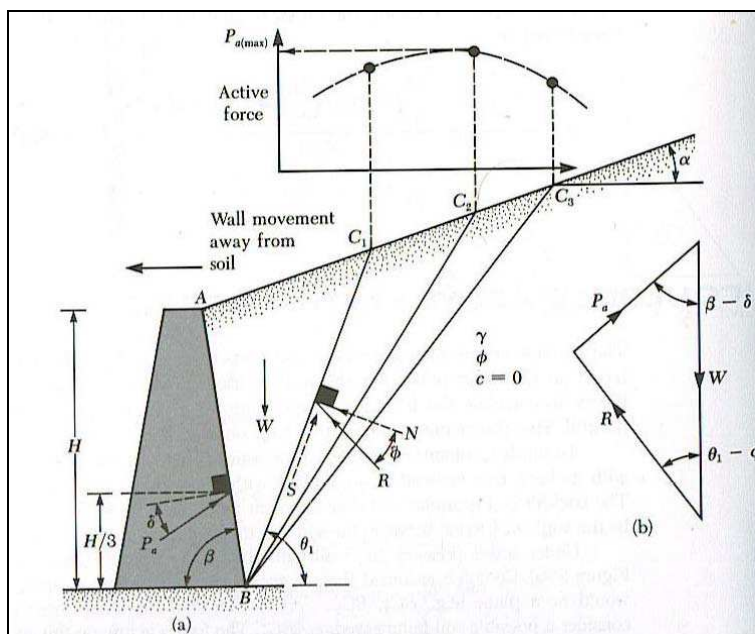


Figura 31 – Ricerca del cuneo di spinta attiva col metodo di Coulomb.

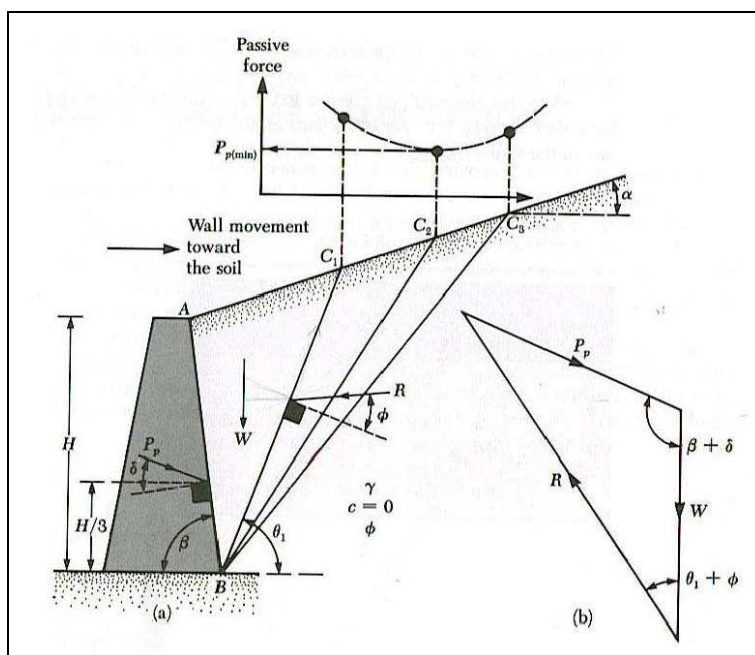


Figura 32 – Ricerca del cuneo di spinta passiva col metodo di Coulomb.

Il coefficiente k_p può essere calcolato anche con il metodo di Lancellotta (NAVFAC – 1971).

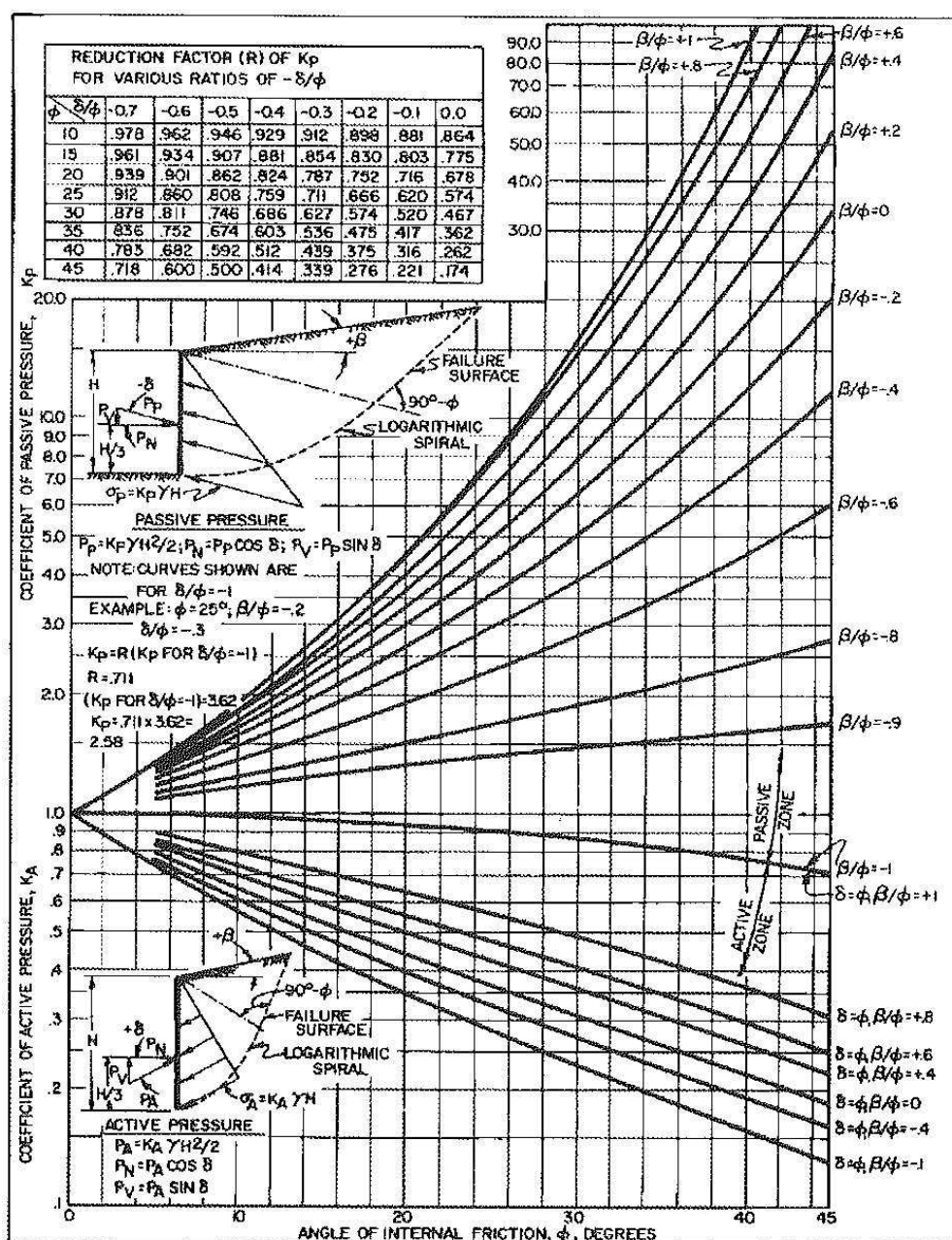


Figura 33 – Grafico NAVFAC (1971) per il calcolo dei coefficienti di spinta del terreno.

Il coefficiente di spinta a riposo è, infine, calcolato secondo la seguente nota espressione (Jaky – 1936):

$$k_0 = (1 - \sin \phi')$$

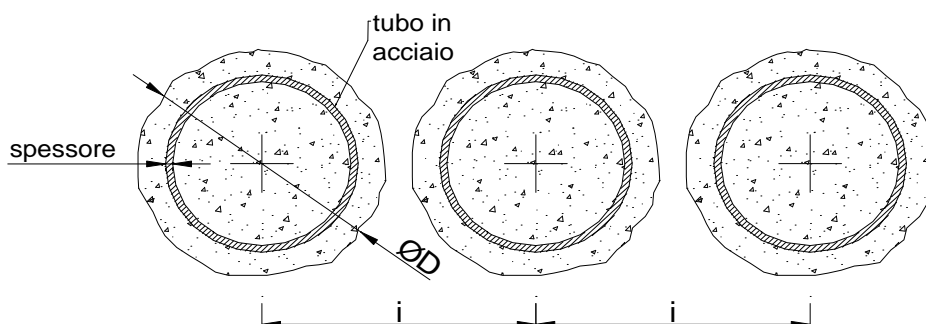
5.5.4 Risultati ottenuti

Con riferimento agli elaborati grafici di progetto, alle previsioni progettuali e sulla base dei criteri di modellazione e di verifica descritti ai paragrafi precedenti si riportano, quindi, nel seguito i risultati ottenuti per le condizioni di verifica più critiche pertinenti alla **condizione A2+M2+R2**, prevedendo, quindi, l'opportuna riduzione dei parametri geotecnici del terreno e delle resistenze, e per la fasi di scavo alla massima profondità.

Si evidenzia che trattandosi di opere provvisorie la cui durata progettualmente prevista è inferiore ai 2 anni, in relazione a quanto previsto al *paragrafo 2.4.1* delle N.T.C.-2008, nei calcoli non sono state considerate le azioni e le verifiche di tipo sismico.

Si riporta nel seguito il calcolo dell'inerzia equivalente della sezione delle paratie in progetto.

Valutazione Inerzia e Spessore Equivalente Paratia Berlinese in Micropali o Jetting



GEOMETRIA

Diametro micropali o jetting	D	180 [mm]
Raggio	R	90 [mm]
Interasse	i	300 [mm]
Area sezione	A	25446,9 [mm ²]
Inerzia iniezione	I	5,153E+07 [mm ⁴]

Diametro tubo d'armatura	Da	139,7 [mm]
Spessore tubo d'armatura	s	8 [mm]
Area armatura	Aa	3310,0 [mm ²]
Inerzia armatura	Ia	7,203E+06 [mm ⁴]

MATERIALI

malta di iniezione

	C25/30	
Resistenza cubica	Rck	30 [MPa]
Resistenza cilindrica	fck	25 [MPa]
Resistenza cilindrica media	fcm	33 [N/mm ²]
Modulo elastico	Ecls	31476 [N/mm ²]

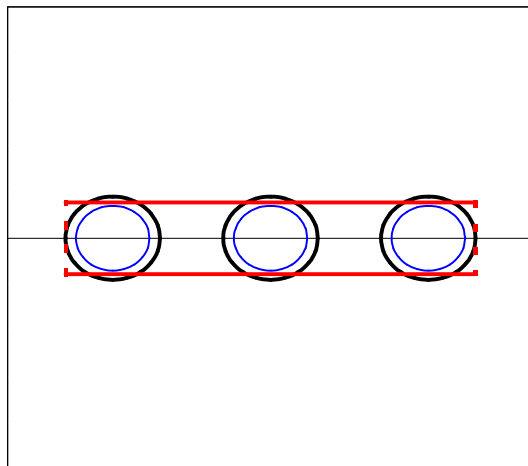
Acciaio

Modulo elastico armatura	Ea	210000 [MPa]
--------------------------	----	--------------

- omogeneizza alla malta
- omogeneizza all'armatura

Rigidezza complessiva	EI	9,69 [MN m ²]
------------------------------	----	---------------------------

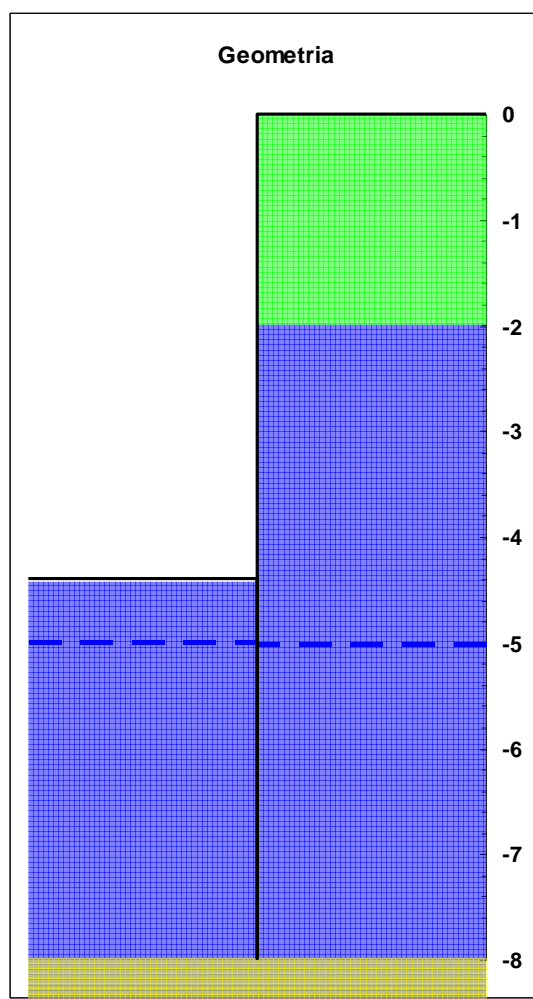
Spessore equivalente	Seq	154,6 [mm]
-----------------------------	-----	------------



VASCA DI SOLLEVAMENTO INIZIALE IMPIANTO DI DEPURAZIONE

PARATIA IN MICROPALI L = 8,0 m, H scavo = 4,4 m

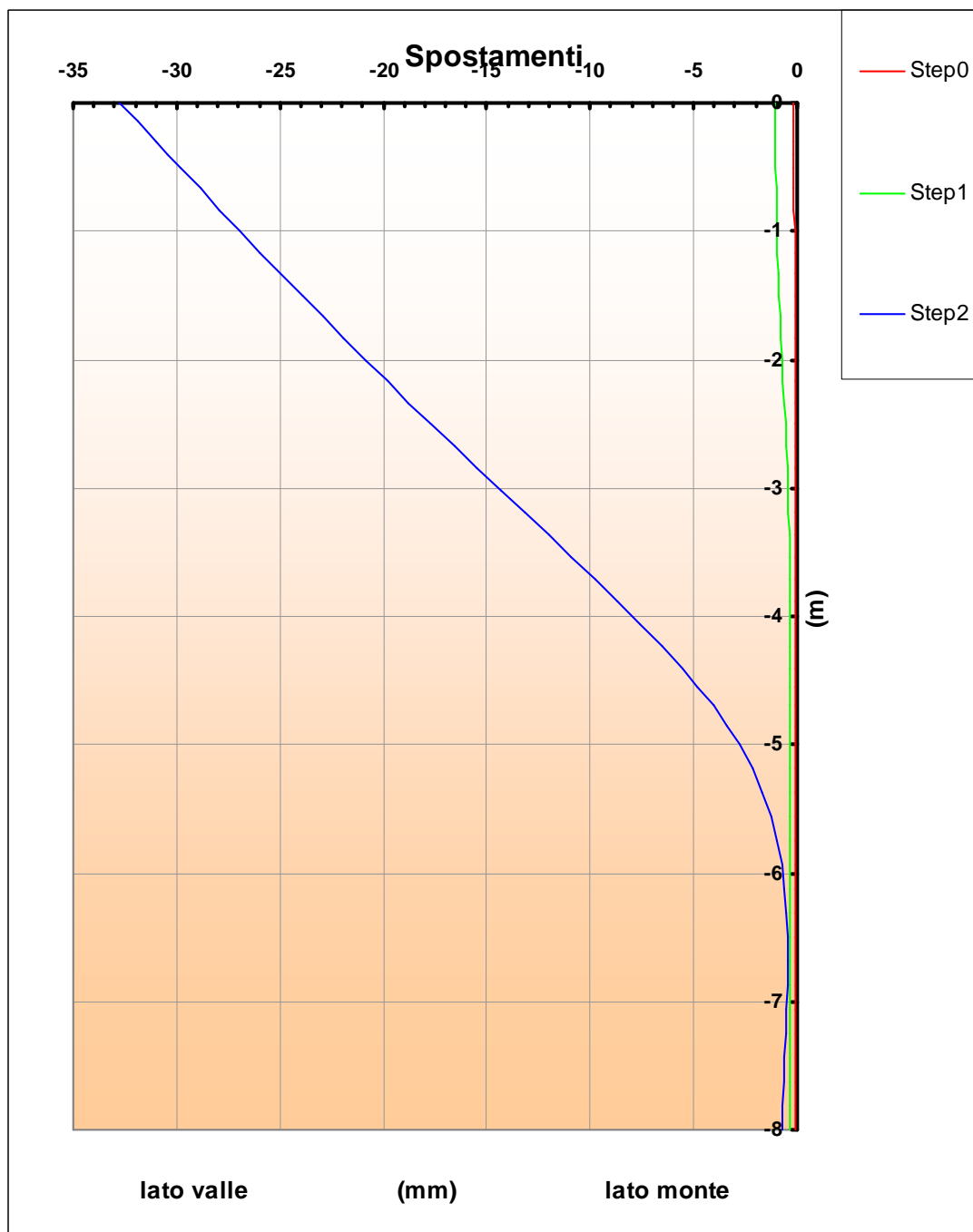
La paratia, come detto, sarà costituita da micropali \varnothing 180 mm ad interasse di 30 cm, aventi lunghezza pari a m 8,0 e sarà dotata di trave di irrigidimento e coronamento superiore in c.a.. La geometria di scavo è la seguente:

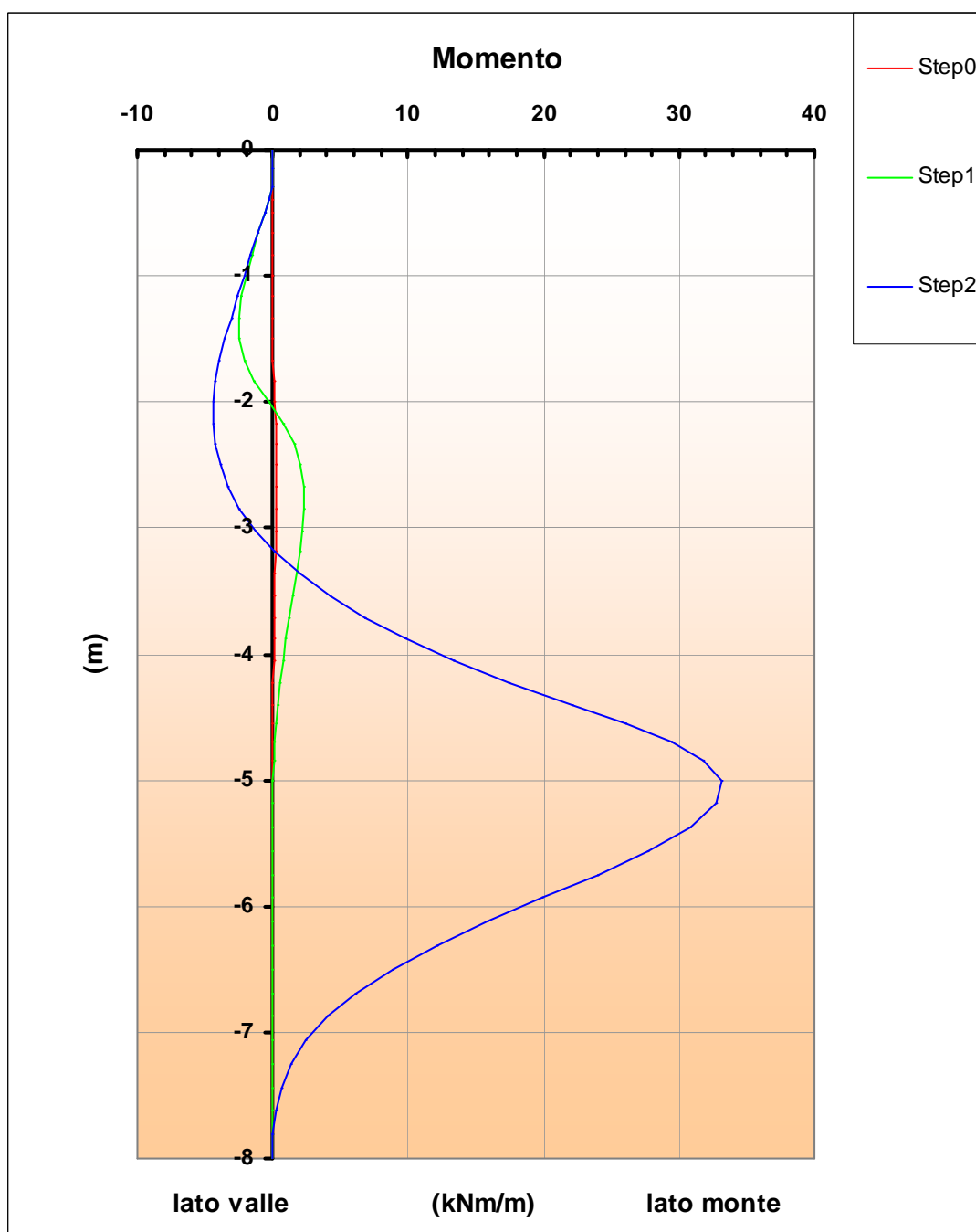


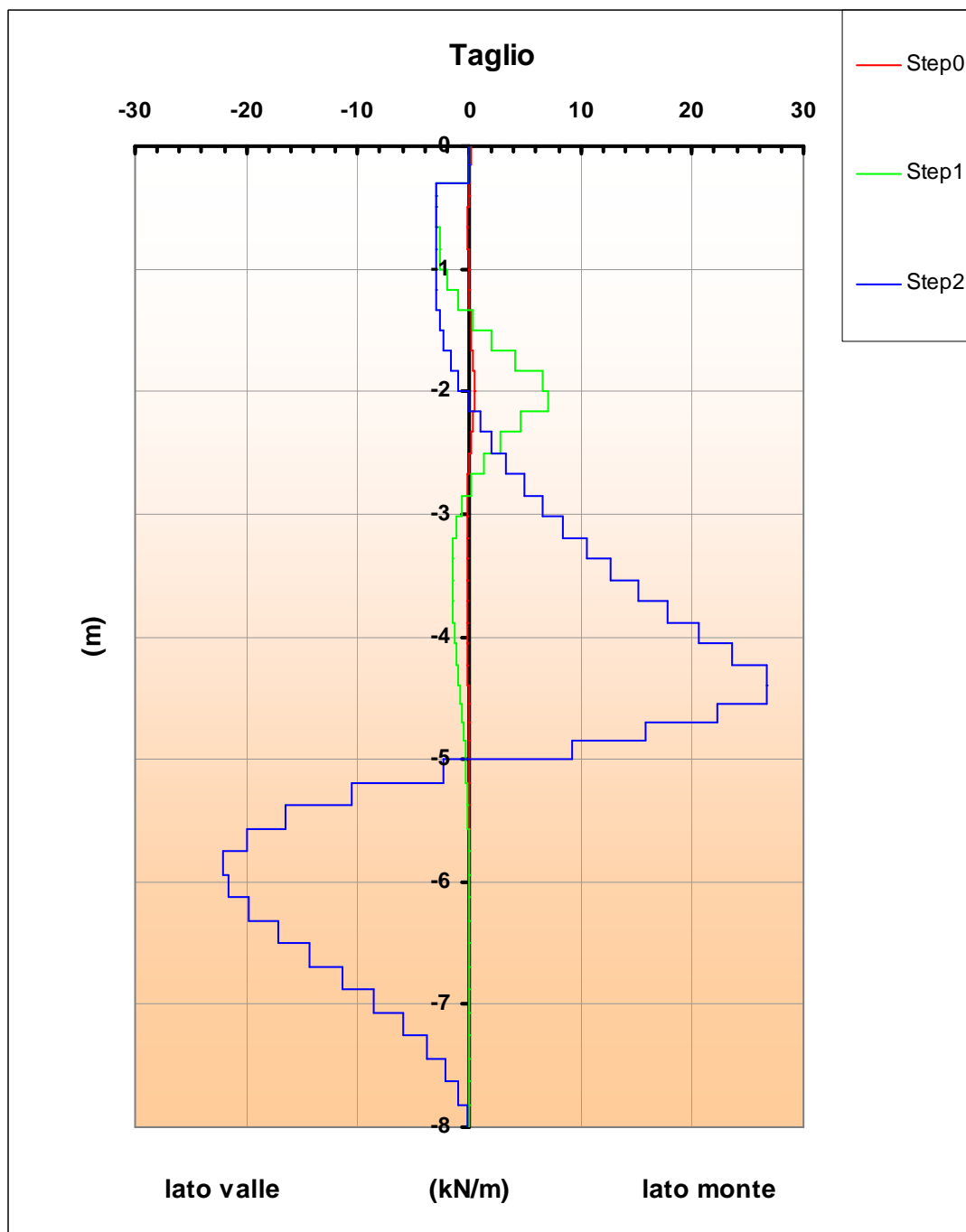
strati terreno	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	φ (°)	c (kPa)	k (m/s)	k_0 (-)	k_a (-)	k_p (-)	k_s (kN/m ³)	α (-)
p.c.=strato 1	0,00	19,0	21,0	23	8	1,00E-06	0,57	0,36	3,50	10000	0,4
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	-2,00	19,0	21,0	25	8	1,00E-06	0,53	0,32	5,00	25000	0,4
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	-10,00	19,0	21,0	25	8	1,00E-06	0,50	0,30	6,00	30000	0,4

Tabella 15 – Parametri del terreno cond. A2+M2+R2 utilizzati nel modello di calcolo della paratia.

Si riportano, quindi, nel seguito, i grafici di sintesi relativi all'involuppo degli spostamenti, dei momenti flettenti e degli sforzi di taglio sulla paratia.



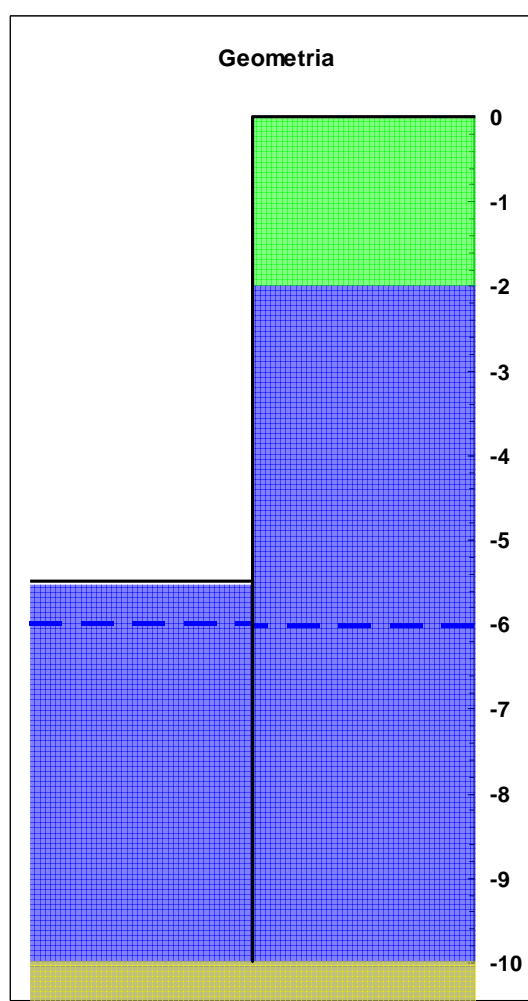




VASCHE IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO DI LIDO E COMUNA

PARATIA IN MICROPALI L = 10,0 m, H scavo = 5,5 m

La paratia, come detto, sarà costituita da micropali \varnothing 180 mm ad interasse di 30 cm, aventi lunghezza pari a m 10,0 e sarà dotata di trave di irrigidimento e coronamento superiore in c.a. e di trave perimetrale di contrasto in acciaio classe S275 con profilato HEA 160, posata a circa - 3,0 m dalla testa dei pali, ovvero a circa 2,5 m dal fondo scavo. La geometria di scavo è la seguente:

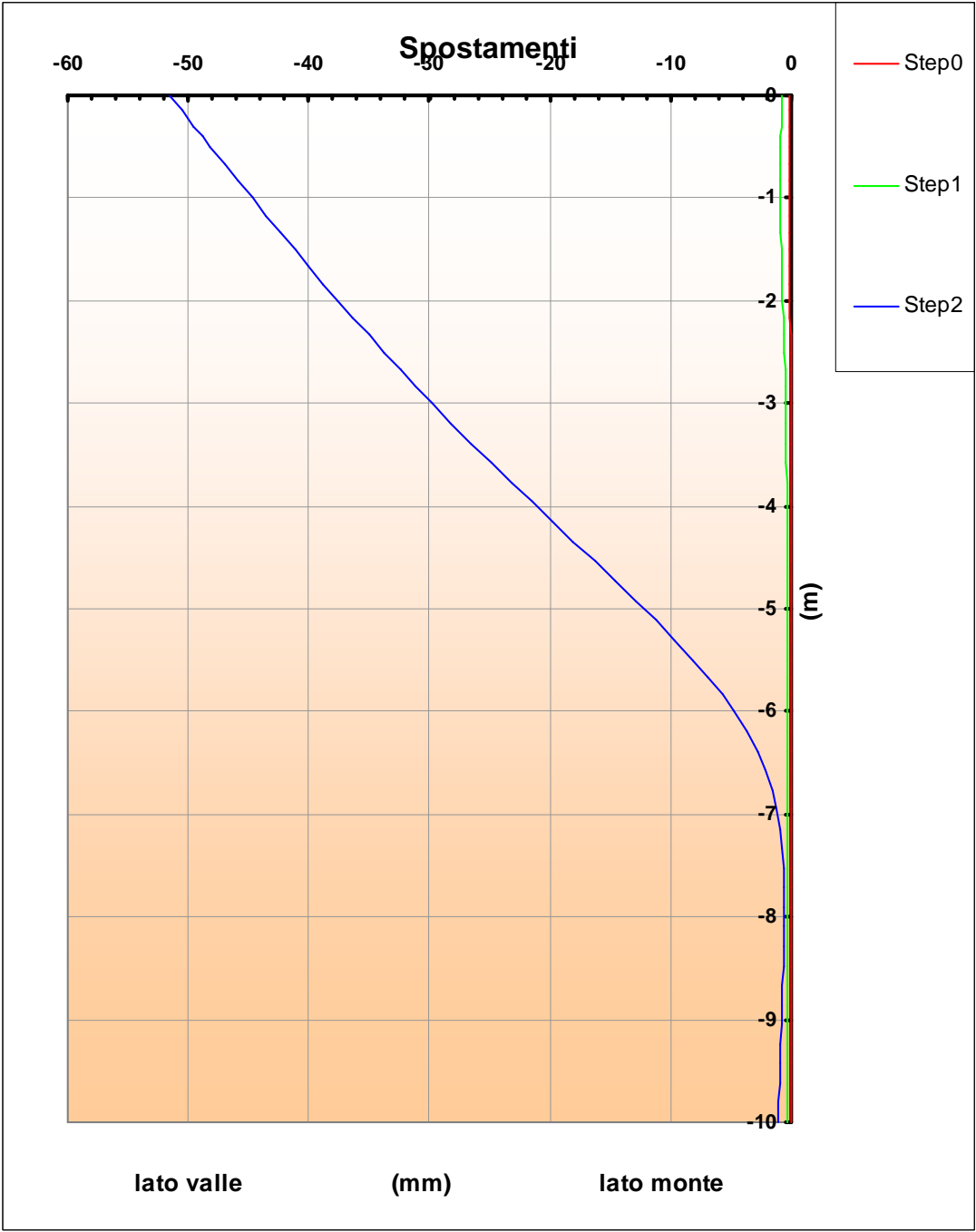


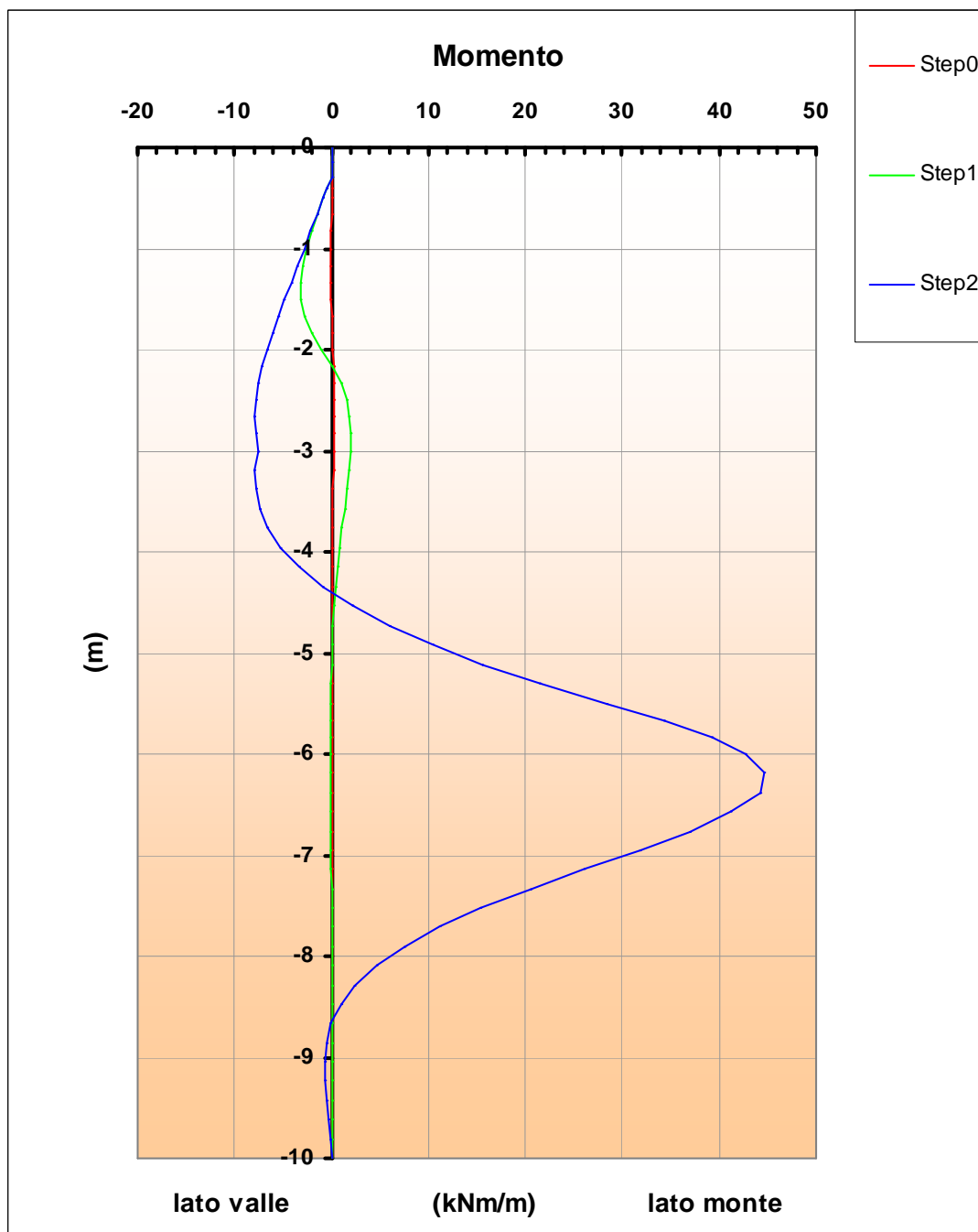
strati terreno	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	k (m/s)	k_0 (-)	k_a (-)	k_p (-)	k_s (kN/m ³)	α (-)
p.c.=strato 1	0,00	19,0	21,0	23	10	1,00E-06	0,57	0,36	3,50	10000	0,4
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	-2,00	19,0	21,0	25	10	1,00E-06	0,53	0,32	5,00	25000	0,4
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	-12,00	19,0	21,0	25	10	1,00E-06	0,50	0,30	6,00	30000	0,4

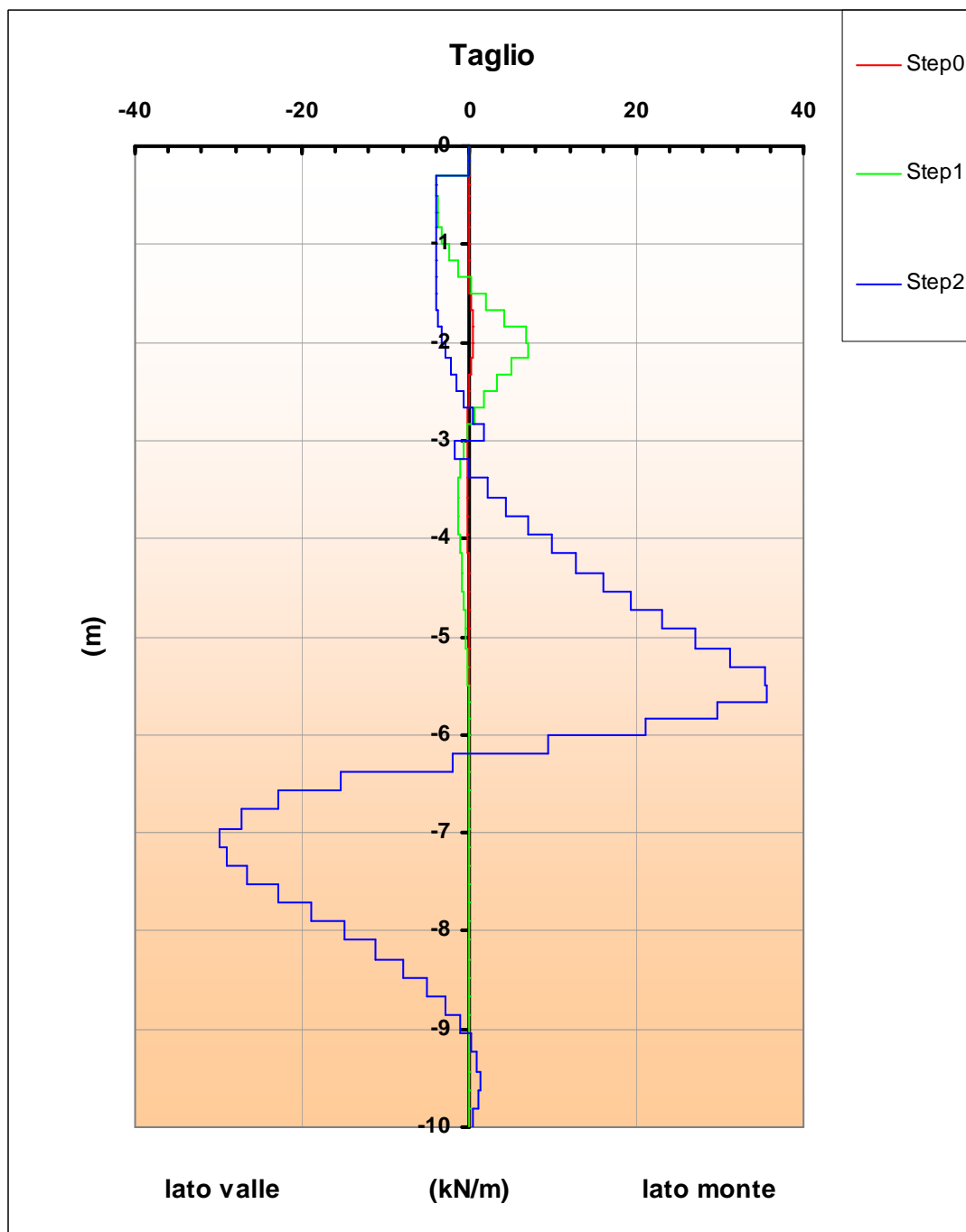
Tabella 16 – Parametri del terreno cond. A2+M2+R2 utilizzati nel modello di calcolo della paratia.

Si riportano, quindi, nel seguito, i grafici di sintesi relativi all'involuppo degli spostamenti, dei

momenti flettenti e degli sforzi di taglio sulla paratia.







Le tabelle seguenti riassumono, infine, i risultati di calcolo e le principali verifiche geotecniche e strutturali per le opere di sostegno provvisoria in argomento, le quali possono essere ritenute soddisfatte e, in tal senso, compatibili con le esigenze cantieristica dei lavori:

PARATIA H 8,0 m – sollevamento iniziale depuratore

Risultati	
Spostamento massimo	0,0 [mm]
Spostamento minimo	-32,7 [mm]
Momento massimo	33,2 [kN m]
Momento minimo	-4,4 [kN m]
Taglio	26,8 [kN]

SINTESI PRINCIPALI VERIFICHE		
Spostamento massimo [cm]	Spostamento ammissibile [cm]	Verifica
≅ 3,3	≅ 5,0	soddisfatta
Momento flettente di calcolo Md [kNm]	Momento flettente resistente Mr [kNm]	Verifica
33,2	87,0	soddisfatta

PARATIA H 10,0 m – sollevamenti di Lido e Comuna

Risultati	
Spostamento massimo	0,0 [mm]
Spostamento minimo	-51,6 [mm]
Momento massimo	44,6 [kN m]
Momento minimo	-7,9 [kN m]
Taglio	35,5 [kN]

SINTESI PRINCIPALI VERIFICHE		
Spostamento massimo [cm]	Spostamento ammissibile [cm]	Verifica
≅ 5,1	≅ 6,0	soddisfatta
Momento flettente di calcolo Md [kNm]	Momento flettente resistente Mr [kNm]	Verifica
44,6	87,0	soddisfatta

6. Considerazioni e prescrizioni tecnico-operative

A seguito delle indagini geognostiche svolte, delle considerazioni di natura geolitologica e morfologica riportate nella *Relazione geologica* allegata al progetto definitivo in data ottobre 2008 nonché dalle verifiche geotecniche condotte e descritte nella presente relazione, si possono fornire le seguenti considerazioni e prescrizioni di natura tecnica ed operativa, alle quali riferirsi durante l'esecuzione dei lavori:

- L'intervento in progetto prevede l'esecuzione di strutture in c.c.a. parzialmente interrato e di alcuni locali tecnici ad un piano fuori terra per i quali sono necessari scavi aventi profondità variabile da circa 1,5 m a circa 6,0 m.
- Non sono state individuate particolari situazioni di rischio dovute alla presenza di zone potenzialmente instabili o soggette a cedimenti localizzati, trattandosi di terreno di riporto per la parte più superficiale e matrice prevalentemente sabbiosa-ghiaiosa dai 2,0 m di profondità circa in poi, già oggetto, sino a circa 3,0 m di pregressi interventi di scavo per la realizzazione delle vasche e dei manufatti del depuratore esistente. In ogni caso durante l'esecuzione dei lavori occorrerà valutare attentamente l'eventuale presenza di localizzate situazioni di rischio per le maestranze ed adottare tutte le misure necessarie alla messa in sicurezza dell'area di cantiere.
- Al fine di garantire la sicurezza delle maestranze occorrerà eseguire i lavori lontano dai periodi piovosi caratterizzati da precipitazioni meteoriche intense e/o eventi improvvisi, che possano innescare cedimenti e/o scivolamenti dei fronti scavo. In fase di esecuzione delle opere si dovrà, pertanto, porre la massima attenzione alla stabilità dei fronti di scavo evitando di intervenire con scavi aperti nei periodi piovosi e adottando tutte le cautele per il loro sostegno.
- Si evidenzia, inoltre, che, per scavi in trincea a fronte semi-verticale, di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza, anche temporanea, di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti e vasche esistenti (sollevamento iniziale, vasca di ossidazione "B", ecc.), in dipendenza da situazioni a valenza locale, in fase di cantierizzazione ed esecuzione delle opere, potranno essere impartite da parte della Direzione Lavori e dal Coordinatore per la Sicurezza in Esecuzione, ove ritenuto necessario, prescrizioni particolari circa eventuali ulteriori accorgimenti da adottare per la risoluzione di situazioni di dettaglio, anche con riferimento alle effettive condizioni del terreno in sito al momento dei lavori, quali il

ricorso a sagomatura e/o alla diminuzione dell'inclinazione delle pareti di scavo oppure all'armatura e/o puntellamenti provvisori di sostegno delle stesse, aventi adeguata estensione sia in altezza che in lunghezza, sulla base anche di quanto previsto negli elaborati grafici progettuali e tra gli apprestamenti e gli oneri specifici per la sicurezza integrati nel PSC ai sensi del D.Lgs. 81/2008 e ss.mm.ii..

- La modellazione geotecnica ha fatto riferimento ai parametri geotecnici del terreno riportati al *paragrafo 3.1* della presente relazione e a condizioni sostanzialmente di tipo drenato. Si evidenzia a tal proposito con riferimento agli elaborati progettuali, che durante le varie fasi di scavo e di realizzazione dei manufatti in c.c.a. a maggiore profondità (superiore a circa 3,0 m dal p.c.) è stato previsto l'opportuno drenaggio e aggottamento provvisorio delle acque di falda e/o di pioggia e/o di colatura mediante un adeguato sistema well-point o sistema equivalente. Il livello di falda nelle verifiche condotte è stato, in tal senso, considerato sempre al di sotto della quota di fondo scavo.
- Contestualmente alla realizzazione delle fondazioni di tutte le vasche, manufatti e locali tecnici in progetto, si dovrà preventivamente provvedere alla bonifica del terreno di fondazione con lo sbancamento preventivo di almeno 60 cm ulteriori misurati dal piano di imposta delle fondazioni (= quota inferiore alla base delle fondazioni / piano magrone), alla compattazione preliminare del piano sbancato con mezzo meccanico e, quindi, alla successiva realizzazione di uno strato di sottofondo in misto naturale di fiume o di cava adeguatamente compattato e costipato con mezzo meccanico, avente uno spessore finito di almeno 40 cm. Dovrà, quindi, essere realizzato lo strato di magrone di sottofondazione il quale dovrà avere uno spessore non inferiore a 20 cm.
- La compattatura e la costipazione del piano di sottofondazione in misto naturale dovrà essere eseguita omogeneamente su tutta la superficie sottostante le fondazioni, in modo tale da raggiungere valori di modulo di compressibilità uniformi ed omogenei. Tale accorgimento operativo consentirà di ottenere un sensibile miglioramento delle proprietà geomeccaniche dello strato superficiale del terreno e soprattutto un'omogenizzazione delle caratteristiche di portanza e di modulo di elasticità dello strato di terreno direttamente interessato dalle opere di fondazione, stante il graduale e progressivo miglioramento delle proprietà geomeccaniche dello stesso con la profondità, pervenendo, in tal senso, ad una efficace ed ulteriore limitazione dei potenziali e futuri cedimenti differenziali del sistema terreno-fondazione.

- Per tutti gli scavi caratterizzati da profondità, riferite alla sottofondazione in misto naturale, superiori di 3,0 circa dal piano campagna, è stato progettualmente previsto l'aggottamento e il drenaggio delle potenziali acque di falda e/o meteoriche e/o di eventuali colature tramite idoneo sistema well-point o sistema equivalente. Per le opere caratterizzate, invece, da scavi di profondità maggiore (compresa tra circa 4,0 m e circa 6,0 m da p.c.) è stato, inoltre, aggiuntivamente previsto il sostegno provvisorio degli stessi tramite paratie in micropali con il contestuale aggottamento e drenaggio delle potenziali acque di falda e/o meteoriche e/o di eventuali colature tramite idoneo sistema well-point o sistema equivalente.