Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

S.S. 1 "Nuova Aurelia"

Viabilità di accesso all'hub portuale di Savona

SVINCOLO DI MARGONARA

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE CENTRALE PROGETTAZIONE

I PROGETTISTI:
Ing. FULVIO MARIA SOCCODATO
Ordine Ing. di Roma n. 18861

Ing. ALESSANDRO MICHELI
Ordine Ing. di Roma n. 19654

IL GEOLOGO:
Geol. STEFANO SERANGELI
Ordine Geol. del Lazio n. 659

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.
Ing. GINEVRA BERETTA
Ordine Ing. di Roma n. 20458

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Geom. FABIO QUONDAM

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :
Ing. NICOLA DINNELLA

PROTOCOLLO | DATA

GRUPPO DI PROGETTAZIONE ANAS
Ing. Giuseppe Danilo Malgeri – Responsabile di Progetto
Ing. Gianfranco Fusani – Strade
Ing. Francesco Primieri – Strade
Ing. Gabriele Giovannini – Cartografia
Ing. Attilio Petrillo – Idraulica
Ing. Pierluigi Fabbro – Interferenze
Geom. Valerio Altomare – Espropri
Ing. Luca Cedrone – Opere in sotterraneo
Ing. Rita Gandolfo – Opere in sotterraneo
Ing. Davide Luberti – Opere in sotterraneo
Geom. Alessandro Cortese – Opere in sotterraneo
Ing. Pia Iasiello – Geotecnica
Ing. Francesco Bezzi – Impianti
Arch. Roberto Roggi – Computi
Geom. Marco Spinucci – Computi
Geol. Giuseppe Cardillo – Caratterizzazione ambientale
RESPONSABILI DI UNITA'
Ing. Fulvio Maria Soccodato – Ingegneria Territorio
Ing. Alessandro Micheli – Ingegneria Geotecnica e Impianti
Ing. Achille Devitofranceschi – Ingegneria Opere Civili
Geom. Fabio Quondam – Ingegneria Computi, Stime e Capitolati
Geol. Serena Majetta – Caratterizzazione ambientale

GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA GEOMECCANICA E SISMICA

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO: L0901A / LIV. PROG.: D / N. PROG.: 1301	P00_GE00_GET_RE01_A		
	CODICE ELAB.: P00GE00GETRE01	A	–

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
C					
B					
A	EMISSIONE	Ottobre 2013	Ing. R.Gandolfo	Ing. P. Iasiello	Ing. A.Micheli

ANAS S.P.A.

Viabilità di accesso all'hub portuale di Savona

Svincolo di Margonara

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA GEOMECCANICA E SISMICA

SOMMARIO:

1. PREMESSE 4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 5
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO 6
3.1. Assetto geostrutturale 7
3.2. Successione stratigrafica e caratteri delle unità geologiche 7
3.3. INQUADRAMENTO STRUTTURALE 8
4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO DELL'AREA 9
4.1. PROVE E MISURE IN SITO 9
4.1.1 PROVE DI PERMEABILITA' *9*
4.1.2 MISURE DELLA SUPERFICIE PIEZOMETRICA *10*
4.2. UNITA' IDROGEOLOGICHE 12
4.2.1 MASSICCIO CRISTALLINO SAVONESE *12*
4.2.2 ARGILLE DI ORTOVERO *12*
4.2.3 COLTRI SUPERFICIALI *12*
4.2.4 DEPOSITI DI SPIAGGIA *12*
4.3. CARATTERISTICHE DEGLI ACQUIFERI 13
4.3.1 ACQUIFERI PERMEABILI PER POROSITÀ *13*
4.3.2 ACQUIFERI PERMEABILI PER FESSURAZIONE E FRATTURAZIONE *13*
5. INDAGINI GEOGNOSTICHE 15
5.1. CAMPAGNA GEOGNOSTICA DI PROGETTO DEFINITIVO 15
5.2. CAMPAGNA GEOGNOSTICA DI PROGETTO ESECUTIVO 16
5.2.1 DESCRIZIONE DEI SONDAGGI campagna d'indagine 2010 ....*17*
5.2.2 DESCRIZIONE DEGLI STENDIMENTI SISMICI campagna d'indagine 2010 ....*18*
5.2.3 PROVE DI LABORATORIO campagna d'indagine 2010 ....*19*
6. PROVE IN SITU 26
6.1. PROVE SPT 26
6.1.1 CORREZIONE N_{SPT} *26*
6.1.2 DETERMINAZIONE DELLA DENSITA' RELATIVA *26*
6.1.3 DETERMINAZIONE DELL'ANGOLO DI ATTRITO EFFICACE *27*
6.1.4 MODULO DI YOUNG *28*
6.1.5 DETERMINAZIONE DELLA COESIONE NON DRENATA *29*
6.2. PROVE DINAMICHE SUPERPESANTI 29
6.2.1 NORMALIZZAZIONE N_{30}-N_{SPT} *29*
6.2.2 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DINAMICA ALLA PUNTA *29*
6.3. RISULTATI DELLE DOWN E CROSS HOLE PREGRESSE 30
6.4. DETERMINAZIONE DEI MODULI DI DEFORMAZIONE DAI DATI SISMICI 34
6.4.1 MODULI DI DEFORMAZIONE DA TOMOGRAFIE SISMICHE *35*
6.5. PROVE DILATOMETRICHE E PRESSIOMETRICHE 37
7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA 39
7.1. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI 39
7.1.1 MATERIALI DI RIPORTO E COLTRI DETRITICHE (ELUVIO-COLLUVIALI) *39*

7.1.2 SABBIE (DEPOSITI DI SPIAGGIA) *44*
7.1.3 FORMAZIONE ARGILLE DI ORTOVERO *44*
7.2. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEGLI AMMASSI ROCCIOSI 47
7.2.1 GENERALITÀ SUL METODO *47*
7.2.2 LITOTIPO GNEISS BIOTITICO MUSCOVITICO *52*
8. PARAMETRI GEOTECNICI PROPOSTI 59
9. CONDIZIONE SISMICA 60

1. PREMESSE

La presente Relazione Geotecnica e Sismica è parte integrante del Progetto Definitivo dello Svincolo di Margonara, variante al progetto definitivo *"Lavori di costruzione della viabilità di accesso all'Hub portuale di Savona – Interconnessione tra i caselli della A 10 di Savona ed Albisola e i porti di Savona e Vado: variante alla SS1 Aurelia nel tratto tra Savona Torrente Letimbro ed Albisola superiore".*

Il progetto in esame consiste nella realizzazione di uno svincolo in località Margonara a partire dalla nuova viabilità di accesso all'Hub portuale di Savona. Lo svincolo consiste in una rampa di immissione nella carreggiata in direzione Albisola e di una rampa di uscita dalla carreggiata in direzione Savona, entrambe in galleria, che per mezzo di una rotatoria si collegano alla S:S. 1 Aurelia esistente.

Entrambe le rampe si dipartono dalla Galleria naturale S. Paolo realizzata con scavo meccanizzato mediante TBM.

La caratterizzazione geotecnica e geomeccanica dei litotipi e degli ammassi, di seguito riportata, tiene conto delle risultanze delle indagini relative alle campagne geognostiche effettuate precedentemente per la redazione del Progetto Definitivo 2001 ed integrativa 2008, nonché della campagna indagini svolta nel 2010 durante la fase del Progetto Esecutivo relativo all'hub di Savona. Infine si è anche tenuto conto della documentazione tecnica e/o studi riguardanti opere limitrofe e rilievi delle ex gallerie ferroviarie ora abbandonate.

Infine, dopo un raffronto fra i dati ottenuti in situ, in laboratorio e l'interpretazione geologica-litologica, si giunge alla parametrizzazione dei litotipi e sotto-litotipi incontrati, in particolare per gli ammassi rocciosi si giunge ad una parametrica definizione delle caratteristiche geomeccaniche legate allo stato di fratturazione dell'ammasso. Ambiti, questi, di carattere generale, che, a livello locale vengono meglio definiti con range di variabilità.

Il tracciato, come sopra riportato consiste essenzialmente in due gallerie naturali ed in una rotatoria che prevede l'inserimento di un muro a sbalzo su micropali. Per i dettagli delle opere, si rimanda alle specifiche relazioni di calcolo.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Decreto Ministeriale 14.01.2008

Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.

Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Dal punto divista geologico, l'area interessata dallo svincolo appartiene alle Alpi Liguri, e più precisamente al Dominio Brianzonese. Questi ammassi, sono stati innalzati ed erosi per un lungo periodo e, successivamente, su di essi si sono depositati sedimenti marini. Parte del territorio è infine stato coperto da sedimenti recenti frutto dell'erosione e della deposizione operata dal mare e dai corsi d'acqua.

La serie stratigrafica viene anch'essa suddivisa in tre componenti: basamento cristallino (interessato da una o più orogenesi prealpine), tegumento permo-carbonifero e copertura meso-cenozoica.

Il basamento cristallino è costituito dal "Massiccio di Savona-Calizzano", formato da un complesso polimetamorfico antico, in cui sono inclusi granitoidi a loro volta trasformati in ortogneiss.

Il tegumento permo-carbonifero è situato tra il basamento cristallino e le rocce sedimentarie mesozoiche.

Le coperture meso-cenozoiche comprendono sedimenti di età compresa tra il Trias e il Priaboniano (ultimo piano dell'Eocene). Queste unità stratigrafiche segnano l'ingressione marina sulla piattaforma continentale formata dalle rocce del basamento cristallino e dal sovrastante tegumento paleozoico. Durante questo lungo intervallo di tempo si hanno variazioni di facies e periodi di emersione, legati alla storia geologica dell'oceano ligure - piemontese facente parte del mare tetideo.

Nell'area di studio non si hanno unità appartenenti a questo gruppo.

I depositi della trasgressione marina pliocenica sono costituiti nella loro parte inferiore da depositi marnosi e argillosi, "Argille di Ortovero", depositati in mare aperto. Questi sono sormontati da depositi arenacei e conglomeratici di origine deltizia noti come "Conglomerati di Monte Villa".

Nell'area di studio affiorano le Argille di Ortovero, costituite da argille giallastre con intercalazioni di sabbie e conglomerati, marne grigio azzurre, conglomerati minuti in matrice rossastra, argille gialle, marne grigie e conglomerati minuti in matrice rossastra.

I depositi quaternari comprendono i materiali detritici originati dalla dinamica fluviale, marina e di versante. Si hanno quindi i depositi di spiaggia, le alluvioni fluviali (antiche e recenti), gli accumuli di frana e i prodotti dell'alterazione del substrato roccioso, che possono essere sia in posto che spostati ad opera della normale dinamica di versante.

A questi depositi è da aggiungere il prodotto dell'azione antropica, che nei secoli ha modificato il paesaggio asportando materiale in alcuni punti e accumulandolo in altri.

Le rampe, sia di immissione che di uscita, che dalla rotatoria in progetto sulla SS 1 Aurelia si collegano alla Galleria S. Paolo, inizialmente sono interessate da sabbie eterometriche con livelli ghiaiosi, appartenenti ai depositi di spiaggia e da riporto antropico. Per la maggior parte dell' estensione si sviluppa nell'Unità di Savona-Calizzano, costituita da paragneiss e micascisti polimetamorfici in facies anfibolitica, ma anche alluvioni sabbiose e ghiaiose, coperture sciolte, costituite da coltri eluvio-colluviali. A causa della presenza di due faglie, le rampe intercettano le argille giallastre e marne grigio-azzurre, riconducibili alla Formazione delle Argille di Ortovero.

3.1. ASSETTO GEOSTRUTTURALE

L'evoluzione della catena si è compiuta in numerosi eventi (ne sono stati riconosciuti sette) raccolti in tre tappe principali di seguito riassunte:

- Individuazione e traslazione delle falde verso l'esterno. Si tratta degli eventi principali che hanno portato alla formazione della catena alpina. Le falde che costituiscono l'edificio alpino si sono impilate a partire dal Cretaceo Superiore fino all'Eocene superiore.
- Retroflessioni e retroscorrimenti. Questo evento, datato Eocene superiore, ha portato ad una deformazione delle falde verso l'interno della catena. Il metamorfismo in questa fase si è sviluppato in condizioni di pressione minore rispetto alla precedente
- Fasi tardive. Si sono sviluppate dall'Oligocene al Miocene, con strutture blande e prive di metamorfismo, spesso difficilmente correlabili tra loro.

In generale i primi eventi deformativi sono documentati da pieghe o scistosità visibili solo alla meso- o microscala, mentre le megastrutture corrispondenti non sono note.

Alla fine dell'Eocene la struttura delle Alpi liguri era già costituita nelle sue linee essenziali e sostanzialmente emersa. Da allora il sollevamento è continuato più o meno costantemente ed il mare ha ricoperto solo alcune porzioni dell'edificio per periodi limitati. Le fasi tettoniche tardive hanno continuato ad agire sulla sedimentazione marina dei periodi oligo-mio-pliocenici.

3.2. SUCCESSIONE STRATIGRAFICA E CARATTERI DELLE UNITÀ GEOLOGICHE

Di seguito verranno descritte le sole unità litologiche affioranti nell'area di progetto.

Unità di Savona-Calizzano (γ): Associazione di ortogneiss I e paragneiss, fortemente scistosi. Talora, aumentando il tenore di muscovite rispetto al plagioclasio, passano a micascisti polimetamorfici in facies anfibolitica.

L'ammasso roccioso è generalmente poco alterato e dall'aspetto massivo. Si presenta profondamente disgregato o milonitizzato solo dove la scistosità è più marcata per la presenza di faglie e al contatto con le altre unità che compongono il massiccio savonese o lungo le fasce di sovrascorrimento.

Gli Ortogneiss I, corrispondenti in parte alla Formazione nota in letteratura come "Graniti del Torrente Letimbro", affiorano lungo un'ampia fascia costiera comprendente la parte meridionale del Comune di Savona, in

particolare in sinistra idrografica del T. Letimbro, nel centro urbanizzato e proseguono lungo la costa fino alla valle del Rio Basci ad Albissola.

I paragneiss sono caratterizzati dall'alternanza di banderelle di spessore millimetrico di quarzo e feldspati e in particolare di miche (biotite e muscovite) che conferiscono una sensibile fissilità alla roccia.

Non sempre i paragneiss sono facilmente distinguibili sul terreno dagli ortogneiss a grana fine dai quali si differenziano per l'abbondante contenuto di miche. In affioramento l'ammasso roccioso si presenta in genere facilmente disgregabile per alterazione profonda, mentre in profondità le caratteristiche meccaniche tendono a migliorare, anche se la fratturazione rimane persistente per la complessa storia tettonica che l'ammasso ha subito.

La cartografia geologica meno recente, considera questa unità come facente parte della Formazione degli "Gneiss di Albissola".

Argilla di Ortovero (aO): Sono depositi sabbiosi, marnosi-limosi-argillosi grigio-azzurri di mare aperto con livelli arenaceo-marnosi di giacitura suborizzontale o debolmente inclinati e limitati da sottili livelli conglomeratici o, in corrispondenza delle principali linee tettoniche, da accumuli caotici di frana sottomarina. A volte si osservano sottili livelli sabbiosi e passaggi con elevata presenza di sostanza organica.

Depositi di spiaggia (ds): I depositi di spiaggia attuali sono costituiti, oltre che

3.3. INQUADRAMENTO STRUTTURALE

L'ossatura geolitologia del territorio interessato dall'indagine appartiene in buona parte al Basamento Cristallino Savonese.

Questo massiccio, sovrascorso su unità filladiche del tegumento permo-carbonifero, presenta un andamento orientato grosso modo NW-SE, come si evince dalla distribuzione delle differenti unità litologiche che lo compongono. Gli ammassi presentano in genere due diverse scistosità, non sempre riconducibili alle macrostrutture visibili sulla carta geologica.

Tutte le formazioni litoidi presenti nell'area di studio mostrano inoltre l'intenso sviluppo di un reticolo di faglie associate ai movimenti principali o successive agli stessi. Tale condizione si esplica anche nell'andamento planimetrico delle valli, che indica chiaramente la presenza di almeno due sistemi principali di faglie. Con riferimento alla direzione delle valli dei torrenti Letimbro e Sansobbia, in cui il fenomeno è più immediatamente evidente, il primo di tali sistemi è normale alla costa. Lungo di esso si sono impostati i principali tratti vallivi, nonché le vallecole laterali con asse orientato grossomodo NNW-SSE. Il secondo, normale al precedente e parallelo alla costa, caratterizza l'andamento delle vallecole laterali con asse orientato grosso modo ENE-WSW.

4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO DELL'AREA

Il territorio interessato dal tracciato costituisce un insieme di differenti ambienti sia naturali che antropizzati. Convivono infatti le piane alluvionali, i massicci cristallini di tipo alpino, importanti centri abitati con edifici antichi e moderni multipiano, aree coltivate ad ulivo e orti.

Il reticolo idrografico è caratterizzato da due bacini fluviali principali e da un sistema minore.

Le piane alluvionali dei torrenti Letimbro e Sansobbia sono costituite da depositi sabbiosi e ghiaiosi e sono sede di acquiferi importanti.

Il bacino del Rio Podestà è formato da Ovest verso Est Dal Rio Podestà, dal Rio Termine e dal Rio Binello (Basci). E' di piccola estensione con corsi d'acqua poco ramificati, a carattere torrentizio stagionale che hanno origine sul versante costiero e sfociano direttamente in mare con la parte terminale spesso deviata e incanalata. Fino alla costa questi corsi d'acqua minori erodono direttamente il substrato roccioso.

Le aree di affioramento della maggior parte delle formazioni rocciose cartografate possono essere considerate permeabili per fratturazione e/o fessurazione.

4.1. PROVE E MISURE IN SITO

4.1.1 PROVE DI PERMEABILITA'

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state effettuate alcune prove di permeabilità, sia di tipo Lugeon (in roccia) che Lefranc (nelle alluvioni). I risultati ottenuti sono mostrati nella seguente figura.

CAMPAGNA	SONDAGGIO	PROVA	da m.	a m.	TIPO	PERMEABILITA' k (m/s)
PD	S07	LU1	7.00	8.00	L	2.86E-06
PD	S08	LU1	60.00	61.00	L	2.81E-06
PD	S08	LU2	65.00	66.00	L	2.15E-06
PD	S14	LU1	7.00	8.00	L	2.63E-06
PD	S15	LU1	45.00	46.00	L	3.50E-06
PD	S15	LU2	50.00	51.00	L	2.76E-06
PD	S16	LU2	30.00	31.00	L	2.85E-06
PD	S20	LU1	10.00	11.00	L	1.92E-06
PD	S20	LU2	15.00	16.00	L	1.98E-06
PD	S24	LU1	60.00	61.00	L	2.73E-06
PD	S24	LU2	65.00	66.00	L	2.41E-06
PD	S25	LU1	10.00	11.00	L	3.96E-06
PD	S26	LU1	25.00	26.00	L	1.64E-06
PD	S26	LU2	30.00	31.00	L	1.57E-06
2008	S9	1	23.00	25.00	L	8.00E-08
2008	S9	2	19.00	21.00	L	1.00E-07
2008	S14ter	LU1	10.00	12.00	L	1.80E-07
2008	S14ter	LU2	8.00	10.00	L	2.80E-07
2008	S7bis	LU1	8.00	10.00	L	2.20E-06
2008	S7bis	LU2	5.00	7.00	L	2.40E-06
2008	S7ter	LU1	11.00	13.00	L	1.60E-07
2008	S7ter	LU2	7.00	9.00	L	4.80E-07
2008	S7ter	LU3	3.50	5.50	L	1.25E-06
PE	SG1	LE1	9.00		F	5.62E-06
PE	SG5	LU1	26.70	29.70	L	1.00E-08
PE	SG7	LU1	38.00	41.80	L	5.50E-08
PE	SG8	LU1	35.00	39.50	L	1.95E-08
PE	SG9	LU1	43.40	46.40	L	1.15E-08
PE	SG10	LU1	41.00	45.00	L	3.00E-08
PE	SG12	LU1	30.00	34.70	L	3.50E-07
PE	SG13	LU1	47.00	50.80	L	1.10E-07
PE	SG15	LU1	44.00	48.50	L	3.00E-07
PE	SG19	LE1	21.00		F	3.84E-06

Figura 4-1: Risultati delle prove di permeabilità in foro. L= prova Lugeon, F= prova Lefranc.

4.1.2 MISURE DELLA SUPERFICIE PIEZOMETRICA

È stata misurata la profondità del livello d'acqua nei fori di sondaggio e nei piezometri installati durante le precedenti perforazioni.

Le misure nei piezometri installati durante la campagna di Progetto Definitivo sono state effettuate nel periodo Ottobre-Novembre 2001. Le misure nei piezometri e nei fori di sondaggio della campagna di Progetto Esecutivo sono state eseguite nell'Aprile Maggio 2010. Durante questo periodo è stato possibile rimisurare la soggiacenza della falda solo in pochi sondaggi attrezzati con piezometro delle precedenti campagne geognostiche, in quanto molti di essi sono stati rimossi o danneggiati.

La seguente tabella riporta le misure effettuate.

CAMPAGNA	SOND.	QUOTA	PIEZ.	SOGG.	FALDA m.
PD	S5	38.45	SI		<38.45
PD	S7	39.91	SI	5.2	34.71
PD	S8	97.02	SI	6.4	90.62
PD	S12	21.71	SI	10	11.71
PD	S14	8.81	SI	5	3.81
PD	S15	53.58	SI	7.6	45.98
PD	S16	49.42	SI	3.5	45.92
PD	S20	11.09	SI	1.4	9.69
PD	S21	19.44	SI	7	12.44
PD	S22	32.37	SI	2	30.37
PD	S24	94.3	SI	10	84.3
PD	S25	39.93	SI	5.3	34.63
PD	S26	51.01	SI	15.6	35.41
PD	S27	56.5	SI	7.3	49.2
PD	S29	14.75	SI	12	2.75
PD	S31	12.79	SI	11	1.79
PD	S33	10.14	SI	9.1	1.04
2008	S9	45.5	SI	4	41.5
2008	S7bis	38.6	SI	5.4	33.2
PE	SG-01	10.7	SI	7.97	2.73
PE	SG-02	22.9	NO	6	16.9
PE	SG-03	32	SI	12.8	19.2
PE	SG-04	43.01	SI	6.58	36.43
PE	SG-05	39	SI	10.25	28.75
PE	SG-06	13	SI	3.24	9.76
PE	SG-07	45	SI	14.7	30.3
PE	SG-08	34.8	SI	6.9	27.9
PE	SG-10	37.7	SI	8.07	29.63
PE	SG-11	19	NO	-0.3	19.3
PE	SG-12	37.77	SI	4.83	32.94
PE	SG-13	80	SI	3.18	76.82
PE	SG-15	80.5	SI	19.1	61.4
PE	SG-16	21.41	SI	1.8	19.61
PE	SG-19	8.18	NO	7.7	0.48

Figura 4-2: Misure della profondità di falda nei piezometri e nei fori di sondaggio.

Letture successive, eseguite a fine Maggio 2010, in seguito ad un periodo di 10-15 giorni senza precipitazioni, hanno mostrato un generale abbassamento del livello d'acqua nei piezometri. La seguente tabella riporta i risultati ottenuti.

LETTURE FINE MAGGIO 2010

CAMPAGNA	SOND.	QUOTA	PIEZ.	SOGG.	FALDA m.
PD	S25	39.93	SI	5.68	34.25
2008	S7bis	38.6	SI	5.58	33.02
PE	SG-03	32	SI	12.76	19.24
PE	SG-04	43.01	SI	7.3	35.71
PE	SG-05	39	SI	10.43	28.57
PE	SG-06	13	SI	5.1	7.9
PE	SG-07	45	SI	15.6	29.4
PE	SG-08	34.8	SI	7.68	27.12
PE	SG-10	37.7	SI	11.15	26.55
PE	SG-13	80	SI	3.67	76.33
PE	SG-15	80.5	SI	19.2	61.3
PE	SG-16	21.41	SI	10.22	11.19

Figura 4-3: Misure del livello d'acqua nei piezometri a fine maggio 2010.

Si nota come l'abbassamento sia piuttosto contenuto, mentre nel piezometro del sondaggio SG16 il livello dell'acqua sia calato di quasi 8.5 metri in un mese.

4.2. UNITA' IDROGEOLOGICHE

Sulla base dei dati bibliografici e delle indagini di campagna sono state definite le unità idrogeologiche mostrate di seguito.

4.2.1 MASSICCIO CRISTALLINO SAVONESE

Rappresenta l'unità più interessata dalle opere in galleria di progetto ed è costituita dalle formazioni note in letterature come "Unità del Cristallino Savonese" costituita essenzialmente da: gneiss a biotite e muscovite(da integri a cataclasati), anfiboliti.

Come tipologia di acquifero si è in presenza di ammassi litoidi con permeabilità generalmente molto bassa, però la fratturazione spinta può condurre al formarsi di zone preferenziali con permeabilità maggiore.

La geometria dell'acquifero è influenzata dal grado di fratturazione e disgregazione superficiale delle formazioni. Le sorgenti possono essere alimentate da falde superficiali limitate alla fascia detritica e di alterazione superficiale. Il deflusso della falda è indirizzato verso le aree altimetricamente meno elevate e dove esiste un limite di permeabilità fra le zone di maggiormente fessurate e fratturate e settori poco fratturati e più compatti.

4.2.2 ARGILLE DI ORTOVERO

L'unità delle Argille di Ortovero è costituita da litologie differenti, in quanto si va dalle argille marnose ai conglomerati, alle sabbie poco cementate.

Data la limitata estensione dell'unità, che interessa solo alcune aree separate tra loro, in genere morfologicamente depresse, si è in presenza di acquiferi poco sviluppati e poveri di acqua per la bassa permeabilità.

La formazione può invece costituire un aquiclude o comunque un aquitard per le acque presenti sia nei sovrastanti depositi detritici e alluvionali sia per le sottostanti formazioni cristalline del Massiccio Savonese. Infatti, durante l'esecuzione del sondaggio SG-11 (campagna di PE), è stata intercettata una falda in pressione, con risalita di acqua oltre il piano campagna (misurati 30 centimetri), situata nelle formazioni cristalline sormontate da circa 20 metri di depositi principalmente argillo-limosi appartenenti alle Argille di Ortovero.

4.2.3 COLTRI SUPERFICIALI

I depositi superficiali sono costituiti da accumuli di materiale di versante di spessore in genere limitato, anche se localmente possono superare alcuni metri. Si tratta in genere di materiale grossolano a spigolo vivo in matrice limo-sabbiosa, anche se a volte può avere una granulometria più fine.

La circolazione idrica in questi depositi è in genere limitata e veloce, in quanto buona parte delle acque di pioggia tende a raggiungere i collettori superficiali e a scorrere in superficie. La rimanente parte si infiltra scorrendo tra questi depositi e le sottostanti litologie cristalline.

4.2.4 DEPOSITI DI SPIAGGIA

I depositi di spiaggia attuali sono costituiti, si estendono a partire dal mare verso l'interno per 70-80 metri, sfumando in una fascia costituita da materiali di origine mista, provenienti da deposizione marina e fluviale.

4.3. CARATTERISTICHE DEGLI ACQUIFERI

Sulla base di quanto riportato nei precedenti paragrafi è possibile suddividere le unità idrogeologiche sulla base della loro permeabilità, sia misurata direttamente in sito che determinata da dati bibliografici o da prove di laboratorio.

Il seguente schema mostra le classi ottenute.

4.3.1 ACQUIFERI PERMEABILI PER POROSITÀ

Appartengono a questo gruppo i depositi alluvionali attuali e recenti; i depositi alluvionali antichi terrazzati; i depositi di versante; la Formazione delle Argille di Ortovero nei litotipi sabbiosi, i Conglomerati di Molare e i riporti di origine antropica. Si tratta di depositi o di ammassi rocciosi costituiti da materiale più o meno poroso, in cui l'acqua si infiltra e circola nei vuoti tra i granuli che costituiscono lo scheletro solido dell'ammasso.

La permeabilità varia notevolmente a seconda della granulometria e del grado di addensamento del materiale costituente l'acquifero. Le misure dirette effettuate nei depositi alluvionali hanno mostrato una permeabilità inferiore rispetto a quanto descritto in letteratura per queste unità.

Per quanto riguarda la Formazione delle Argille di Ortovero si è in presenza di depositi estremamente eterogenei dal punto di vista composizionale, che comprendono litologie dai conglomerati alle argille marnose. In media prevalgono comunque i depositi fini, mentre gli orizzonti grossolani appaiono sottili e discontinui.

La suddivisione in classi di permeabilità è quindi la seguente:

- Riporti: permeabilità medio-alta con k compreso tra $1*10^{-3}$ e $1*10^{-5}$ m/s
- Coltri detritiche sciolte: permeabilità medio con k compreso tra $1*10^{-4}$ e $1*10^{-5}$ m/s
- Alluvioni attuali, recenti e antiche terrazzate: permeabilità media con k compreso tra $1*10^{-5}$ e $1*10^{-6}$ m/s
- Argille di Ortovero: litotipo limo-sabbioso permeabilità medio-bassa con k compreso tra $1*10^{-5}$ e $1*10^{-7}$ m/s; litotipo marnoso permeabilità molto-bassa con k compreso tra $1*10^{-9}$ e $1*10^{-10}$ m/s;
- Conglomerati di Ortovero permeabilità medio-bassa con k compreso tra $1*10^{-5}$ e $1*10^{-7}$ m/s.

4.3.2 ACQUIFERI PERMEABILI PER FESSURAZIONE E FRATTURAZIONE

Appartengono a questo gruppo gli acquiferi del substrato litoide antico.

Si tratta di ammassi rocciosi cristallini, costituiti da litologie impermeabili, in cui la circolazione idrica avviene lungo le fratture che ne interrompono la continuità.

Gli ammassi si presentano a volte molto fratturati, spesso cataclasati. Le prove di permeabilità eseguite in sito hanno però mostrato una permeabilità bassa, Per l'ammasso fratturato, laddove le fratture risultano chiuse o, se beanti, con riempimento di materiale argilloso originato dall'alterazione dei litotipi micacei anche le permeabilità secondarie risultano ridotte. In talune condizioni di ammasso completamente destrutturato, sono prevedibili permeabilità superiori, tali, in caso di scavo in sotterraneo con battente elevato, da generare venute d'acqua, da poco e medie.

La suddivisione in classi di permeabilità, sulla base delle misure dirette eseguite durante le perforazioni e le osservazioni di campagna è quindi la seguente:

- Ortogneiss I e Paragneiss: permeabilità da bassa a molto bassa con k compreso tra $1*10^{-6}$ e $1*10^{-8}$ m/s;
- Miloniti- permeabilità bassa con k compreso tra $1*10^{-5}$ e $1*10^{-7}$ m/s.

Le precedenti formazioni interessano la quasi totalità degli scavi in sotterraneo. Essenzialmente si devono distinguere due casi principali:

- Scavi realizzati sopra il livello medio marino;
- Scavi realizzati interamente e/o parzialmente sotto il livello medio marino.

Dunque in corrispondenza dei tratti in scavo sopra il livello medio marino, dato il basso grado di permeabilità riscontrato, c'è da attendersi alternanze di tratte asciutte mediamente estese, con zone umide e/o bagnate più estese, e talvolta zone meno estese con limitate venute d'acqua tipo stillicidi.

Nel caso delle tratte in scavo sotto il livello medio marino, oltre alle zone dove si hanno già indicazioni di possibili venute d'acqua (tipo le zone a maggiore grado di fratturazione in corrispondenza di sistemi di faglie) va segnalata la possibilità, che possano essere presenti anche altre venute d'acqua di tipo localizzato, che allo stato attuale dell'indagine non sono rilevabili.

Per tale motivo sarà necessario che durante lo scavo delle tratte di galleria in oggetto, si disponga delle necessarie attrezzature al fine di poter prendere dei provvedimenti onde evitare fermi delle lavorazioni e pericolo per le maestranze.

5. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Si fa presente che per la caratterizzazione degli ammassi interferenti con il progetto dello svincolo di Margonara ci si è basati sugli studi e indagini realizzate per il progetto della viabilità all'hub portuale di Savona, saranno dunque presenti dati relativi ad aree più estese di quella in oggetto.

La caratterizzazione geotecnica-geomeccanica dei litotipi e degli ammassi attraversati dalle opere in progetto deriva dall'interpretazione e dall'analisi dei risultati ottenuti dalle campagne geognostiche che, in anni diversi, hanno indagato con dettaglio sempre crescente l'area in esame; in particolare si individuano tre diverse campagne di indagine:

- 2001 Campagna geognostica per la redazione del Progetto Definitivo dell'hub di Savona;
- 2008 Campagna geognostica integrativa per le aree critiche individuate nel Progetto Definitivo dell'hub di Savona;
- 2010 Campagna geognostica per la redazione del Progetto Esecutivo dell'hub di Savona;
- 2013 Campagna geognostica integrativa per la redazione dello svincolo di Margonara.

Altre indagini eseguite nei pressi del tracciato in oggetto sono state reperite mediante una ricerca di tipo bibliografico. In questo gruppo sono compresi due sondaggi eseguiti per la progettazione di un centro commerciale sulle rive del Letimbro (a valle dell'attraversamento previsto dal tracciato) e altri quattro sondaggi eseguiti lungo la funivia per il trasporto del carbone dal porto ai colli a monte della città, che interseca il tracciato in un'area critica (lo svincolo Miramare). E' stata presa visione di un ulteriore rapporto che descrive lo stato di consistenza delle ex gallerie ferroviarie attualmente dismesse e smantellate.

5.1. CAMPAGNA GEOGNOSTICA DI PROGETTO DEFINITIVO

La campagna geognostica di Progetto Definitivo è suddividibile in due fasi distinte; la prima fase, risalente al 2001, consiste di:

- 21 sondaggi geognostici a carotaggio continuo (denominati S-2, S-5,…S-36), con registrazione dei valori di recupero percentuale modificato RQD, prelievo di campioni, esecuzione di prove SPT, esecuzione di prove PLT (Point Load Strength Test) su spezzoni litoidi di carotaggio, prove pressiometriche con pressiometro Menard, prove di permeabilità per assorbimento secondo la procedura del Lugeon Test;
- 2 sondaggi (denominati S-16bis e S-25bis) per l'esecuzione di prospezione sismica Down-Hole; i sondaggi sono stati eseguiti a carotaggio continuo e non a distruzione di nucleo a causa delle difficoltà incontrate nella perforazione a distruzione;

- 7 prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH in corrispondenza dei depositi alluvionali e dei materiali terrigeni;
- 29 stendimenti per prospezione geofisica a rifrazione dei quali 23 interessano l'attuale lotto (lunghezza media di stendimento pari a circa 55 m).

Nella seconda fase, risalente al 2008, l'attenzione è stata concentrata in punti critici dell'area urbana di Savona:

- area in sponda sinistra del Letimbro compresa tra Corso Ricci e Via Crispi,
- attraversamento in sotterraneo di Via Mignone,
- attraversamento in sotterraneo di Via Famagosta nell'area pertinente all'edificio ex INAIP,
- attraversamento in sotterraneo di Via Scotto.

La campagna integrativa consiste di:

- 4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo(denominati S-7bis e S-7ter; S-9; S-14ter), con prelievo di campioni, esecuzione di prove SPT, esecuzione di prove PLT, prove dilatometriche, prove di permeabilità Lugeon, prospezione geofisica GPR (Ground penetrating Radar);
- 2 (denominati S-7quater; S-14quater) sondaggi geognostici per l'esecuzione di prospezione sismica Cross-Hole; i sondaggi sono stati perforati a distruzione di nucleo;
- 2 stendimenti per prospezione geofisica a rifrazione(denominati ss-1; ss-2);
- 3 aree di prospezione geofisica GPR.

5.2. CAMPAGNA GEOGNOSTICA DI PROGETTO ESECUTIVO

La campagna geognostica di Progetto Esecutivo, eseguita nel 2010, consiste di:

- 19 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, (di cui uno orizzontale) prelevamento di n.70-80 campioni quasi tutti indisturbati e/o semidisturbati da carota estratta con carotiere T6S, esecuzione di prove SPT, prove di permeabilità per assorbimento secondo la procedura Lefranc Test negli orizzonti alluvionali, o comunque in strati terrigeni, secondo la procedura Lugeon Test in ammasso roccioso;
- 14 stendimenti per prospezione geofisica a rifrazione con risoluzione tomografica (lunghezza media di stendimento 50 m con massimo di 160 m) per una lunghezza complessiva pari a ca.948.00m;
- 12 stazioni di rilievo geostrutturale su affioramenti rocciosi con registrazione delle orientazioni del reticolo di discontinuità principali degli ammassi, valutazione della persistenza, della densità, delle condizioni di resistenza, scabrezza, alterazione dei giunti, spessore e descrizione delle condizioni dei materiali di eventuale riempimento dei giunti, descrizione delle condizioni di circolazione idrica nei giunti;

- Prove di laboratorio (per i soli campioni prelevati durante la campagna geognostica del 2010) con determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche delle litologie presenti, quali granulometrie, limiti di liquidità e plasticità, tenore in carbonati, prove di taglio diretto, prove edometriche, compressioni monoassiali, point load, prove triassiali, prove di abrasività, taglio su giunto, analisi chimiche sulle acque. Queste prove sono state eseguite secondo gli standards internazionali riconosciuti dai capitolati d'appalto.

5.2.1 DESCRIZIONE DEI SONDAGGI campagna d'indagine 2010

Si riportano solamente i sondaggi ricadenti nell'area oggetto del presente progetto

Sondaggio SG-8

Eseguito nella zona dell'ospedale di San Paolo, in asse alla galleria San Paolo, ha evidenziato quanto segue:

Dopo un primo strato di materiale di riporto è proseguito totalmente nei paragneiss.

- da p.c. a 6.50m materiali di riporto sciolti (piazzale di servizio all'ospedale);
- da 6.50m a 14.50m gneiss molto fratturato, alterato con RQD 0%;
- da 14.50m a 24.00m gneiss non alterato con RQD 40%;
- da 24.00 ma 34.00m gneiss non alterato con RQD 50%;
- da 34.00m a 37.00m gneiss non alterato con RQD 20%;
- da 37.00m a 45.00m gneiss non alterato con RQD 60%;

livello acqua da p.c. -7.70m (27.30 s.l.m.);

prova di permeabilità a quota 35.00-39.50m K=1.95e-08 m/sec.

Sondaggio SG-9

Eseguito nella zona dell'ospedale di San Paolo, in asse alla galleria omonima, ha evidenziato quanto segue:

Dopo un primo strato di materiale di riporto è proseguito totalmente nei paragneiss:

- da p.c. a 4.00m materiali di riporto sciolti (piazzale di servizio all'ospedale);
- da 4.00m a 11.00m gneiss molto fratturato, alterato con RQD 0%;
- da 11.00m a 24.00m gneiss non alterato molto fratturato con RQD 20%;
- da 24.00m a 34.00m gneiss non alterato con RQD 50%;
- da 34.00m a 40.00m gneiss non alterato molto fratturato con RQD 10%;
- da 40.00m a 50.00m gneiss non alterato con RQD 30%;

prova di permeabilità a quota 43.40-46.40m K=1.15e-08 m/sec.

Sondaggio SG-10

Eseguito in via Genova in corrispondenza dell'attraversamento del Rio Termine ha evidenziato quanto segue(è un sondaggio molto parietale:

dopo un primo strato di materiale di riporto è proseguito totalmente nei paragneiss.

- da p.c. a 2.80m materiali di riporto;

- da 2.80m a 11.00m gneiss molto fratturato, alterato con RQD 0%;
- da 11.00m a 29.00m gneiss non alterato molto fratturato con RQD 10%;
- da 29.00m a 37.00m gneiss non alterato fratturato con RQD 20%;
- da 37.00m a 41.00m gneiss non alterato con RQD 60%;
- da 41.00m a 45.00m gneiss non alterato fratturato con RQD 15%;

livello acqua da p.c. -11.15m (26.85 s.l.m.);

prova di permeabilità a quota 41.00-45.00m K=3.00e-08 m/sec.

Sondaggio SG-11

Eseguito in via Durazzo, è posto a valle del tracciato e ha evidenziato quanto segue:

Dopo un primo strato di materiale di riporto il sondaggio è proseguito in sedimenti pliocenici e successivamente è entrato nei paragneiss.

- da p.c. a 3.40m materiale di riporto sciolto;
- da 3.40m a 4.80m limo sabbioso addensato;
- da 4.80m a 19.80m limo argilloso marnoso da molto consistente a duro litoide;
- da 19.80m a 23.00m gneiss molto fratturato, alterato con RQD 0%;
- da 23.00m a 30.00m gneiss non alterato molto fratturato con RQD 10%;

durante la perforazione è stata riscontrata una venuta d'acqua in pressione alla base dei limi-marnosi,con una risalita fino a 0.30m sopra al p.c..

Sondaggio SG-12

Eseguito nel parco di villa La Pineta, in zona di via Durazzo, ha evidenziato quanto segue:

Il sondaggio è stato totalmente realizzato nei paragneiss.

- da p.c. a 1.50m materiali di riporto piazzale villa;
- da 1.50m a 9.50m gneiss molto fratturato, alterato con RQD 0%;
- da 9.50m a 19.50m gneiss fratturato, alterato con RQD 10%;
- da 19.50m a 33.00m gneiss poco alterato con RQD 50%;
- da 33.00m a 40.00m gneiss non alterato con RQD 25%;

livello acqua da p.c. -4.80m (33.00 s.l.m.);

prova di permeabilità a quota 30.00-34.80m K=3.00e-07 m/sec.

5.2.2 DESCRIZIONE DEGLI STENDIMENTI SISMICI campagna d'indagine 2010

Durante la campagna geognostica 2010 sono stati eseguiti n. 14 stendimenti sismici a rifrazione con acquisizione e restituzione in modalità tomografica, sia delle onde di pressione "P" sia di quelle di taglio "S" per un totale di ca.948.00m di stendimento sismico.

Le zone prese in considerazione risultano:

- T1 Via Torino in corrispondenza delle pile del viadotto Letimbro lato est;
- T2-2 Via Schiantapetto in corrispondenza del rilevato in affiancamento all'Autostrada A10;

- T2-1 Via La Rusca in corrispondenza della galleria art. Cappuccini (imb. ovest)
- T3 Via Mignone in corrispondenza con l'interferenza del torrente tombinato;
- T4 Via Famagosta zona bocciofila, imbocco est gall. nat. Cappuccini;
- T5 Via Turati zona dello svincolo Miramare;
- T6 Rio Termine versante sinistro;
- T7 Villa Pineta stendimento parallelo all'asse di progetto;
- T8 Villa Pineta stendimento sub-ortogonale all'asse di progetto;
- T9 Rio Basci versante destro;
- T10 Imbocco est gall. nat Basci
- T11 In asse al progetto in corrispondenza del viadotto Grana lato ovest;
- T12 In asse al progetto in corrispondenza del viadotto Grana lato est;
- T13 Zona imbocco est gall.nat. Grana.

Per una descrizione particolareggiata di ogni singolo stendimento si rimanda all'elaborato specifico allegato alle indagini in sito.

5.2.3 PROVE DI LABORATORIO campagna d'indagine 2010

Durante la campagna d'indagine del 2010 si è posta particolare attenzione al reperimento dei campioni "indisturbati" e/o "semidisturbati" da sottoporre alle prove di laboratorio.

I campioni prelevati, sia nei sondaggi geognostici, sia durante il rilevamento geologico, sono stati inviati al laboratorio SGAILAB srl di Morciano di Romagna.

Nel redigere il programma delle prove geomeccaniche, si è scelto, in particolare di effettuarne un numero consistente di prove del tipo a compressione (sia ELL, sia triassiali su roccia sia point load) su campioni profondi, quasi tutti ricadenti nell'area d'influenza delle gallerie, al fine di ricavare un quadro statistico di valori che potesse al meglio caratterizzare i dei diversi ammassi rocciosi.

Il programma prove eseguito su circa n.77 campioni totali ha previsto:

Prove su terre

- Analisi granulometriche per setacciatura (AGI 1994, ASTM D422-63);
- Analisi granulometriche per sedimentazione (AGI 1994, ASTM D422-63);
- Limiti di Atterberg (CNR UNI 10014, ASTM D4318);
- Contenuti d'acqua (BS 1377 -1990);
- Tagli diretti al Casagrande (ASTM D3080-03, AGI 1994);
- Compressioni triassiali CU (ASTM D4767-02, AGI 1994);
- Compressioni triassiali CD (raccomandazioni AGI 1994);
- Prove edometriche (ASTM D2435-03, AGI 1994);
- Peso specifico del terreno (CNR UNI 10013, ASTM D854-02);
- Peso unità di volume (ASTM D2216-98);
- Tenore in carbonati (ASTM D4373-02);

Prove su rocce

- Compressioni semplici (ASTM D2166);
- Prove Triassiali su roccia (ASTM D4767-02, AGI 1994);
- Taglio su giunto (ASTM D5607, AGI 2002);
- Rugosità (ISRM)
- Point load test (ASTM D5731, AGI 1994);
- Peso unità di volume (ASTM D2216-98);
- Determinazioni velocità sonica;
- Tenore in carbonati (ASTM D4373-02);
- Prove di abrasività cerchar;
- Prova di durezza cerchar;
- Prove di perforabilità;
- Prove di frammentazione;

Prove su materiali di scavo

- Prova Los Angeles;
- Analisi petrografiche;
- Analisi mineralogiche;
- Analisi chimiche

Prove sulle acque

- Contenuto in solfati (EN196-2)
- Ph (ISO)4316
- Anidride carbonica aggressiva (EN13577:1999)
- Azoto ammoniacale come NH4 (ISO 7150-1)
- Magnesio (ISO 7980)

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive con i risultati delle prove di laboratorio eseguite nella campagna di PE (anno 2010).

SOND. n.	CAMP. n.	prof. mt.	STATO DEL CAMP.	CONTEN. ACQUA W %	PESO UNITA' VOL. kN/m^3	PESO SECCO kN/m^3	GRANULOMETRIA GHIAIA G %	SABBIA S %	LIMO L %	L+A %	ARG. A %	LIMITI DI ATTERBERG WI %	Ip %	POCKET PENET. PP KPa	VANE TEST VT KPa	COMPRESSIONE SEMPLICE σc N/mm^2	εv %	C.Poiss ν	E sec E tg kN/mm^2
SG-1	CI1	16.50 17.00	I	18.8	20.4	17.2	33.5 21.3	20.5 31.4	31.8 33.1	46.0 47.3	14.2 14.2	32.7	12.6	230.0 450.0	100.0				
SG-1	CR1	20.40 20.70	R				11.7 5.3	58.2 63.1	25.8 27.3	30.2 31.7	4.4 4.4	22.3	4.5						
SG-1	CI2	33.30 33.80	F		26.5											5.78	2.227		0.186 0.371
SG-1	CI3	34.70 35.50	IN		26.4														
SG-1	CI4	35.70 36.60	IN		25.6											18.86		0.229	5.73 26.57
SG-2	CI1	2.00 2.20	I	27.2	19.4	15.2	0.1 0.0	51.4 42.1	43.2 52.6	48.6 58.0	5.4 5.4	35.1	15.5	450 >600	/				
SG-2	CI2	7.50 7.95	I	22.5	20.5	16.8	0.1 0.0	30.1 25.5	55.9 60.5	69.9 74.5	14.0 14.0	40.7	18.4	>600	>250				
SG-2	CR1	10.10 10.40	R				0.0 0.0	29.9 18.0	60.6 72.5	70.1 82.1	9.5 9.5	35.9	17.1						
SG-15	CI1	9.10 9.50	IN-F		23.7											3.41	1.746		0.152 0.260
SG-15	CI2	14.10 14.80	IN-F		24.5											3.71		0.218	1.32 1.50
SG-15	CI3	20.00 20.70	IN-F		24.9											3.93		0.231	1.33 1.63
SG-15	CI4	30.30 31.00	IN-F		26.1											4.40		0.240	3.36 4.17
SG-15	CI5	35.50 37.00	IN-F		27.3											5.05		0.237	1.09 0.51
SG-15	CI6	40.00 40.90	IN-F		27.0											10.96		0.227	5.70 10.00
SG-15	CI7	41.80 42.60	IN-F		26.5											24.13		0.226	10.32 12.75
SG-17	CI1	4.20 4.60	I	29.1	18.1	14.1	0.0 0.0	8.7 2.6	61.0 67.1	91.3 97.5	30.3 30.3	47.3	24.5	>600	>250				
SG-17	CI2	9.50 10.40	I	29.0	19.6	15.2	0.0 0.0	9.6 2.1	67.9 75.4	90.4 97.9	22.5 22.5	51.6	24.5	>600	>250				
SG-17	CI3	13.50 14.20	IN		20.4		0.0 0.0	18.6 3.3	63.7 78.9	81.5 96.7	17.8 17.8	50.9	25.6			1.88	1.537		0.090 0.211
SG-19	CR1	11.50 11.80	R				42.9 29.5	35.9 49.0	/ /	21.2 21.5	/ /	22.0	4.9						
SG-19	CR2	20.00 20.30	R				0.5 0.0	37.8 29.2	58.8 67.9	61.8 70.8	3.0 3.0	21.5	2.5						
SG-9	CI3	32.30 32.60	IN		27.4											37.3		0.218	13.43 18.47
SG-9	CI4	41.70 41.90	IN		27.1											7.00		0.247	3.46 2.65
SG-9	CI5	45.05 45.25	IN																
SG-11	CI1	9.60 10.00	I	26.0	19.7	15.7								>600	>250	0.81	8.086		0.018 0.054
SG-11	CI2	15.50 16.00	I	22.5	20.5	16.8	0.1 0.0	16.3 2.5	71.4 85.2	83.6 97.5	12.3 12.3	41.99	19.76	>600	>250				
SG-11	CI3	23.50 23.70	IN																
SG-14	CI2	31.45 31.65	IN-F		29.8											11.05		0.234	5.53 3.84
SG-14	CI3	33.00 33.15	IN																
SG-14	CI4	39.50 39.70	IN		27.9											27.61		0.264	48.51 60.47

I = INDISTURBATO
R = RIMANEGGIATO
IN = INTATTO
F = FRATTURATO
S = SEMIDISTURBATO

TD PROVA DI TAGLIO DIRETTO AL CASAGRANDE
CD PROVA TRIASSIALE CONSOLIDATA E DRENATA
CU PROVA TRIASSIALE CONSOLIDATA NON DRENATA
UU PROVA TRIASSIALE NON CONSOLIDATA NON DRENATA
Ccu - Φcu = parametri consolidati non drenati
C' - Φ' = parametri efficaci
Cuu - Φuu = parametri non consolidati non drenati

AGI/S
ASTM

pp = parametri di picco
pr = parametri residui

SOND	CAMP	TAGLIO CASAGRANDE			PROVA EDOMETRICA			TRIAX ROCCIA		TRIAX MACROCAMP		TRIAX TERRA			VELOC. SONICA	TENORE CO3.	PESO SPECIF.	CAI CERCHAR	DUREZZA CERCHAR	POINT LOAD STRENGTH	
		C'		ϕ'	Eed	Cv	K	σ1−σ3	σ3	σ1−σ3	σ3	C		ϕ	Vp		γs	Abrasivity Index	T	Is(50)	σc
n.	n.	KPa		°	KPa	cm^2/s	m/s	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	KPa		°	m/s	%	g/cm^3	(medio)	(10 mm)	MPa	MPa
SG-1	CI1	7.5 0.1	pp pr	26.8 20.3	3039 (1)	7.24E-03	2.34E-09									2.3	2.65				
SG-1	CR1																				
SG-1	CI2														1818						
SG-1	CI3							56.0 73.9 95.0	2.0 5.0 8.0						3626	2.5					
SG-1	CI4														4096						
SG-2	CI1	5.3 0.8	pp pr	29.0 21.5												24.6	2.71				
SG-2	CI2											237.6	UU	0.0		30.9					
SG-2	CR1																				
SG-15	CI1														580						
SG-15	CI2									95.7	0.4				814						
SG-15	CI3														472						
SG-15	CI4														2857						
SG-15	CI5														1293						
SG-15	CI6									15.5	1.1				1611						
SG-15	CI7														3136						
SG-17	CI1				5726 (1)	1.27E-02	2.18E-09									48.8	2.70				
SG-17	CI2											487.4	UU	0.0		51.1					
SG-17	CI3														1863	41.4					
SG-19	CR1																				
SG-19	CR2																				
SG-9	CI3														4271			2.80	17.4		
SG-9	CI4														2522					1.6	38.4
SG-9	CI5																				
SG-11	CI1														1716	44.2					
SG-11	CI2	122	pp	28.3	11864 (2)	1.12E-02	9.24E-10					C' 174.8 Ccu 186.4		Φ' 30.3 Φcu 28.4		44.7	26.64				
SG-11	CI3																	4.95	110.2		
SG-14	CI2														3593						
SG-14	CI3																	2.45	19.5		
SG-14	CI4														4620						

(1) = passo 50 KPa. Metodo di Taylor
(2) = passo 200 KPa. Metodo di Taylor

SOND. n.	CAMP. n.	prof. mt.	STATO DEL CAMP.	CONTEN. ACQUA W %	PESO UNITA' VOL. kN/m³	PESO SECCO kN/m³	GRANULOMETRIA GHIAIA G %	SABBIA S %	LIMO L %	L+A %	ARG. A %	LIMITI DI ATTERBERG WI %	Ip %	POCKET PENET. PP KPa	VANE TEST VT KPa	COMPRESSIONE SEMPLICE σc N/mm²	εv %	C.Poiss ν	E sec E tg kN/mm²
SG-4	CI1	10.30 10.70	I	23.32	19.51	15.82	0.45 0.28	34.74 22.40	53.01 65.52	64.81 77.32	11.80 11.80	39.67	19.17	>600	130.0				
SG-4	CI2	13.50 14.50	I	21.85	21.15	17.36	0.08 0.00	29.86 16.78	61.03 74.19	70.06 83.22	9.03 9.03	36.61	16.83	>600	>250	0.44	3.919		0.012 0.014
SG-4	CI3	21.00 22.00	IN		20.57											0.05	3.366		0.002 0.002
SG-5	CI1	12.00 13.00	IN		23.50											0.10	1.299		0.007 0.011
SG-5	CI2	16.20 17.20	IN		24.79											0.86			
SG-5	CI3	32.30 33.00	IN-F		26.89											9.10			
SG-6	CI1	6.00 6.30	I	26.14	19.27	15.28	0.15 0.00	48.86 40.10	45.25 54.16	50.99 59.90	5.74 5.74	32.48	10.06	120.0	27.5				
SG-6	CI2	11.40 12.40	IN-F		25.46											9.49		0.235	10.36 13.44
SG-6	CI3	17.70 18.80	IN-F		25.56											2.08			
SG-8	CI1	24.40 25.50	F		27.20											P1 9.44 P2 5.86			
SG-8	CI2	32.70 33.60	IN-F		27.44											17.04			
SG-15	CI8	50.20 51.50	IN-F		28.77											7.88			
SG-16	CI1	13.00 13.90	IN-F		23.93											0.40	1.542		0.023 0.049
SG-16	CI2	17.00 18.00	IN-F		23.22											0.55 0.59	0.813 1.038		0.077 0.114 0.049 0.081

SOND n.	CAMP n.	TAGLIO CASAGRANDE C' KPa		ϕ' °	PROVA EDOMETRICA Eed KPa	Cv cm²/s	K m/s	Ca %	TRIAX MACROCAMP σ1−σ3 N/mm²	σ3 N/mm²	TRIAX TERRA C KPa	ϕ °	VELOC. SONICA Vp m/s	TENORE CO3. %	PESO SPECIF. γs g/cm³
SG-4	CI1	4.30 0.32	pp pr	27.83 20.93	10455 (2)	6.39E-03	5.99E-10	/						31.63	2.705
SG-4	CI2				18170 (2)	7.96E-03	4.30E-10	/			325.89	31.52	1778	29.60	2.724
SG-4	CI3												158		
SG-5	CI1												126	2.16	
SG-5	CI2								0.788 1.301 1.534	0.20 0.50 0.80			1640		
SG-5	CI3								3.677 4.101	0.50 1.50			3901		
SG-6	CI1				2482 (3)	8.94E-04	3.53E-10	0.195							2.669
SG-6	CI2												4333		
SG-6	CI3								8.063 10.033 11.100	0.20 0.50 0.70			3059		
SG-8	CI1												4917	2.54	
SG-8	CI2								6.254 7.321 2.083	0.50 1.00 2.00			2460	2.79	
SG-15	CI8								16.587 19.398 23.859	0.50 0.80 1.30			3135		
SG-16	CI1												492		
SG-16	CI2								2.152 2.584 3.920	0.40 0.70 1.00			331		

(3) = passo 100 KPa. Metodo di Casagrande
(2) = passo 200 KPa. Metodo di Taylor

valore non attendibile

SOND. n.	CAMP. n.	prof. mt.	STATO DEL CAMP.	CONTEN. ACQUA W %	PESO UNITA' VOL. kN/m^3	PESO SECCO kN/m^3	GRANULOMETRIA GHIAIA G %	SABBIA S %	LIMO L %	L+A %	ARG. A %	LIMITI DI ATTERBERG WI %	Ip %	POCKET PENET. PP KPa	VANE TEST VT KPa	COMPRESSIONE SEMPLICE σc N/mm^2	εv %	C.Poiss ν	E sec E tg kN/mm^2
SG-3	CI1	3.00 3.50	I	22.7	19.5	15.9	2.3 1.1	68.4 59.8	21.9 31.8	29.3 39.2	7.4 7.4	27.0	6.5	180 280	63 80				
SG-3	CI2	9.20 9.40	I	29.4	18.6	14.3	6.4 5.8	51.8 46.7	31.9 37.6	41.9 47.6	10.0 10.0	34.5	14.9	500	100				
SG-3	CR1	15.70 16.00	R				12.9 5.3	53.1 58.2	29.5 31.9	34.0 36.4	4.5 4.5	30.6	14.0						
SG-5		30.00 34.00	F				79.7 66.5	16.8 29.3	/ /	3.5 4.2	/ /	18.2	4.1						
SG-7	CI1	7.20 8.10	IN		25.6														
SG-7	CI2	13.60 14.40	IN		25.7											1.2	1.004		0.111 0.146
SG-8	CI3	37.20 38.00	IN-F		25.9											4.5			
SG-8	CI4	42.10 42.90	IN-F		25.6											3.2			
SG-12	CI1	22.00 23.10	IN		27.5											68.4		0.205	67.34 75.72
SG-12	CI2	32.35 33.00	IN-F		24.2											0.6	1.904		0.029 0.037
SG-13	CI1	32.90 34.00	IN		24.5 26.2											0.2 38.6	0.755	 0.207	0.041 0.205 36.21 50.25
SG-13	CI2	41.60 42.40	IN		26.8											13.0			
SG-13	CI3	49.30 50.00	IN		24.8											0.9			
SG-13	CI4	53.20 53.60	IN		26.6											42.1		0.174	13.71 18.15
SG-16	CI3	21.20 21.60	IN		23.4											0.6	1.049		0.045 0.102
SG-17	CI4	24.00 25.00	IN		20.9		0.0 0.0	18.9 3.6	64.6 79.9	81.1 96.4	16.5 16.5	51.7	25.4			3.2	1.183		0.259 0.395
SG-17	CI5	36.00 37.00	IN		22.2											0.8			
SG-7	CI3	33.50 34.30	IN-F		25.7														
SG-7	CI4	46.70 47.40	IN-F		26.2											0.6	0.403		0.061 0.186
SG-10	CI1	7.00 8.00	IN		24.9														
SG-10	CI2	18.30 19.00	IN-F		27.0											29.8		0.216	21.64 19.24
SG-10	CI3	29.60 30.50	IN-F		25.1 27.5											0.7 8.4			
SG-10	CI4	39.00 40.50	IN-F		26.5											0.8			
SG-18	CI1	14.20 15.20	IN-F		25.6											8.6			
SG-18	CI2	21.00 21.60	IN-F		29.2											57.2		0.186	42.30 39.96
	SV2		IN	P1 P2	26.24 26.39											21.7 23.9			

SOND.	CAMP.	TAGLIO CASAGRANDE			TRIAX ROCCIA		TRIAX MACROCAMP		TAGLIO SU ROCCIA				VELOC. SONICA	PESO SPECIF.	POINT LOAD STRENGTH	
n.	n.	C' KPa		ϕ' °	σ1−σ3 N/mm²	σ3 N/mm²	σ1−σ3 N/mm²	σ3 N/mm²	C MPa		ϕ °	JRC	Vp m/s	γs g/cm³	Is(50) MPa	σc MPa
SG-3	CI1	1.8 0.2	pp pr	31.2 24.6										2.644		
SG-3	CI2	3.8 0.2	pp pr	29.4 23.0										2.650		
SG-3	CR1															
SG-5																
SG-7	CI1						6.64 2.32 3.46	0.50 1.00 1.50					2247			
SG-7	CI2												1984			
SG-8	CI3												1093			
SG-8	CI4												960			
SG-12	CI1												5179			
SG-12	CI2				73.6 102.1 120.3	2.0 5.0 8.0							756			
SG-13	CI1												529 5135			
SG-13	CI2						33.20 36.85 44.10	0.10 0.30 0.50					4034			
SG-13	CI3						2.38 3.52	0.40 0.80					1627			
SG-13	CI4												5261			
SG-16	CI3												1707			
SG-17	CI4						3.42 4.40 5.00	0.50 0.90 1.30					1908			
SG-17	CI5						2.20 3.51 5.20	0.40 0.90 1.40					106			
SG-7	CI3						4.38 5.04 8.53	0.40 0.90 1.40					1947			
SG-7	CI4												2152			
SG-10	CI1						2.26 2.91 3.98	0.20 0.50 0.80					105			
SG-10	CI2								0.22 0.15	pp pr	36.9 34.2	4	4735			
SG-10	CI3												109 3141			
SG-10	CI4						19.71	1.00					2133			
SG-18	CI1												3577			
SG-18	CI2												5887			
	SV2												2401 2418		2.0	30.0

valore non attendibile
Is50X15

Tabella 5-1: Tabelle riassuntive dei risultati delle prove di laboratorio.

5.2.4 DESCRIZIONE DEI SONDAGGI campagna d'indagine 2013

La campagna integrativa effettuata per la redazione del Progetto definitivo dello Svincolo di Margonara è consistita nell'esecuzione di tre sondaggi denominati S1, S2, S3 effettuati per approfondire lo studio di zone specifiche.

6. PROVE IN SITU

6.1. PROVE SPT

Qui di seguito riportiamo le relazioni con le quali vengono elaborate le prove SPT al fine di ottenere indicazioni relative ai parametri di resistenza dei materiali attraversati secondo correlazioni empiriche ricavate da letteratura tecnica, la cui validità è confermata a livello internazionale.

I risultati della prova S.P.T. sono utilizzati soprattutto per la stima indiretta della densità relativa e dell'angolo di resistenza al taglio delle sabbie. Meno significative e più incerte sono le correlazioni per la stima della resistenza al taglio non drenata dei terreni a grana fine.

6.1.1 CORREZIONE N_{SPT}

I valori misurati di Nspt sono stati normalizzati in base a:

- rendimento del dispositivo di battuta
- influenza della pressione del terreno sovrastante

E' stato assunto un rendimento tipico ER=65% che, normalizzato al valore 60% fornisce:

- $N_{60}=N^*(ER/60)=1.08N$

La correzione relativa allo sforzo verticale efficace è stata eseguita mediante l'espressione:

- $N'_{60}=Cn^*N_{60}$

Con:

- $Cn=1/\sigma'v0^N$
- N=0.5 (Liao e Whitman, 1985)

6.1.2 DETERMINAZIONE DELLA DENSITA' RELATIVA

Dalle prove SPT la **densità relativa** Dr può essere ricavata secondo i seguenti metodi:

GIBBS E HOLTZ (1957)

La relazione di Gibbs e Holtz, valida per sabbie quarzose NC non cementate. Graficamente la relazione, rappresentata nella figura seguente, corrisponde all'equazione:

$$D_R = \left(1.5 \cdot \left(\frac{N_{spt}}{F} \right)^{0.222} \right) - 0.6$$

Con:

- $F = 0.0065 \times \sigma^2_{v0} + 14$
- D_R = densità relativa (%)
- N_{SPT} numero di colpi per 30 cm di infissione

- σ'_{vo} = pressione totale verticale geostatica (t/m^2)

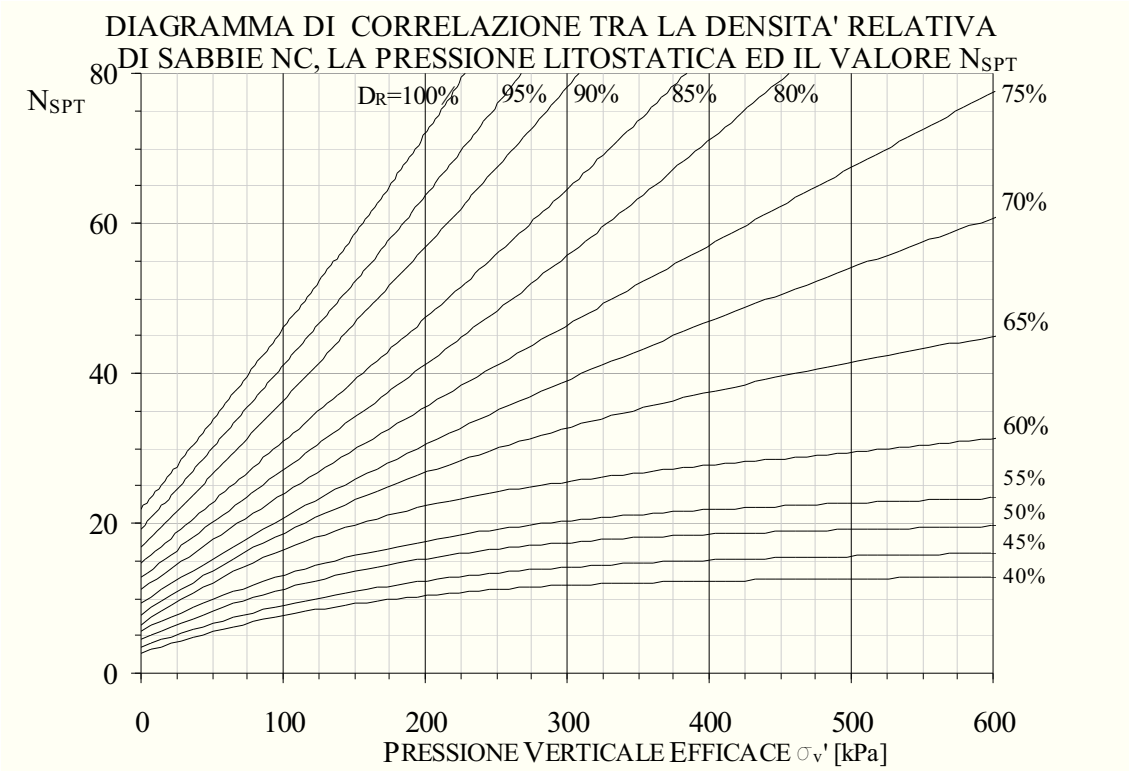


Figura 6-1: Densità relativa Dr ottenuta da prove SPT.

MEYERHOF (1957)

Meyerhof ha elaborato una correlazione valida per tutti i tipi di suolo per cui la densità relativa è pari a:

- $D_r = 21 + (N_{SPT}/(\sigma'v+0.7))^{0.5}$

6.1.3 DETERMINAZIONE DELL'ANGOLO DI ATTRITO EFFICACE

DE MELLO (1971)

Tra le correlazioni maggiormente usate vi è quella proposta da De Mello. Questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e l'angolo si ricava dal grafico della seguente figura in funzione di N_{SPT} e σ'vo.

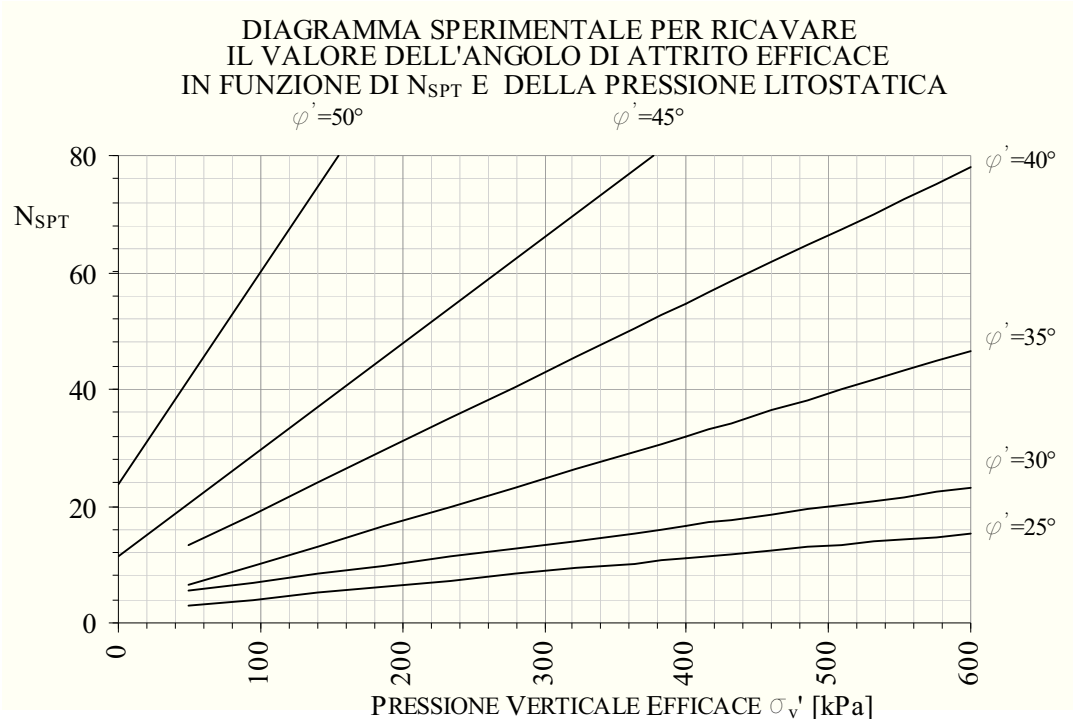


Figura 6-2: Rappresentazione grafica della correlazione di De Mello.

SHIOI & FUKUNI Road Bridge Specification (1990)

Questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e l'angolo è pari a:

- $\varphi' = (15 * N_{SPT})^{0.5} + 15$

6.1.4 MODULO DI YOUNG

Per la determinazione del modulo elastico di terreni sciolti possono essere utilizzate alcune correlazioni.

TORNAGHI ET AL.

Questa correlazione è valida per le sabbie pulite e per le sabbie con ghiaia. La correlazione calcola il modulo di Young senza considerare l'influenza della pressione efficace, portando così a una diminuzione del valore di E con la profondità.

- $E = B * (N_{SPT})^{0.5}$

Con: B = costante pari a 7 MPa

D'APPOLONIA (1968)

- $E\ (MPa) = 16.2 + 0.73 * N'_{60}$

STROUD (1989)

Questa correlazione è valida solo per le sabbie, le ghiaie e le argille.

- Per le sabbie NC E =0.9* Nspt

- Per le sabbie OC E =(2-16)* Nspt

6.1.5 DETERMINAZIONE DELLA COESIONE NON DRENATA

Per i litotipi argillosi può essere determinata la coesione non drenata tramite questo semplice schema proposto da Terzaghi e Peck (1967) con aggiunte di Sowers (1979) e Szecky e Varga (1978).

Nspt	consistenza	cu (KN/m2)	indice di consistenza
0-2	molle	0-25	<0.5
2-4	tenera	25-50	0.5-0.75
4-8	media	50-100	0.75-1.0
8-15	consistente	100-150	0.75-1.0
15-30	molto consistente	150-200	1.0-1.5
>30	dura	>200	>1.5

Tabella 6-1: Schema proposto da Terzaghi per la determinazione della coesione non drenata.

Con Ic= (Wl-Wn)/Ip (limite liquido-contenuto d'acqua naturale/indice di plasticità)

6.2. PROVE DINAMICHE SUPERPESANTI

6.2.1 NORMALIZZAZIONE N_{30}-N_{SPT}

Per correlare i valori di N_{30}, relativi al numero di colpi per infiggere la punta del penetrometro nel terreno per una lunghezza pari a un piede (circa 30 cm.), può essere utilizzata la formula proposta da Muromachi e Kobayashi (1982).

- $N_{30\ (DPSH)} / N_{SPT} = 1.15$

6.2.2 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DINAMICA ALLA PUNTA

La valutazione della resistenza dinamica alla punta Rpd è stata determinata con la formula Olandese:

$Rpd = M^2H / [A\ e\ (M+P)] = M^2\ H\ N / [A\ \delta\ (M+P)]$

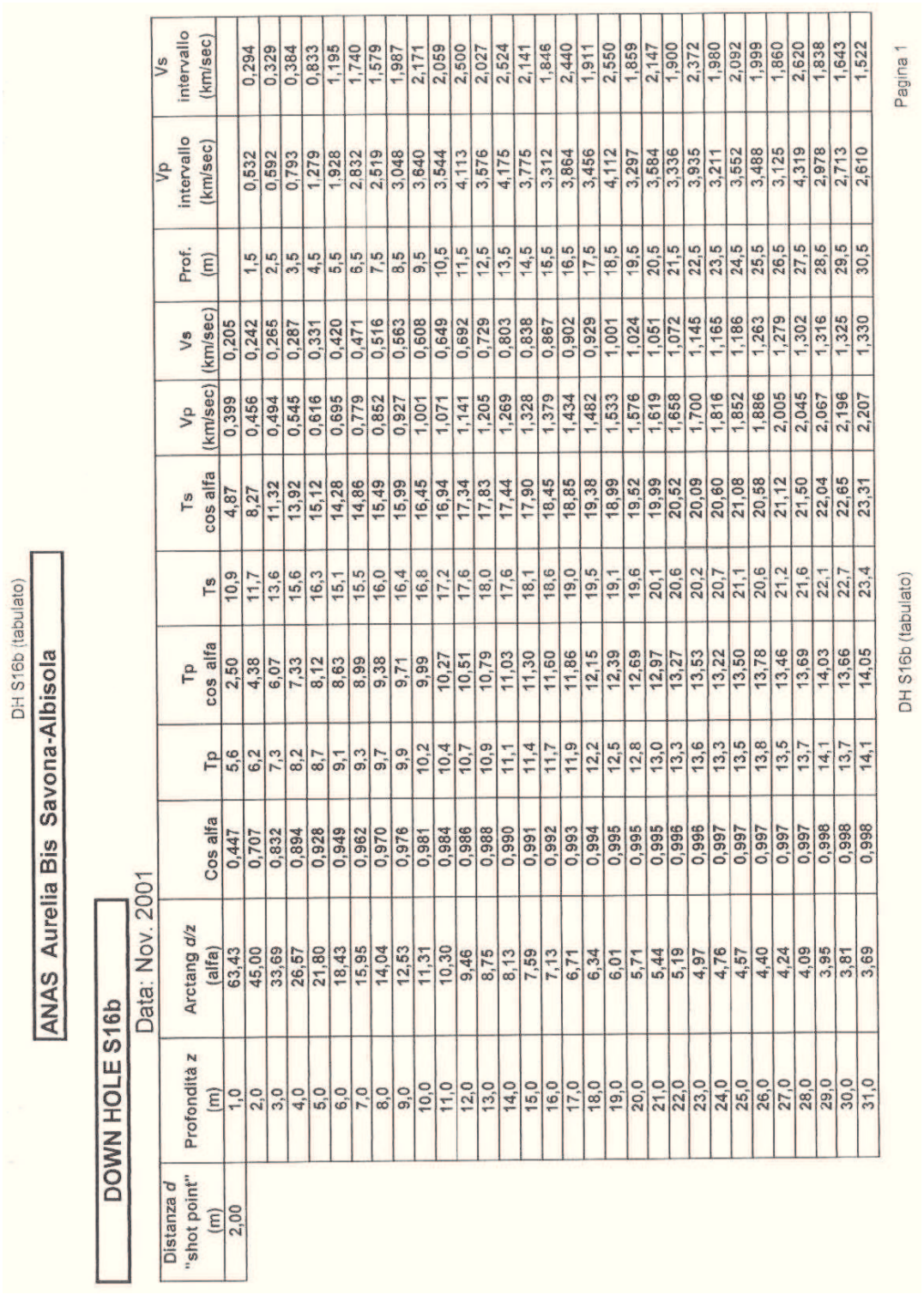
Con:

- M = Peso massa battente (kg)
- H = Altezza caduta libera (m)
- A = Area base punta conica (cm^2)
- P = peso totale aste e sistema di battuta (kg)
- δ = avanzamento punta (m.)
- e = infissione per colpo (δ/N)
- N = numero dei colpi per avanzamento di 30 cm (1 piede)

6.3. RISULTATI DELLE DOWN E CROSS HOLE PREGRESSE

Durante la campagna d'indagine geognostica del 2001, sono state eseguite 2 prove di tipo down-hole, rispettivamente nei sondaggi S16bis, S25bis; mentre durante quella integrativa del 2008, sono state effettuate delle prove di tipo cross-hole nei sondaggi S7ter-S7quater (area di via Mignone) e S14ter-S14quater (area di via Scotto).

Di seguito si riportano le tabelle dei dati delle Vp e delle Vs rilevati in profondità:



DH S16b (tabulato)

ANAS Aurelia Bis Savona-Albisola

DOWN HOLE S16b

Data: Nov. 2001

Distanza *d* "shot point" (m)	Profondità z (m)	Arctang d/z (alfa)	Cos alfa	Tp	Tp cos alfa	Ts	Ts cos alfa	Vp (km/sec)	Vs (km/sec)	Prof. (m)	Vp intervallo (km/sec)	Vs intervallo (km/sec)
2,00	1,0	63,43	0,447	5,6	2,50	10,9	4,87	0,399	0,205			
	2,0	45,00	0,707	6,2	4,38	11,7	8,27	0,456	0,242	1,5	0,532	0,294
	3,0	33,69	0,832	7,3	6,07	13,6	11,32	0,494	0,265	2,5	0,592	0,329
	4,0	26,57	0,894	8,2	7,33	15,6	13,92	0,545	0,287	3,5	0,793	0,384
	5,0	21,80	0,928	8,7	8,12	16,3	15,12	0,616	0,331	4,5	1,279	0,833
	6,0	18,43	0,949	9,1	8,63	15,1	14,28	0,695	0,420	5,5	1,928	1,195
	7,0	15,95	0,962	9,3	8,99	15,5	14,86	0,779	0,471	6,5	2,832	1,740
	8,0	14,04	0,970	9,7	9,38	16,0	15,49	0,852	0,516	7,5	2,519	1,579
	9,0	12,53	0,976	9,9	9,71	16,4	15,99	0,927	0,563	8,5	3,048	1,987
	10,0	11,31	0,981	10,2	9,99	16,8	16,45	1,001	0,608	9,5	3,640	2,171
	11,0	10,30	0,984	10,4	10,27	17,2	16,94	1,071	0,649	10,5	3,544	2,059
	12,0	9,46	0,986	10,7	10,51	17,6	17,34	1,141	0,692	11,5	4,113	2,500
	13,0	8,75	0,988	10,9	10,79	18,0	17,83	1,205	0,729	12,5	3,576	2,027
	14,0	8,13	0,990	11,1	11,03	17,6	17,44	1,269	0,803	13,5	4,175	2,524
	15,0	7,59	0,991	11,4	11,30	18,1	17,90	1,328	0,838	14,5	3,775	2,141
	16,0	7,13	0,992	11,7	11,60	18,6	18,45	1,379	0,867	15,5	3,312	1,846
	17,0	6,71	0,993	11,9	11,86	19,0	18,85	1,434	0,902	16,5	3,864	2,440
	18,0	6,34	0,994	12,2	12,15	19,5	19,38	1,482	0,929	17,5	3,456	1,911
	19,0	6,01	0,995	12,5	12,39	19,1	18,99	1,533	1,001	18,5	4,112	2,550
	20,0	5,71	0,995	12,8	12,69	19,6	19,52	1,576	1,024	19,5	3,297	1,859
	21,0	5,44	0,995	13,0	12,97	20,1	19,99	1,619	1,051	20,5	3,584	2,147
	22,0	5,19	0,996	13,3	13,27	20,6	20,52	1,658	1,072	21,5	3,336	1,900
	23,0	4,97	0,996	13,6	13,53	20,2	20,09	1,700	1,145	22,5	3,935	2,372
	24,0	4,76	0,997	13,3	13,22	20,7	20,60	1,816	1,165	23,5	3,211	1,980
	25,0	4,57	0,997	13,5	13,50	21,1	21,08	1,852	1,186	24,5	3,552	2,092
	26,0	4,40	0,997	13,8	13,78	20,6	20,58	1,886	1,263	25,5	3,488	1,999
	27,0	4,24	0,997	13,5	13,46	21,2	21,12	2,005	1,279	26,5	3,125	1,860
	28,0	4,09	0,997	13,7	13,69	21,6	21,50	2,045	1,302	27,5	4,319	2,620
	29,0	3,95	0,998	14,1	14,03	22,1	22,04	2,067	1,316	28,5	2,978	1,838
	30,0	3,81	0,998	13,7	13,66	22,7	22,65	2,196	1,325	29,5	2,713	1,643
	31,0	3,69	0,998	14,1	14,05	23,4	23,31	2,207	1,330	30,5	2,610	1,522

DH S16b (tabulato)

Pagina 1

DH S16b (tabulato)

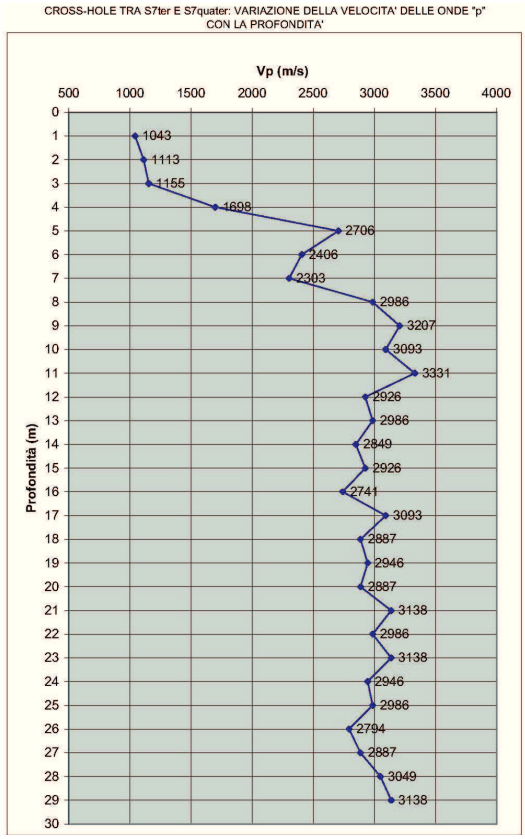
32,0	3,58	0,998	14,4	14,41	24,0	23,92	2,220	1,338	31,5	2,708	1,619
33,0	3,47	0,998	14,9	14,89	24,7	24,69	2,217	1,336	32,5	2,120	1,298
34,0	3,37	0,998	15,3	15,31	25,4	25,33	2,221	1,342	33,5	2,384	1,571
35,0	3,27	0,998	15,7	15,69	26,0	25,93	2,231	1,350	34,5	2,608	1,667
36,0	3,18	0,998	16,1	16,09	26,6	26,57	2,238	1,355	35,5	2,519	1,562
37,0	3,09	0,999	15,8	15,80	27,1	27,04	2,342	1,368	36,5	3,485	2,139
38,0	3,01	0,999	16,1	16,05	27,5	27,44	2,368	1,385	37,5	4,046	2,515
39,0	2,94	0,999	16,3	16,32	27,9	27,87	2,390	1,399	38,5	3,697	2,284
40,0	2,86	0,999	16,1	16,08	28,3	28,26	2,488	1,415	39,5	4,144	2,564
41,0	2,79	0,999	16,4	16,34	28,7	28,70	2,509	1,429	40,5	3,808	2,292
42,0	2,73	0,999	16,6	16,57	29,1	29,08	2,535	1,444	41,5	4,319	2,612
43,0	2,66	0,999	16,3	16,33	28,7	28,63	2,634	1,502	42,5	4,119	2,212
44,0	2,60	0,999	16,6	16,60	28,2	28,12	2,650	1,565	43,5	3,597	1,971
45,0	2,54	0,999	16,9	16,86	27,7	27,72	2,670	1,624	44,5	3,982	2,452
46,0	2,49	0,999	16,6	16,63	27,4	27,33	2,767	1,683	45,5	4,347	2,610
47,0	2,44	0,999	16,9	16,90	27,8	27,82	2,781	1,690	46,5	3,680	2,067
48,0	2,39	0,999	16,7	16,66	28,2	28,21	2,881	1,702	47,5	4,248	2,555
49,0	2,34	0,999	16,4	16,40	27,8	27,76	2,988	1,765	48,5	3,832	2,220
50,0	2,29	0,999	16,7	16,65	28,2	28,19	3,002	1,774	49,5	3,960	2,316

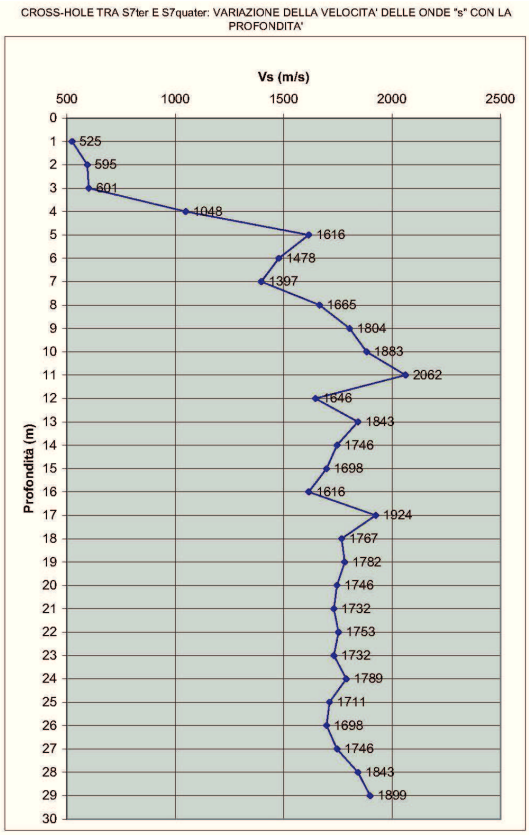
ANAS Aurelia Bis Savona-Albisola

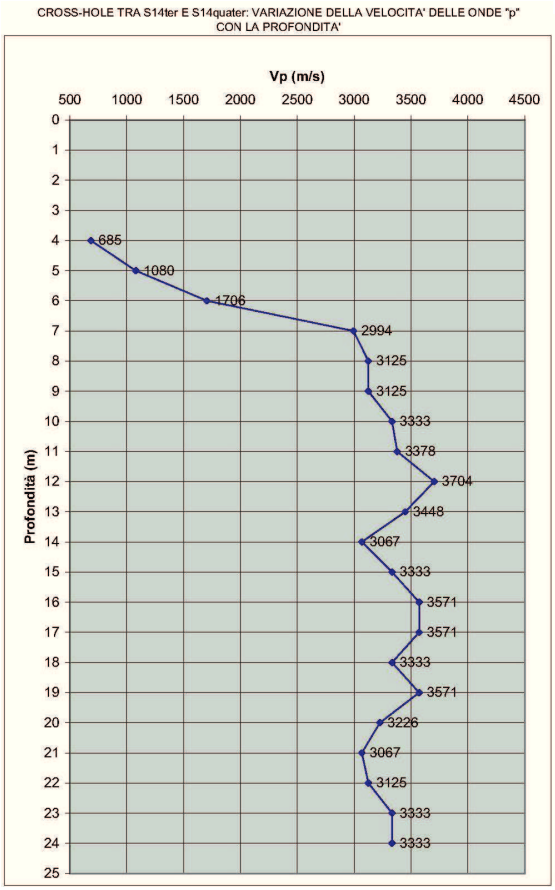
DOWN HOLE S25b

Data: Nov. 2001

Distanza *d* "shot point" (m)	Profondità z (m)	Arctang *d/z* (alfa)	Cos alfa	Tp	Tp cos alfa	Ts	Ts cos alfa	Vp (km/sec)	Vs (km/sec)	Prof. (m)	Vp intervallo (km/sec)	Vs intervallo (km/sec)
2,00	1,0	63,43	0,447	3,5	1,57	7,7	3,44	0,639	0,290			
	2,0	45,00	0,707	4,3	3,04	10,3	7,28	0,658	0,275	1,5	0,678	0,260
	3,0	33,69	0,832	5,2	4,29	11,6	9,65	0,700	0,311	2,5	0,804	0,422
	4,0	26,57	0,894	5,9	5,28	13,6	12,16	0,758	0,329	3,5	1,008	0,398
	5,0	21,80	0,928	6,7	6,22	15,0	13,93	0,804	0,359	4,5	1,060	0,567
	6,0	18,43	0,949	7,8	7,40	17,4	16,51	0,811	0,363	5,5	0,848	0,388
	7,0	15,95	0,962	8,6	8,27	18,8	18,07	0,847	0,387	6,5	1,150	0,640
	8,0	14,04	0,970	9,1	8,83	19,6	18,97	0,906	0,422	7,5	1,788	1,111
	9,0	12,53	0,976	9,4	9,21	18,8	18,33	0,977	0,491	8,5	2,620	1,560
	10,0	11,31	0,981	9,0	8,83	18,0	17,68	1,133	0,566	9,5	2,599	1,550
	11,0	10,30	0,984	8,7	8,54	17,5	17,24	1,289	0,638	10,5	3,460	2,239
	12,0	9,46	0,986	8,3	8,20	16,9	16,67	1,463	0,720	11,5	3,000	1,770
	13,0	8,75	0,988	7,9	7,83	16,2	16,04	1,660	0,810	12,5	2,700	1,583
	14,0	8,13	0,990	7,6	7,48	15,6	15,40	1,871	0,909	13,5	2,850	1,550
	15,0	7,59	0,991	7,2	7,12	14,9	14,73	2,108	1,018	14,5	2,739	1,510
	16,0	7,13	0,992	6,8	6,75	14,2	14,08	2,371	1,136	15,5	2,710	1,530
	17,0	6,71	0,993	7,1	7,04	13,7	13,58	2,415	1,252	16,5	3,440	2,000
	18,0	6,34	0,994	7,4	7,36	13,1	13,07	2,445	1,377	17,5	3,080	1,961
	19,0	6,01	0,995	7,7	7,67	12,6	12,57	2,476	1,512	18,5	3,210	2,000
	20,0	5,71	0,995	8,1	8,04	13,3	13,19	2,487	1,516	19,5	2,720	1,601
	21,0	5,44	0,995	8,3	8,26	12,9	12,81	2,542	1,639	20,5	4,534	2,630
	22,0	5,19	0,996	8,6	8,55	12,4	12,30	2,573	1,789	21,5	3,460	1,950
	23,0	4,97	0,996	8,8	8,78	12,8	12,73	2,618	1,807	22,5	4,309	2,325
	24,0	4,76	0,997	8,4	8,41	13,5	13,43	2,855	1,787	23,5	2,660	1,430
	25,0	4,57	0,997	8,8	8,77	14,1	14,07	2,850	1,777	24,5	2,745	1,560
	26,0	4,40	0,997	9,1	9,11	14,7	14,66	2,853	1,774	25,5	2,940	1,710
	27,0	4,24	0,997	9,5	9,47	15,3	15,30	2,850	1,765	26,5	2,763	1,560
	28,0	4,09	0,997	9,1	9,08	14,6	14,55	3,085	1,925	27,5	2,518	1,331
	29,0	3,95	0,998	9,4	9,42	14,0	13,93	3,079	2,082	28,5	2,920	1,621
	30,0	3,81	0,998	9,7	9,68	14,4	14,37	3,100	2,088	29,5	3,859	2,280







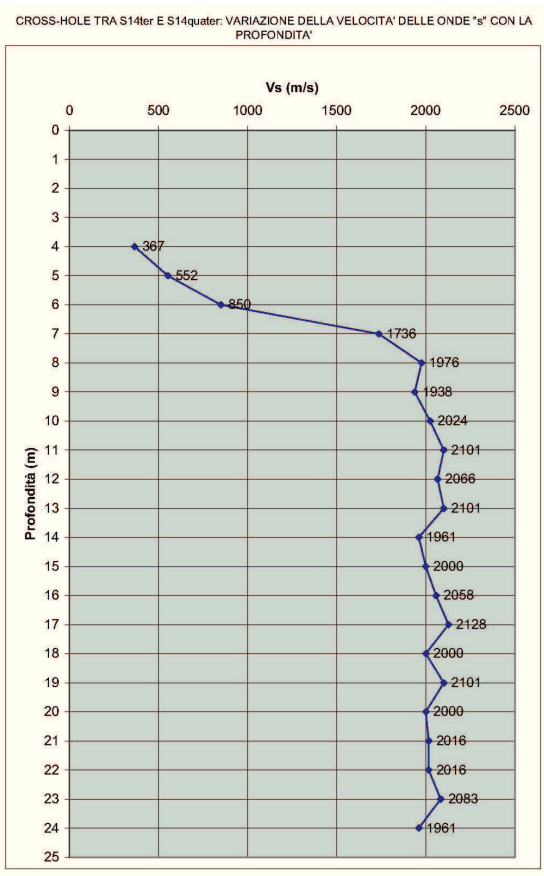


Tabella 6-2: Tabelle dei dati delle Vp e delle Vs rilevati in profondità.

6.4. DETERMINAZIONE DEI MODULI DI DEFORMAZIONE DAI DATI SISMICI

Utilizzando i dati ricavati con l'indagine sismica a rifrazione eseguita sia per il Progetto Esecutivo (13 stendimenti sismici) si sono potuti ricavare i moduli elastici in regime dinamico dei terreni indagati mediante opportune correlazioni che legano: le velocità delle onde P, delle onde S, la densità geofisica δdin, il peso di volume γdin ed il coefficiente di Poisson υ.

Equazioni impiegate:

$$E_{din} = Vp^2 \cdot \delta_{din} \cdot \frac{(1+v)\cdot(1-2v)}{(1-v)} \quad (E_{din} \text{ in Kg/cm}^2)$$

Dove:

$$v = \frac{Vp^2 - 2\cdot Vs^2}{2\cdot(Vp^2 - Vs^2)} \qquad \gamma_{din} = 0.51\cdot Vp_{m/sec}^{0.19} \qquad \delta_{din} = \frac{\gamma}{g}$$

Sulla base dei valori dinamici ottenuti, sono stati successivamente determinati i moduli di deformazione statici dei litotipi individuati considerando due differenti relazioni:

- Rzhevsky e Novik (1971);

  *Edin=8.3*Estat+0.97 (Kg/cm^2)*

- Knochel (1998), valida per rocce ignee.

  0.29 < Estat/Edyn < 0.441, media=0.341

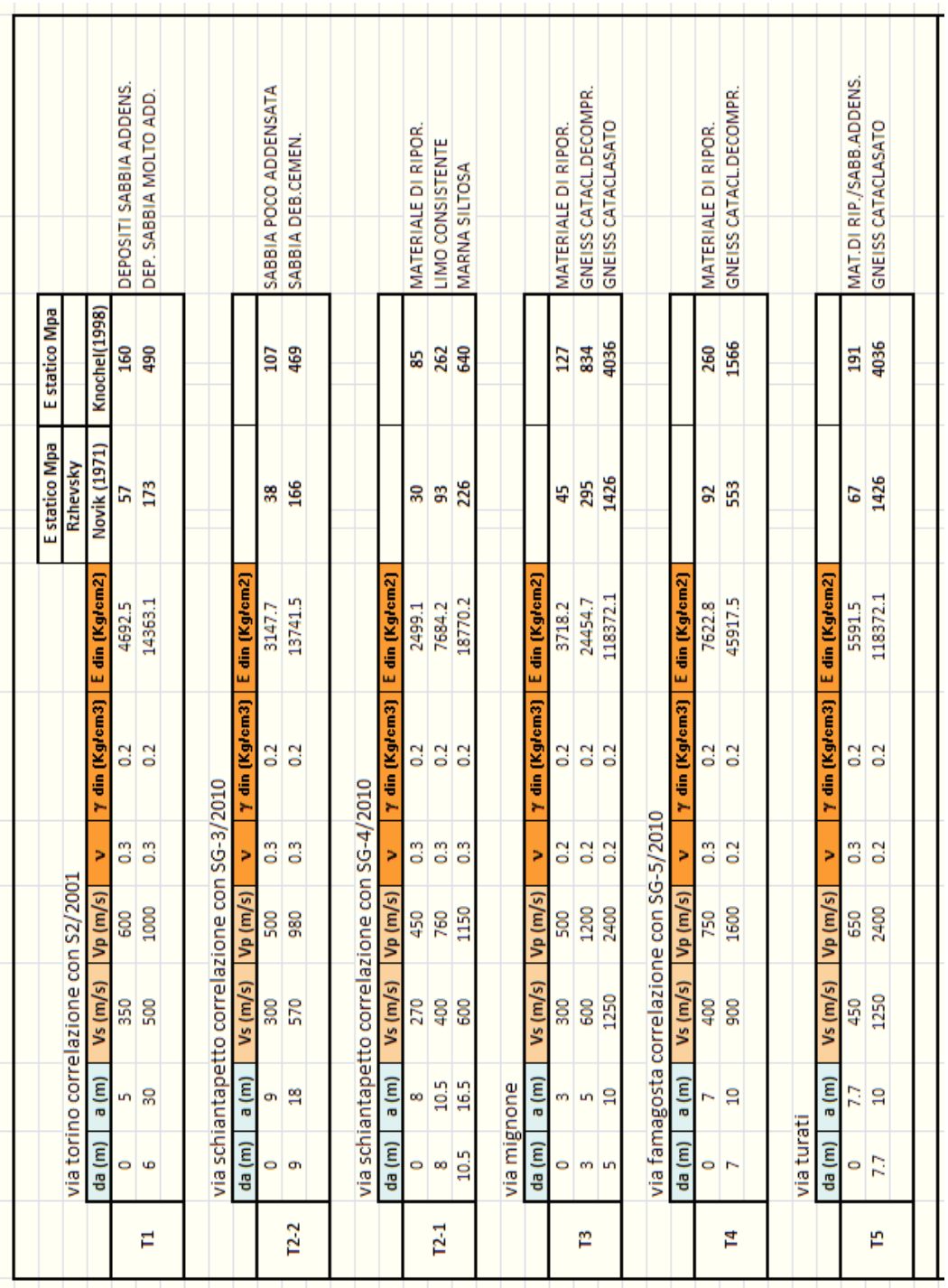
I risultati così ottenuti, riportati nelle tabelle seguenti e suddivisi per litotipo, sono stati confrontati con i moduli di elasticità forniti dall'elaborazione di Hoek e Brown, riscontrando nei vari casi una buona correlazione.

6.4.1 MODULI DI DEFORMAZIONE DA TOMOGRAFIE SISMICHE

Con i dati dei rilievi sismici a rifrazione con restituzione tomografica delle velocità delle onde “P” ed “S”, eseguiti durante la campagna geognostica del 2010, ad ogni sezione d’indagine, si sono potute eseguire le relative sismostratigrafie, confrontabili e correlabili con gli altri dati di indagine (stratigrafie sondaggi).

Utilizzando quindi le coppie di dati Vp e Vs è possibile, tramite le relazioni prima indicate, ricavare per ogni litologia riconosciuta il relativo valore del modulo di deformazione.

Qui di seguito si riportano i relativi valori associabili alle singole litologie:



via torino correlazione con S2/2001

	da (m)	a (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ν	γ din (Kg/cm3)	E din (Kg/cm2)	E statico Mpa Rzhevsky Novik (1971)	E statico Mpa Knochel(1998)	
T1	0	5	350	600	0.3	0.2	4692.5	57	160	DEPOSITI SABBIA ADDENS.
	6	30	500	1000	0.3	0.2	14363.1	173	490	DEP. SABBIA MOLTO ADD.

via schiantapetto correlazione con SG-3/2010

	da (m)	a (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ν	γ din (Kg/cm3)	E din (Kg/cm2)			
T2-2	0	9	300	500	0.3	0.2	3147.7	38	107	SABBIA POCO ADDENSATA
	9	18	570	980	0.3	0.2	13741.5	166	469	SABBIA DEB.CEMEN.

via schiantapetto correlazione con SG-4/2010

	da (m)	a (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ν	γ din (Kg/cm3)	E din (Kg/cm2)			
T2-1	0	8	270	450	0.3	0.2	2499.1	30	85	MATERIALE DI RIPOR.
	8	10.5	400	760	0.3	0.2	7684.2	93	262	LIMO CONSISTENTE
	10.5	16.5	600	1150	0.3	0.2	18770.2	226	640	MARNA SILTOSA

via mignone

	da (m)	a (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ν	γ din (Kg/cm3)	E din (Kg/cm2)			
T3	0	3	300	500	0.2	0.2	3718.2	45	127	MATERIALE DI RIPOR.
	3	5	600	1200	0.2	0.2	24454.7	295	834	GNEISS CATACL.DECOMPR.
	5	10	1250	2400	0.2	0.2	118372.1	1426	4036	GNEISS CATACLASATO

via famagosta correlazione con SG-5/2010

	da (m)	a (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ν	γ din (Kg/cm3)	E din (Kg/cm2)			
T4	0	7	400	750	0.3	0.2	7622.8	92	260	MATERIALE DI RIPOR.
	7	10	900	1600	0.2	0.2	45917.5	553	1566	GNEISS CATACL.DECOMPR.

via turati

	da (m)	a (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ν	γ din (Kg/cm3)	E din (Kg/cm2)			
T5	0	7.7	450	650	0.3	0.2	5591.5	67	191	MAT.DI RIP./SABB.ADDENS.
	7.7	10	1250	2400	0.2	0.2	118372.1	1426	4036	GNEISS CATACLASATO

Tabella 6-3: Tabelle riassuntive dei moduli di deformazione ricavati da tomografia sismica.

	rio termine fianco sinistro							E statico Mpa Rzhevsky	E statico Mpa	
	da (m)	a (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ν	γ din (Kg/cm3)	E din (Kg/cm2)	Novik (1971)	Knochel(1998)	
T6	0	5	900	1600	0.2	0.2	48709.0	**587**	**1661**	GNEISS ALTERATO FRATTU.
	5	10	1100	2000	0.2	0.2	79404.0	**957**	**2708**	GNEISS A MINORE FRATTU.
	via durazzo villa la pineta									
	da (m)	a (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ν	γ din (Kg/cm3)	E din (Kg/cm2)			
T7-T8	0	2	300	500	0.3	0.2	3600.6	**43**	**123**	COLTRE DETRITICA
	2	7	800	1600	0.2	0.2	48709.0	**587**	**1661**	GNEISS ALTERATO FRATTU.
	5	10	1100	2400	0.2	0.2	118372.1	**1426**	**4036**	GNEISS A MINORE FRATTU.
	rio basci imbocco est galleria san paolo									
	da (m)	a (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ν	γ din (Kg/cm3)	E din (Kg/cm2)			
T9	0	3	400	800	0.3	0.2	8732.4	**105**	**298**	COLTRE DETRITICA
	3	10	850	1500	0.2	0.2	42288.9	**509**	**1442**	ANFIBOLITE ALTERATA FRATTU.
	imbocco est gall.s.paolo-basci									
	da (m)	a (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ν	γ din (Kg/cm3)	E din (Kg/cm2)			
T10	0	3.5	300	700	0.3	0.2	6576.8	**79**	**224**	COLTRE DETRITICA
	3.5	9	1100	1850	0.2	0.2	66941.1	**807**	**2283**	GNEISS ALTERATO FRATTU.
	viadotto grana correlazione con SG-17/2010									
	da (m)	a (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ν	γ din (Kg/cm3)	E din (Kg/cm2)			
T11	0	3	350	550	0.3	0.2	3878.3	**47**	**132**	DEPOSITI SABBIA ADDENS.
	3	7	450	800	0.3	0.2	9521.4	**115**	**325**	LIMO CONSISTENTE
	7	12	750	1500	0.3	0.2	34905.1	**421**	**1190**	MARNA SILTOSA
	viadotto grana-spalla est									
	da (m)	a (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ν	γ din (Kg/cm3)	E din (Kg/cm2)			
T12	0	7	900	1500	0.2	0.2	41231.7	**497**	**1406**	GNEISS ALTERATO FRATTU.
	imbocco est gall.grana									
	da (m)	a (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ν	γ din (Kg/cm3)	E din (Kg/cm2)			
T13	0	3	300	500	0.3	0.2	3147.7	**38**	**107**	COLTRE DETRITICA
	3	7.5	850	1450	0.2	0.2	37012.8	**446**	**1262**	GNEISS ALTERATO FRATTU.

6.5. PROVE DILATOMETRICHE E PRESSIOMETRICHE

Durante la campagna d'indagine geognostica del 2001 state effettuate N.37 prove pressiometriche tipo Menard, mentre durante quella integrativa del 2008, sono state effettuate n.8 prove dilatometriche direttamente nei fori di sondaggio a varie profondità, al fine di valutare il modulo di deformazione dell'ammasso roccioso.

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive con i dati finali delle prove:

Sondaggio	Prof. (m)	Litologia	Ed (MPa)
S5	5,0	limo sabbioso a bassa consistenza	144,44
S5	10,0	limo sabbioso a bassa consistenza	27,59
S7	5,0	cataclasite	12.288,87
S7	10,0	roccia da mediamente a molto fratturata	12.306,31
S8	55,0	roccia da mediamente a molto fratturata	13.872,23
S8	60,0	roccia da mediamente a molto fratturata	12.155,11
S8	65,0	cataclasite	9.095,90
S12	5,0	cunicolo	54,71
S12	8,0	riporto	6.244,24
S14	8,0	roccia da mediamente a molto fratturata	5.247,23
S15	40,0	roccia da mediamente a molto fratturata	3.800,69
S15	45,0	roccia da mediamente a molto fratturata	11.864,66
S15	50,0	roccia da mediamente a molto fratturata	5.920,10
S16	10,0	roccia da mediamente a molto fratturata	12.260,38
S16	22,0	roccia da mediamente a molto fratturata	7.258,48
S16	26,0	cataclasite	15.306,97
S16	35,0	cataclasite	12.931,02
S16	40,0	roccia da mediamente a molto fratturata	9.898,75
S20	10,0	roccia da mediamente a molto fratturata	14.808,22
S20	15,0	roccia da mediamente a molto fratturata	6.247,77
S22	5,0	limo argilloso consistente	88,98
S22	10,0	limo argilloso consistente	89,30
S24	60,0	roccia da mediamente a molto fratturata	15.753,66
S24	69,0	roccia da mediamente a molto fratturata	10.012,24
S24	76,0	roccia da mediamente a molto fratturata	17.735,55
S25	5,0	alternanze di terreni granulari con ciottoli e trovanti in matrice sabbiosa	19,61
S25	10,0	roccia da mediamente a molto fratturata	10.357,48
S26	25,0	gneiss anfibolitico mediamente fratturato	9.669,99
S26	30,0	gneiss anfibolitico mediamente fratturato	13.314,23
S26	35,0	gneiss anfibolitico mediamente fratturato	17.882,38
S26	40,0	gneiss anfibolitico mediamente fratturato	32.610,71
S27	5,0	alternanze di terreni granulari con ciottoli e trovanti in matrice sabbiosa	17,69
S27	10,0	alternanze di terreni granulari con ciottoli e trovanti in matrice sabbiosa	24,39
S31	5,0	alternanze di terreni granulari con ciottoli e trovanti in matrice sabbiosa	13,49
S31	10,0	roccia da mediamente a molto fratturata	11.168,57

Tabella 6-4: Prove pressiometriche Menard eseguite nella campagna di PD (figura tratta dalla relazione geologica-geotecnica di Progetto Definitivo).

CAMPAGNA	INDAGINE	PROF.	E (MPa)
2008	S7bis	4.50	937-1667
2008	S7bis	7.50	1123-1284
2008	S7ter	11.00	5024-10330
2008	S7ter	13.00	2147-5112
2008	S14ter	8.00	2436-5279
2008	S14ter	12.50	9230-8976
2008	S9	18.50	1469-4316
2008	S9	21.50	1797-4780

Tabella 6-5: Prove dilatometriche eseguite nella campagna 2008.

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA

Attraverso l'interpretazione del logs stratigrafici, delle prove di laboratorio e di tutti i dati (dinamici e/o sismici) disponibili, si sono potute individuare nell'area di studio le seguenti unità geotecniche:

- Materiale di riporto;
- Coltri detritiche (eluvio-colluviali)
- Limo consistente;
- Sabbie (depositi di spiaggia)
- Gneiss biotitico muscovitico a minore grado di fratturazione
- Gneiss biotitico muscovitico fratturato
- Gneiss biotitico muscovitico cataclasato e alterato
- Gneiss biotitico muscovitico alterato e decompresso

Di seguito saranno definite le caratteristiche geotecniche delle unità prima elencate secondo le metodologie mostrate nel precedente capitolo.

7.1. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

7.1.1 MATERIALI DI RIPORTO E COLTRI DETRITICHE (ELUVIO-COLLUVIALI)

Una parte del territorio in esame risulta interessato da estese coperture di origine antropica, frutto di decenni se non secoli di rimaneggiamento superficiale e scavi e/o riporti per l'edificazione o la realizzazione di strade.

Lo spessore dei riporti è a volte notevole, raggiungendo, in alcuni casi i 10 metri a tergo di muri di contenimento. Spesso si hanno potenze dell'ordine di alcuni metri, concentrate nell'ambito urbano di Savona, dove maggiore è stata l'urbanizzazione. Si tratta di materiale eterogeneo, che va dai frammenti litoidi ai laterizi, in genere in matrice sabbiosa o limosa.

I depositi delle coltri superficiali sono invece originati dal trasporto ad opera della gravità, delle acque superficiali non incanalate e dall'accumulo ai piedi dei pendii. In questo caso si possono raggiungere spessori di alcuni metri. Questi depositi sono a volte molto compatti fino ad avere una debole cementazione. La granulometria è in genere grossolana con matrice sabbiosa e limosa.

Quasi tutte le indagini geognostiche hanno attraversato questi depositi, e in alcuni casi sono state eseguite prove geotecniche sui medesimi.

PROVE SPT

La seguente tabella mostra i risultati delle prove SPT eseguite durante le perforazioni sia per i riporti che per le coperture detritiche superficiali.

RIPORTI

CAMPAGNA	SOND. N°	PROVA N°	INIZIO (m)	TIPO PUNTA	N°COLPI N1	N2	N3
PE	SG1	SPT1	3.00	A	3	3	4
PE	SG3	SPT1	1.50	A	7	6	7
PE	SG4	SPT1	4.50	A	5	3	3
PE	SG5	SPT1	3.00	A	4	2	4
PE	SG5	SPT2	4.50	A	4	4	6
PE	SG9	SPT1	3.00	A	11	13	17
PE	SG11	SPT1	1.50	A	2	1	2
PE	SG11	SPT2	3.00	A	2	3	3
PE	SG6	SPT1	3.00	A	4	3	4
PE	SG8	SPT1	3.00	A	2	3	5
2008	S14ter	SPT2	3.00	A	7	13	15
2008	S14ter	SPT3	4.50	A	5	9	14
2008	S9	SPT1	3.00	C	6	4	4
2008	S9	SPT2	4.50	C	7	10	9
2008	S9	SPT3	6.00	C	5	8	9
2008	S9	SPT4	7.50	C	9	13	15
2008	S14ter	SPT1	1.50	A	15	24	30

RIPORTI

CAMPAGNA	SOND. N°	PROVA N°	INIZIO (m)	TIPO PUNTA	N°COLPI N1	N2	N3
PD	S5	SPT1	3.00	A	5	9	10
PD	S7	SPT1	3.00	A	5	9	10
PD	S7	SPT2	4.30	A	7	12	11
PD	S12	SPT1	3.00	A	10	12	20
PD	S14	SPT1	3.00	A	10	12	21
PD	S20	SPT1	1.50	A	5	15	27
PD	S21	SPT1	1.50	A	7	14	19

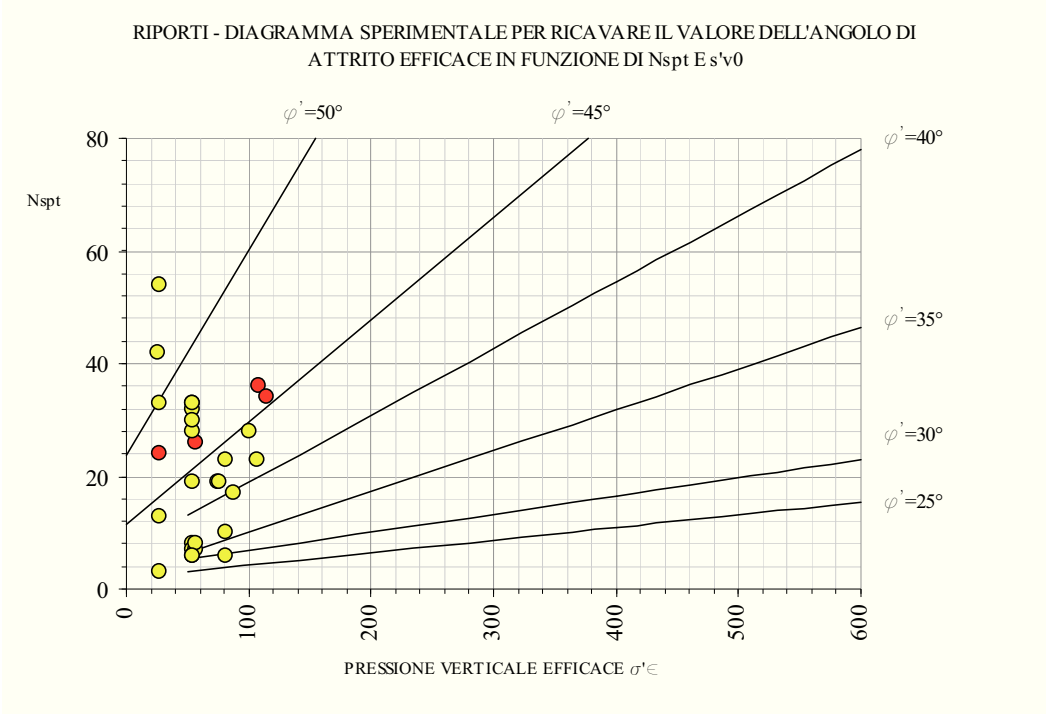
DEPOSITI SUPERFICIALI

CAMPAGNA	SOND. N°	PROVA N°	INIZIO (m)	TIPO PUNTA	N°COLPI N1	N2	N3
PD	S25	SPT2	3.00	A	8	13	20
PD	S25	SPT3	6.00	A	10	12	24
PD	S27	SPT1	3.00	A	7	11	15
PD	S27	SPT3	6.00	A	8	13	21

Tabella 7-1: Risultati delle prove SPT nei riporti e nelle coltri superficiali.

Dalle tabelle riportate si evince che sostanzialmente i materiali di riporto sono poco addensati; mentre le coltri detritiche superficiali risultano addensate.

I seguenti grafici mostrano i parametri geotecnici ottenibili tramite le correlazioni mostrate in precedenza.



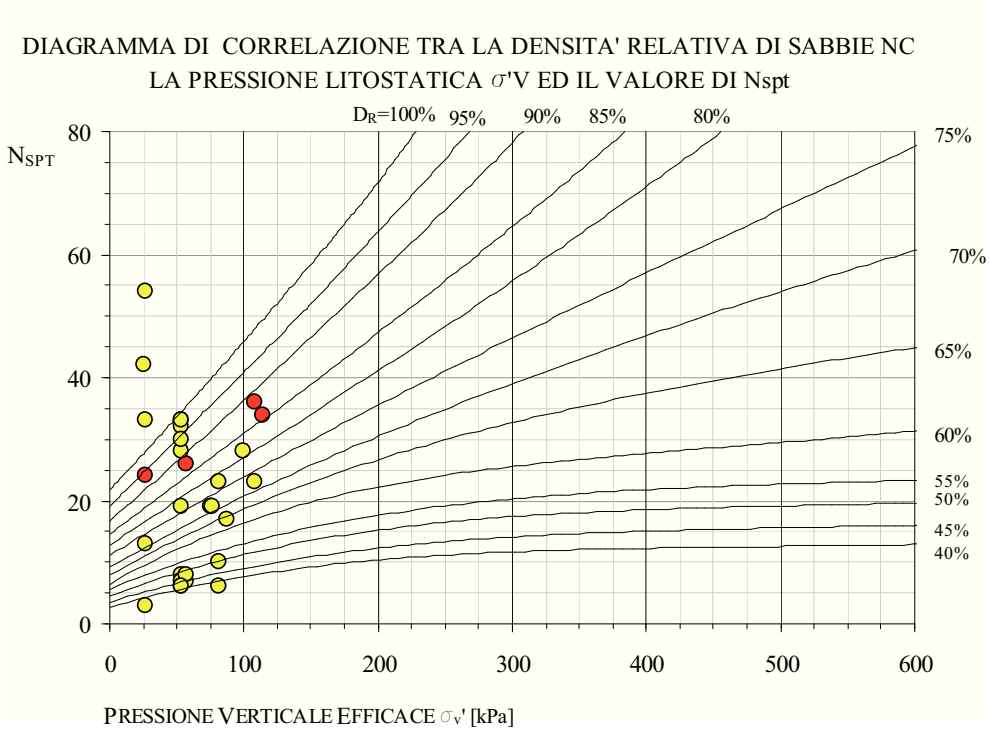
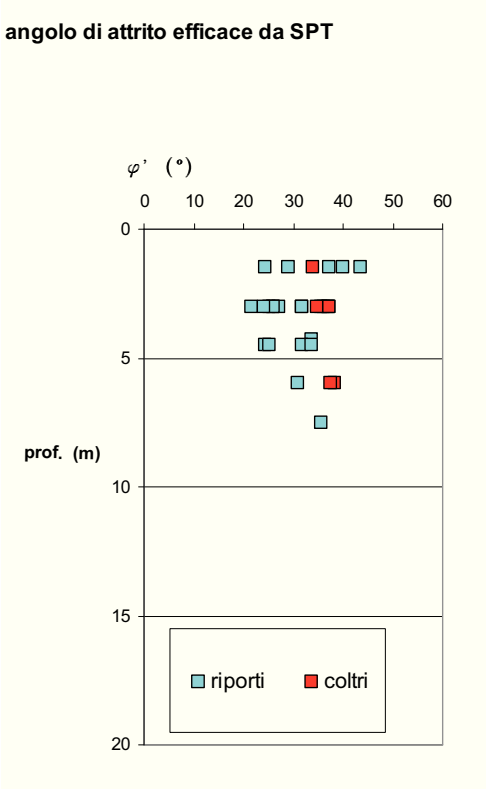
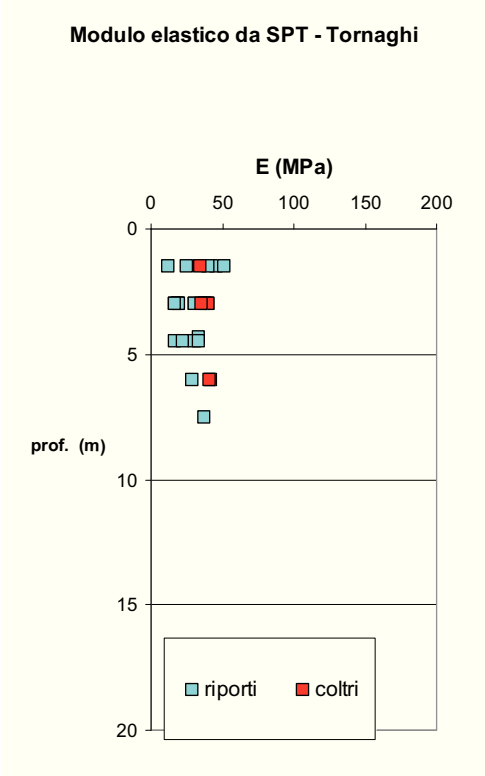
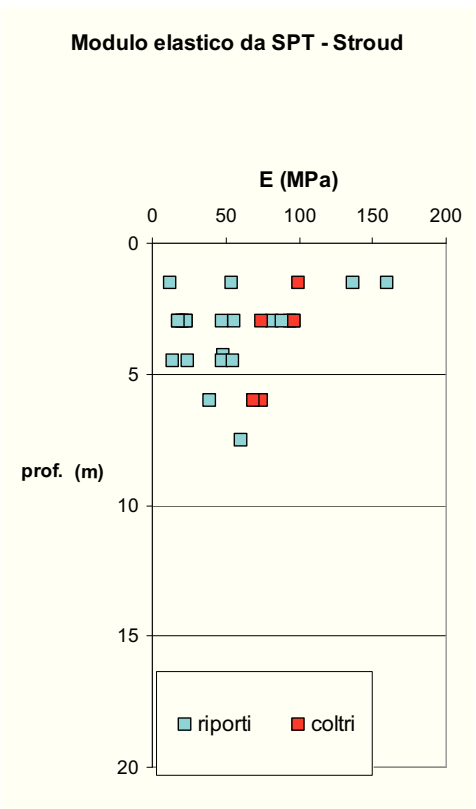


Figura 7-1: Correlazione di De Mello per ottenere φ' e correlazione di Gibbs e Holtz per la densità relativa DR da N_{SPT} per i riporti e per i depositi superficiali presenti nell'area. In giallo sono rappresentati i valori ottenuti nei terreni di riporto, in rosso le coltri detritiche. Si nota l'eterogeneità dei risultati. I valori di N_{SPT}, data la bassa pressione litostatica della quota di esecuzione delle prove, non sono stati "corretti" ma sono quelli effettivi (N2+N3).







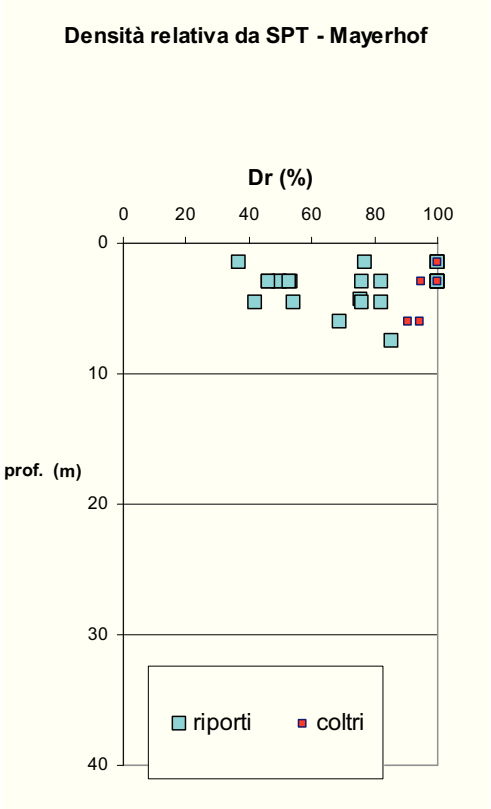


Figura 7-2: Determinazione dell'angolo di attrito, della densità relativa e del modulo elastico dalle prove SPT per i riporti e gli altri depositi superficiali.

Per i materiali di riporto poco addensati si considerano i seguenti parametri geomeccanici:

- γ KN/m^3 = 18-19
- c' KPa = 0
- ϕ'(°)= 28-30
- E MPa = 18-50
- ν=0.30

Per le coltri detritiche superficiali si considerano i seguenti parametri geomeccanici:

- γ KN/m^3 = 19-20
- c' KPa = 0
- ϕ'(°)= 35-40
- E MPa = 50-100
- ν=0.30

7.1.2 SABBIE (DEPOSITI DI SPIAGGIA)

Per i depositi marini costituiti da sabbie con granulometria da fine e grossolana, con livelli ghiaiosi, si considerano i seguenti parametri geotecnici:

γ = 19-20 KN/m^3

c' = 0 KPa

φ' = 35-38 (°)

E = 50-80 (MPa)

ν=0.30

7.1.3 FORMAZIONE ARGILLE DI ORTOVERO

La Formazione pliocenica delle Argille di Ortovero è costituita da materiale eterogeneo addensato e compatto, quale sabbie, sabbie limose, limi, argille limose, con livelli ghiaiosi o ricchi di materiale carbonioso. Questi depositi a volte si presentano debolmente cementati e marnosi. Si tratta di ammassi del tipo "rocce tenere" (weak rocks), dalle caratteristiche intermedie tra quelle delle categorie di "roccia" e "terra".

In particolare si è riscontrato che, nell'area in esame, la formazione si presenta in prevalenza sotto forma di depositi limosi, a luoghi debolmente cementati; mentre nella porzione orientale prevale la componente argillo marnosa, maggiormente litoide.

Poiché i depositi appartenenti a questa formazione presentano caratteristiche ben diverse nelle due aree principali di affioramento, sono state considerate in maniera differente per la caratterizzazione geotecnica. In questa sede si farà riferimento ai depositi limosi.

INDAGINI GEOGNOSTICHE

Il seguente schema riporta le indagini che hanno interessato la formazione:

- CAMPAGNA PE: SG02 SG03 SG04 SG11 SG17 T2-1 T2-2 T11 T12
- CAMPAGNA PD: S5 S29 P2 P3 P4 N10 N11 N12

PROVE SPT

La seguente tabella mostra i risultati delle prove SPT eseguite durante le perforazioni. In rosa sono segnate le prove eseguite sui terreni siltoso marnosi o comunque dalle caratteristiche maggiormente litoidi.

ARGILLE DI ORTOVERO

CAMPAGNA	SOND. N°	PROVA N°	INIZIO (m)	TIPO PUNTA	N°COLPI N1	N2	N3
PD	S5	SPT2	4.50	A	2	2	6
PD	S5	SPT3	11.00	A	3	7	10
PD	S29	SPT1	3.00	A	7	7	16
PD	S29	SPT2	6.00	A	10	12	20
PD	S29	SPT3	12.00	A	10	15	23
PD	S29	SPT4	20.00	A	8	13	20
PE	SG2	SPT1	4.50	A	13	50	R
PE	SG2	SPT2	10.50	A	11	24	43
PE	SG3	SPT2	5.40	A	3	3	8
PE	SG3	SPT3	11.50	A	14	33	R
PE	SG3	SPT4	15.00	A	44	45	48
PE	SG3	SPT5	19.50	A	10	14	14
PE	SG4	SPT2	12.00	A	18	44	R
PE	SG4	SPT3	21.00	A	40	48	50
PE	SG11	SPT3	6.00	A	10	23	27
PE	SG11	SPT4	9.00	A	11	25	33
PE	SG11	SPT5	12.00	A	13	26	36
PE	SG11	SPT6	15.00	A	13	28	34
PE	SG11	SPT7	19.00	A	45	50	R
PE	SG17	SPT1	7.50	A	18	44	R

Tabella 7-2: Risultati delle prove SPT nei litotipi della Formazione delle Argille di Ortovero. In rosa le aree con componente argillo-marnosa.

Con le correlazioni descritte nel capitolo introduttivo si ottengono, per i litotipi sabbiosi e limosi i parametri geotecnici mostrati di seguito con alcuni grafici.

In particolare si è notato che le correlazioni di D'Appolonia e Tornaghi per la determinazione del modulo di deformazione E mostrano risultati del tutto analoghi, mentre nella correlazione di Stroud si è usata la formula E =2 * Nspt, ottenendo risultati più alti.

PROVE DI LABORATORIO

La seguente tabella mostra i risultati ottenuti nelle prove di laboratorio per i campioni prelevati nei terreni della Formazione delle Argille di Ortovero.

Tabella 7-3: Prove di laboratorio eseguite sulle Argille di Ortovero.

	SOND.	CAMP	prof.		descrizione	γ	GRANULOMETRIA					LIM. ATTER.		TAGLIO AL CASAGRANDE				vp (m/s)
	N°	N°	da m.	a m.		(kN/m^3)	ghiaia	sabbia	limo	argilla	I+a	WI (%)	Ip (%)	c' (kPa)	ϕ (°)	cr (kPa)	ϕr (°)	
MARNE DI ORTOVERO	SG17	CI2	9.50	10.40	marna argillosa	19.6	0	10	68	22	90	52	25					
	SG17	CI3	13.50	14.20	marna argillosa	20.4	0	19	64	18	81	51	26					1863
	SG17	CI4	24.00	25.00	marna siltosa	20.9	0	19	65	16	81	52	25					1908

	SOND.	CAMP	prof.		pocket pen/ vane test		PROVA EDOMETRICA				TRIASSIALE			ELL				$CaCO_3$
	N°	N°	da m.	a m.	pp (kPa)	vt (kPa)	Eed (kPa)	Cv (cm^2/s)	k (m/s)	ca (%)	cu (kPa)	c' (kPa)	ϕ (°)	σc (kPa)	ε (%)	Esc (MPa)	Etg (Mpa)	(%)
MARNE DI ORTOVERO	SG17	CI2	9.50	10.40	>600	>250					487.4							51
	SG17	CI3	13.50	14.20										1880				41
	SG17	CI4	24.00	25.00								768.5	28.9	3170	1.18	259	395	40

	SOND.	CAMP	prof.		descrizione	γ	GRANULOMETRIA					LIM. ATTER.		TAGLIO AL CASAGRANDE				vp (m/s)
	N°	N°	da m.	a m.		(kN/m^3)	ghiaia	sabbia	limo	argilla	I+a	WI (%)	Ip (%)	c' (kPa)	ϕ (°)	cr (kPa)	ϕr (°)	
SABBIE DI ORTOVERO	SG2	CI1	2.00	2.20	sabbia con limo	19.4	0	51	43	5	49	35	16	5.3	29	0.8	21.5	
	SG2	CI2	7.50	7.95	limo con sabbia	20.5	0	30	56	14	70	41	18					
	SG3	CI1	3.00	3.50	sabbia limosa		2	68	22	7	29	27	7	1.8	31.2	0.2	14.6	
	SG3	CI2	9.20	9.40	sabbia limosa	18.6	6	52	32	10	42	35	15	3.8	29.4	0.2	23	
	SG3	CR1	15.70	16.00	sabbia limosa		13	53	29	4	34	31	14					

	SOND.	CAMP	prof.		pocket pen/ vane test		PROVA EDOMETRICA				TRIASSIALE			ELL				$CaCO_3$
	N°	N°	da m.	a m.	pp (kPa)	vt (kPa)	Eed (kPa)	Cv (cm^2/s)	k (m/s)	ca (%)	cu (kPa)	c' (kPa)	ϕ (°)	σc (kPa)	ε (%)	Esc (MPa)	Etg (Mpa)	(%)
SABBIE DI ORTOVERO	SG2	CI1	2.00	2.20	450 >600													25
	SG2	CI2	7.50	7.95	>600	>250					237.6							
	SG3	CI1	3.00	3.50	180 - 280	62.5 - 80												
	SG3	CI2	9.20	9.40	500	100												
	SG3	CR1	15.70	16.00														

	SOND.	CAMP	prof.		descrizione	γ	GRANULOMETRIA					LIM. ATTER.		TAGLIO AL CASAGRANDE				vp (m/s)
	N°	N°	da m.	a m.		(kN/m^3)	ghiaia	sabbia	limo	argilla	I+a	WI (%)	Ip (%)	c' (kPa)	ϕ (°)	cr (kPa)	ϕr (°)	
LIMI CONSISTENTI	SG2	CR1	10.10	10.40	limo con sabbia		0	30	61	10	70	36	17					
	SG4	CI1	10.30	10.70	limo sabbioso	19.5	0	35	53	12	65	40	19	4.1	27.8	0.4	20.9	
	SG4	CI2	13.50	14.50	limo sabb. marnoso	21.2	0	30	61	9	70	37	17					1778
	SG11	CI1	15.50	16.00	limo sabb. marnoso	20.5	0	16	71	12	84	42	20	121.9	28.3			
	SG17	CI1	4.20	4.60	limo argilloso marnoso	18.1	0	9	61	30	91	47	25	23.4	24.3	0.7	17.1	

	SOND.	CAMP	prof.		pocket pen/ vane test		PROVA EDOMETRICA				TRIASSIALE			ELL				$CaCO_3$
	N°	N°	da m.	a m.	pp (kPa)	vt (kPa)	Eed (kPa)	Cv (cm^2/s)	k (m/s)	ca (%)	cu (kPa)	c' (kPa)	ϕ (°)	σc (kPa)	ε (%)	Esc (MPa)	Etg (Mpa)	(%)
LIMI CONSISTENTI	SG2	CR1	10.10	10.40														
	SG4	CI1	10.30	10.70	>600	130	10455	6.93E-03	5.99E-10									32
	SG4	CI2	13.50	14.50	>600	>250	18170	7.96E-03	4.3E-10			325.9	31.5	440	3.92	10	20	30
	SG11	CI1	15.50	16.00	>600	>250	11864	1.12E-02	9.24E-10			174.8	30.3					44
	SG17	CI1	4.20	4.60	>600	>250	5726	1.27E-02	2.18E-09									49

Per i limi consistenti si considerano i seguenti parametri geomeccanici:

- γ KN/m^3 = 18-20
- c' KPa = 50-100
- ϕ' (°) = 25-28
- E MPa = 50-80
- ν = 0.30

7.2. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

7.2.1 GENERALITÀ SUL METODO

La caratterizzazione geomeccanica degli amassi rocciosi è stata indagata mediante l'applicazione del criterio di rottura non lineare di Hoek-Brown1, la cui formulazione è la seguente :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^a$$

dove:

σ_1 , σ_3 = tensioni principali,

σ_{ci} = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta,

m_b, s = parametri di resistenza del criterio di rottura non lineare,

a = esponente,

in cui, per indice GSI=100, con la posizione $m_b = m_i$, si ricava anche il valore σ_{ci} della resistenza a compressione monoassiale assegnabile alla roccia "integra".

Attraverso il programma RocLab, servendosi delle correlazioni sperimentali che legano l'indice GSI ai parametri che definiscono la resistenza dell'ammasso roccioso secondo il criterio di rottura non lineare Hoek-Brown:

$$m_b = m_i \, e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)}$$

---

1 HOEK E., DIEDERICHS M.S., CORKUM B. – "Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition", Proc. North American Rock Mechanics Society – Meeting in Toronto, 2002.

Tabella 7-4: prove di laboratorio eseguite sulla Formazione di Molare

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}}\right)$$

dove D rappresenta il coefficiente che può essere inserito per tenere conto del grado di disturbo apportato all'ammasso roccioso dalla tecnica di abbattimento prescelta (per valutare le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso allo stato naturale dovrà essere D=0), si possono ottenere i valori dei parametri di resistenza dell'ammasso roccioso al variare dell'indice di classificazione GSI.

Volendo risalire ai parametri di resistenza (φ,c) del criterio di rottura lineare Mohr-Coulomb:

- $\sigma_1 = \lambda\sigma_3 + 2c\sqrt{\lambda}$

con:

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

che meglio approssimino l'andamento curvilineo della curva del criterio di rottura non lineare H-B occorre considerare l'intensità del campo geostatico a cui si svolge la correlazione, cioè, ipotizzando che il campo geostatico naturale sia funzione del peso proprio di ammasso e della profondità, è necessario fissare intervalli rappresentativi degli spessori di copertura presenti lungo il tracciato in sotterraneo.

Servendosi poi delle relazioni empiriche che legano prima il modulo elastico della roccia madre allo stato integro alla propria resistenza a compressione monoassiale:

$$E_i = MR\ \sigma_{ci}$$

e, quindi, il modulo di deformazione dell'ammasso roccioso al valore del modulo elastico ed al valore dell'indice di classificazione GSI:

$$E_{rm} = E_i\left[0.02 + \frac{1-\frac{D}{2}}{1+e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)}}\right]$$

si ricavano i valori dei parametri geomeccanici di deformazione al variare dell'indice GSI.

Sulla base dei dati disponibili, provenienti dai sondaggi geognostici, dai rilievi geostrutturali e dalle prove in sito ed in laboratorio, per ogni tipologia di ammasso e di grado di fratturazione/alterazione è stata operata una classificazione con l'indice GSI.

Dalle prove di laboratorio si sono ricavate le informazioni necessarie per la definizione della resistenza meccanica σci della roccia intatta.

In particolare le prove di resistenza PLT, eseguite nel corso della campagna geognostica 2001 di Progetto Definitivo, sono state considerate attinenti ad ammassi nelle migliori condizioni geomeccaniche prospettabili in quanto si ritiene essere eseguite, almeno nella maggior parte, su spezzoni integri dell'ammasso. Le prove PLT, inoltre, sono eseguite su campioni di modeste dimensioni, come da normativa ISRM, e quindi il valore di resistenza registrato è meno influenzato dal fattore scala del provino. In tutti i casi, le PLT, eseguite sui campioni di carotaggio, sicuramente sottostimano la resistenza a compressione della "roccia intatta", in quanto persistono, alla dimensione del campione, superfici di debolezza (in particolare la scistosità), sebbene il fattore scala in tal caso sia meno influente.

I valori di σ_{ci} desumibili dalle prove PLT sono compresi fra circa 50Mpa e 250Mpa. Questi valori si allineano con i parametri di bibliografia proposti dagli autori (Hoek *et alii*) per litotipi della stessa natura, ovvero:

gneiss

σ_{ci} = 100.00 – 250.00 MPa

Con $m_i = 28 \pm 5$

anfiboliti

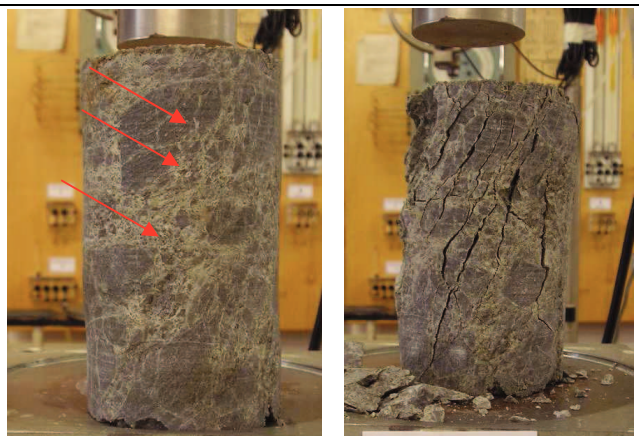
σ_{ci} = 100.00 – 250.00 MPa

Con $m_i = 26 \pm 6$

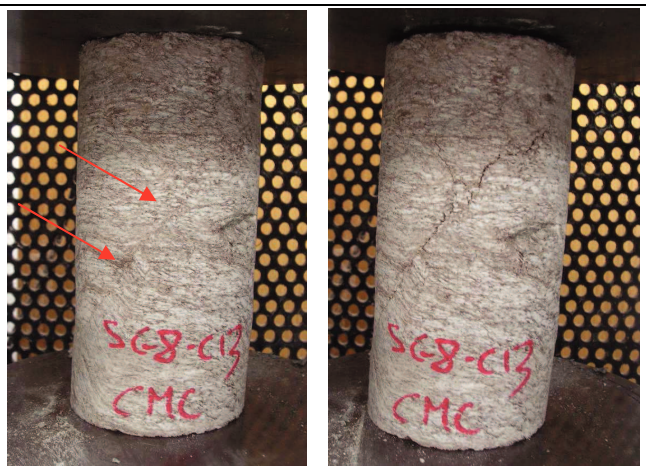
Le prove di compressione monoassiale su roccia di PE hanno registrato valori di resistenza a compressione sensibilmente minori (da 0.23Mpa fino a valori massimi di 68.28Mpa) con rotture controllate in maniera evidente da piani predefiniti; l'analisi dei campioni dimostra questo comportamento.

Esaminando, infatti, le foto dei provini di laboratorio pre e post rottura si osserva che le superfici di rottura si instaurano lungo piani preferenziali di discontinuità e scistosità, insiti alla scala del campione. Pertanto i valori di resistenza registrati si ritengono rappresentativi non del materiale "roccia intatta" ma di un ammasso roccioso interessato da superfici di discontinuità (scistosità e fratturazione) già presenti alla scala del provino di laboratorio.

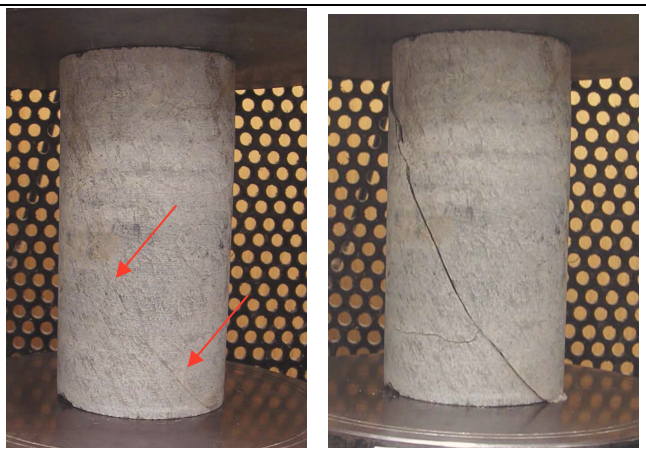
I campioni che hanno registrato i valori minimi evidenziano chiaramente la rottura lungo piani predefiniti. Ad esempio:



SG7 CI2: 13.6-14.4m. σ_{ci} =1.9Mpa

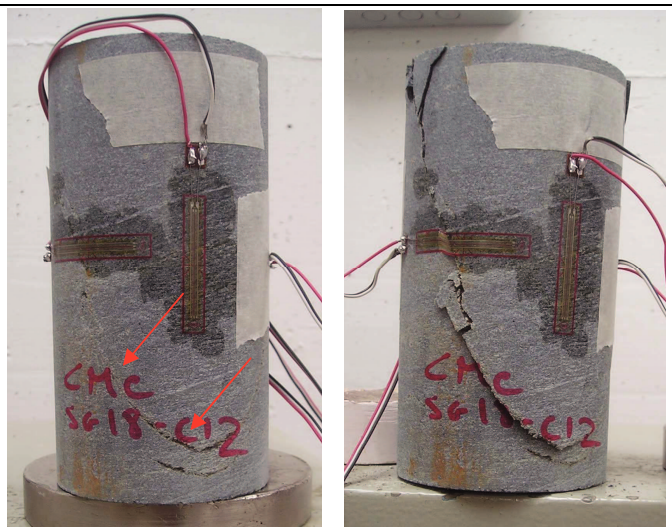


SG8 CI3: 37.2-38.00m._σ_{ci} =4.53Mpa



SG10 CI4: 39.0-40.50m._σ_{ci} =0.84Mpa

Anche quando sono stati registrati valori di resistenza più elevati (50-60Mpa) in provini dove la scistosità o piani di debolezza sono o meno evidenti o non nella condizione peggiorativa, la rottura avviene lungo linee di debolezza comunque già insite alla scala del campione, il che indica valori di resistenza del materiale “roccia intatta” sicuramente maggiori.



SG18 C2: 21.0-21.60m._σ_{ci} =57.18Mpa

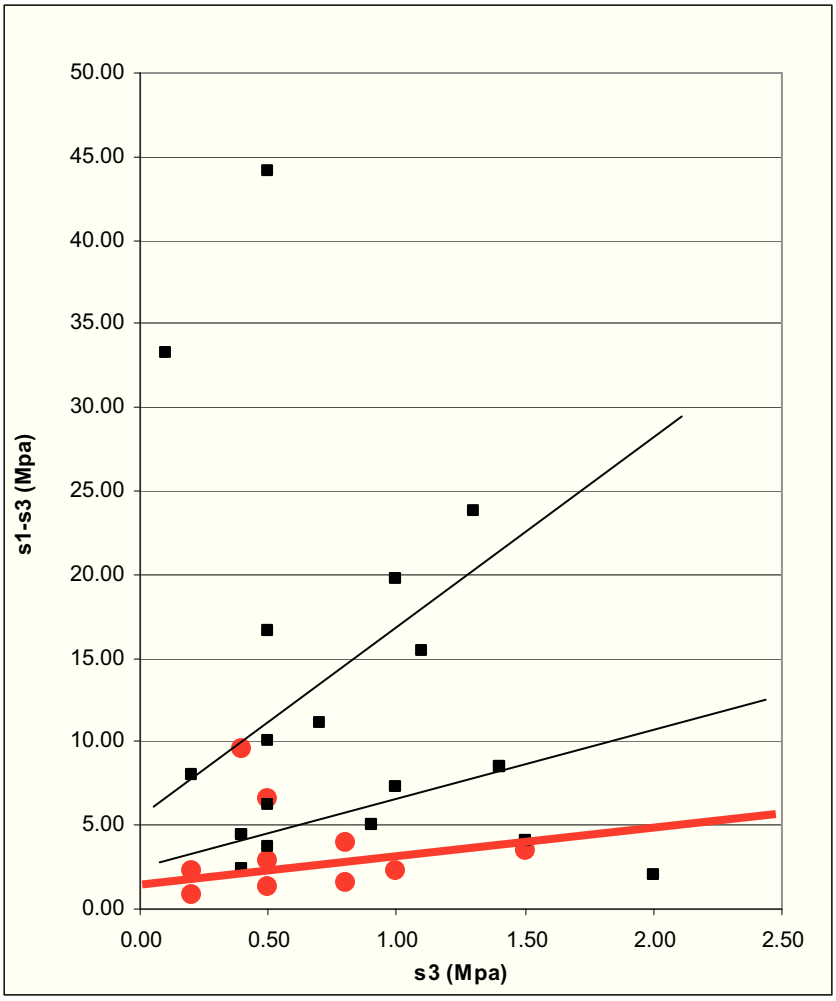
In altri termini i dati sperimentali di PE hanno mostrato, alla scala del campione, un comportamento interpretabile sperimentalmente non come "roccia intatta" ma già come "ammasso" (con valori GSI inferiori a 100).

Tale aspetto è dovuto alla presenza insita nel campione di laboratorio di micro debolezze e scistosità riconducibili alla storia tenso – deformative del materiale ed alle alterazioni sui piani di discontinuità.

L'alterazione superficiale ad opera degli agenti esogeni intensifica a basse coperture la presenza di micro discontinuità nel materiale roccia e la destrutturazione delle componenti mineralogiche caratteristiche, aspetti questi che abbattono ulteriormente in superficie le caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale (già a scala di campione).

Le prove triassiali su roccia di PE, particolarmente indicative per descrivere le proprietà geomeccaniche in condizioni di confinamento, mostrano due chiare e differenti risposte del materiale in funzione della profondità del provino:

- a basse coperture (<16m) si registrano a rottura sforzi deviatorici modesti (<10Mpa);
- a coperture maggiori (>16m) gli sforzi deviatorici aumentano sensibilmente con valori superiori anche a 30Mpa, in condizioni di confinamento simili.



Provini TX prof.<16m ●

Provini TX prof.>16m ■

Concludendo, i valori di σ_{ci} utilizzati per le elaborazioni Hoek e Brown, desunti dalle prove PLT (che forniscono valori di resistenza a compressione maggiormente rappresentativi ma comunque sottostimati del materiale roccia intatta), e confermati a livello bibliografico per le medesime litologie sono:

Litotipo Gneiss Biotitico Muscovitico- Miloniti

σ_{ci} = 175.00 MPa

m_i = 28

Dove i litotipi hanno subito una più intensa fratturazione con maggiore alterazione e decompressione (zone superficiali), al fine di evidenziare un comportamento di preferenziale carattere scistoso si assegnano dei parametri secondo il criterio di Hoek Brown ("m_i ", "σci" e "MR") tipici degli scisti.

A questi litotipi possono essere attribuite le seguenti posizioni:

$$\sigma_{ci} = \sigma_{ci(substrato)}/2 = \frac{175}{2} = 87.50 \text{ MPa}$$

$$m_i = 13$$

Per i litotipi Anfiboliti e Filladi, tenuto conto dei pochi dati a disposizione, si considerano i valori minimi degli intervalli di confidenza di bibliografia, ovvero:

Anfiboliti

σ_{ci} = 100.00 MPa

m_i = 20

Filladi

σ_{ci} = 75.00 MPa

m_i = 7

7.2.2 LITOTIPO GNEISS BIOTITICO MUSCOVITICO

Per la formazione dei Paragneiss (ed anche per la formazione delle Miloniti), tenuto conto della grande influenza dell'anisotropia della roccia, si sceglie di considerare un valore di MR pari al valore minimo consigliato nella bibliografia tecnica:

MR = 300.

Il calcolo dei parametri Hoek Brown utilizzati per la definizione dell'ammasso gnessico a minore grado di fratturazione e alterazione viene eseguito assegnando un indice di classificazione GSI = 50-55 con le seguenti posizioni:

m_i=28

σci=175Mpa

γ=0.026-0.027 MN/m^3

MR=300

H= 20m di profondità

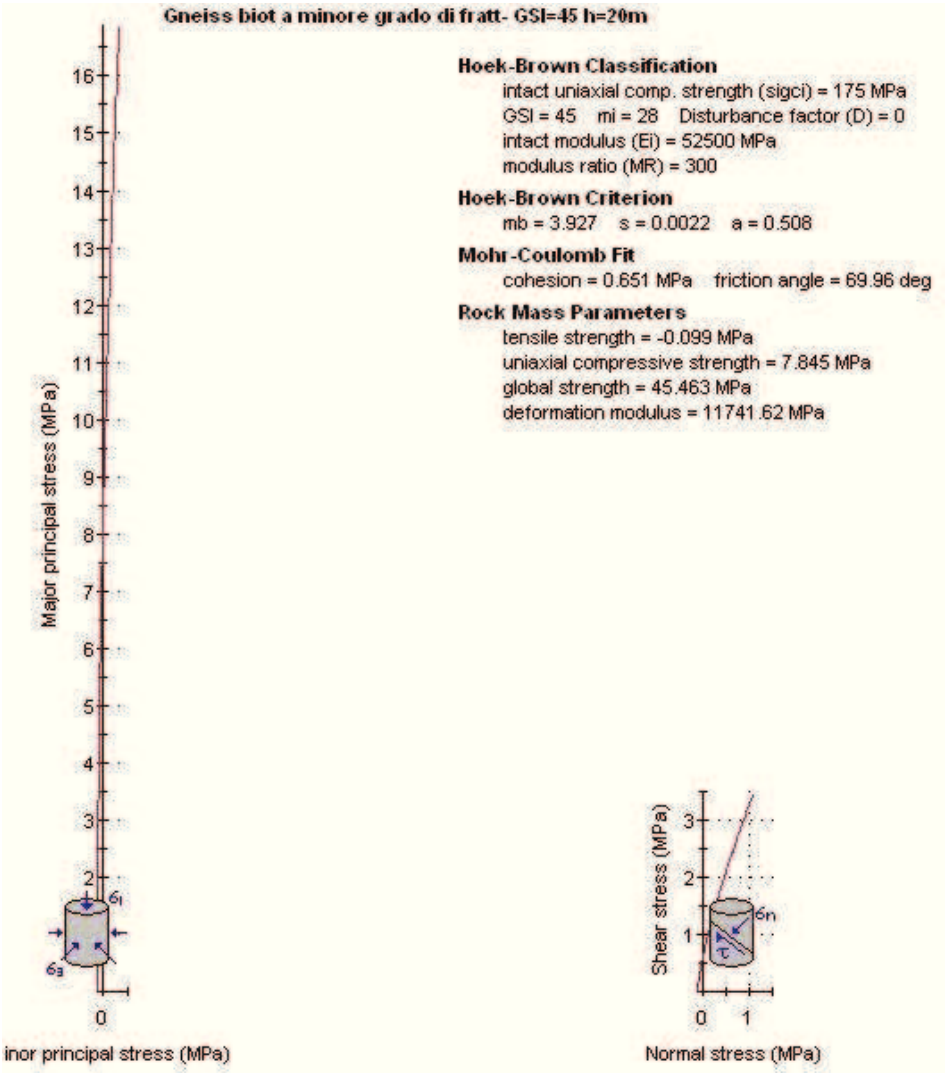


Figura 7-3: Criteri di rottura H-B e M-C per GSI=45 e H_c=20.00 m.

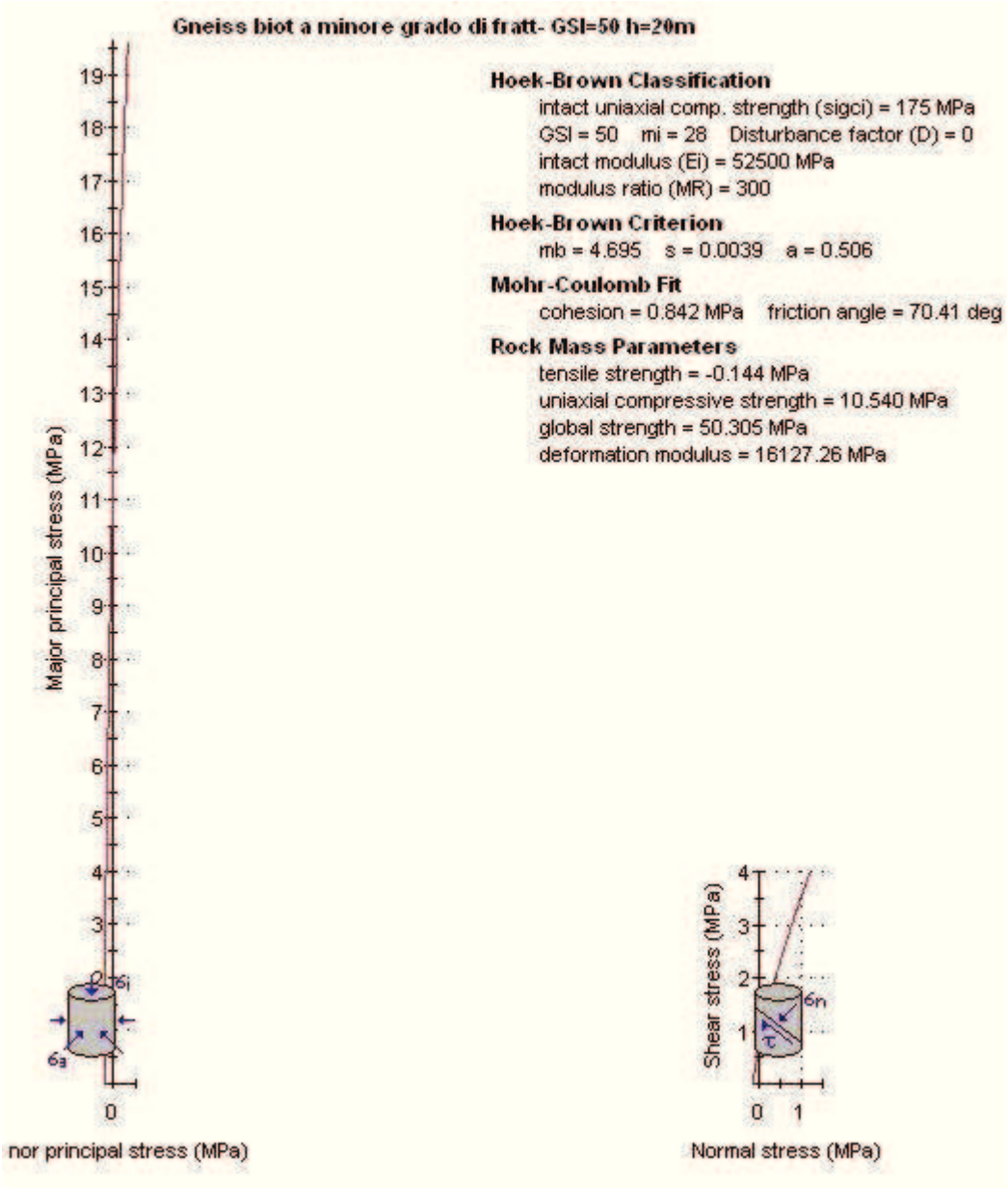


Figura 7-4: Criteri di rottura H-B e M-C per GSI=50 e H_c=20.00 m

Per gli gneiss biotitico muscovitici a minore grado di fratturazione e alterazione si considerano i seguenti parametri geomeccanici:

- γ KN/m^3 = 26-27
- c' KPa = 1000-1300
- $\phi'(^o)$= 70-71
- E MPa = 16000-21000
- ν=0.21-0.22

Parametri Hoek Brown utilizzati per la definizione dell'ammasso gnessico fratturato assegnando un indice di classificazione GSI = 40-45 con le seguenti posizioni:

- m_i=28
- σci=175Mpa
- γ=0.025-0.026 MN/m^3
- MR=300
- H= 20m di profondità

Per gli gneiss biotitici fratturati si considerano i seguenti parametri geomeccanici:

- γ KN/m^3 = 25-26
- c' KPa = 500-640
- ϕ'(°)= 67-69
- E MPa = 8000-11000
- ν=0.22

Per i litotipi che hanno subito una più intensa fratturazione con maggiore alterazione e decompressione (zone superficiali), al fine di evidenziare un comportamento di preferenziale carattere scistoso si assegnano dei parametri secondo il criterio di Hoek Brown ("m_i ", "σci" e "MR") tipici degli scisti.

A questi litotipi possono essere attribuite le seguenti posizioni:

- $\sigma_{ci} = \sigma_{ci(substrato)}/2 = \frac{175}{2}$ = 87.50 MPa
- $m_i = m_i$ (scisti) = 13
- MR = MR (scisti) = 250

Parametri Hoek Brown utilizzati per la definizione dell'ammasso gnessico cataclasato e alterato assegnando un indice di classificazione GSI = 15-28 con le seguenti posizioni:

- m_i=13
- σci=87.5Mpa
- γ=0.024-0.025 MN/m^3
- MR=250
- H= 20m di profondità

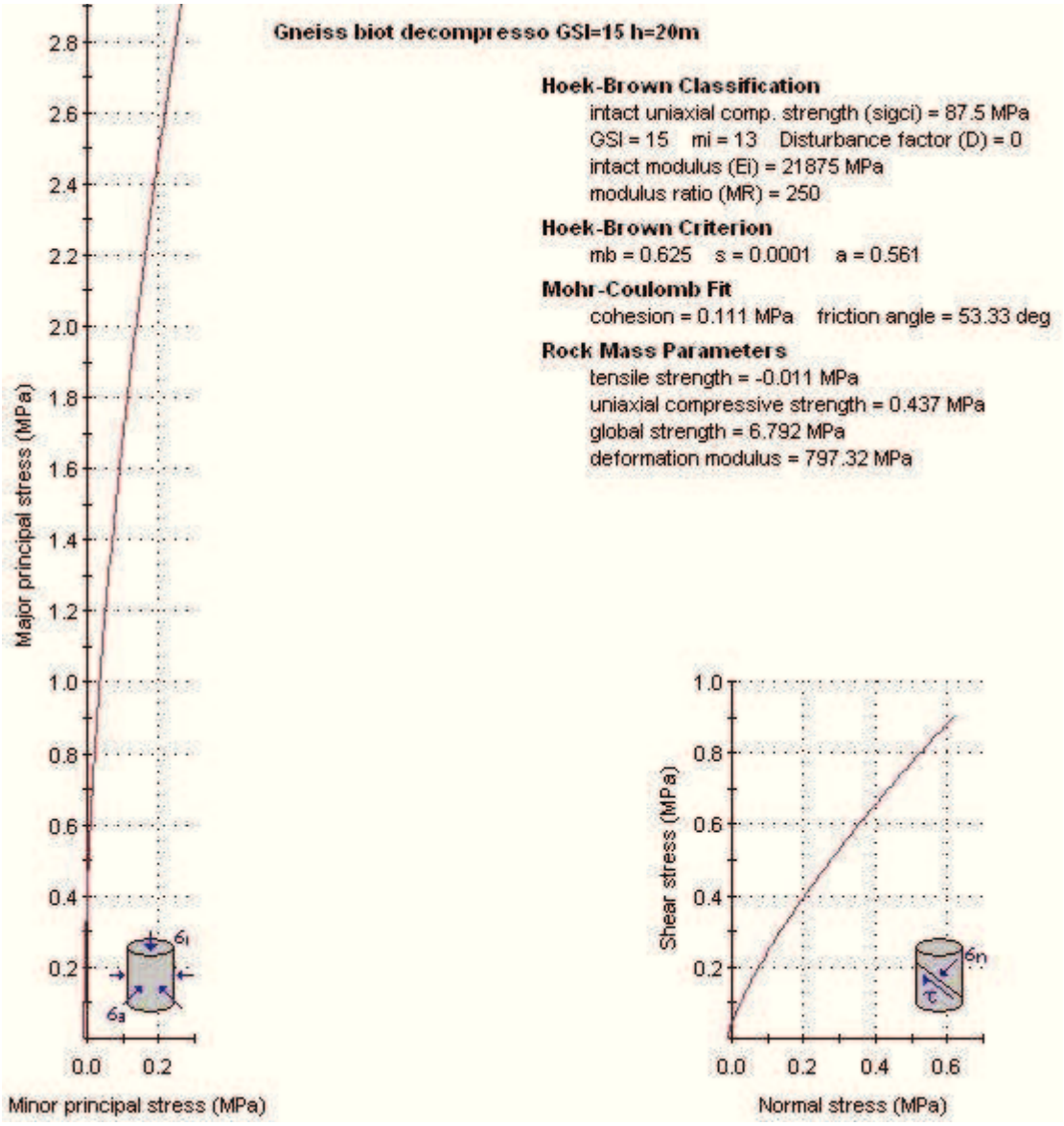


Figura 7-5: Criteri di rottura H-B e M-C per GSI=15 e H_c=20.00 m

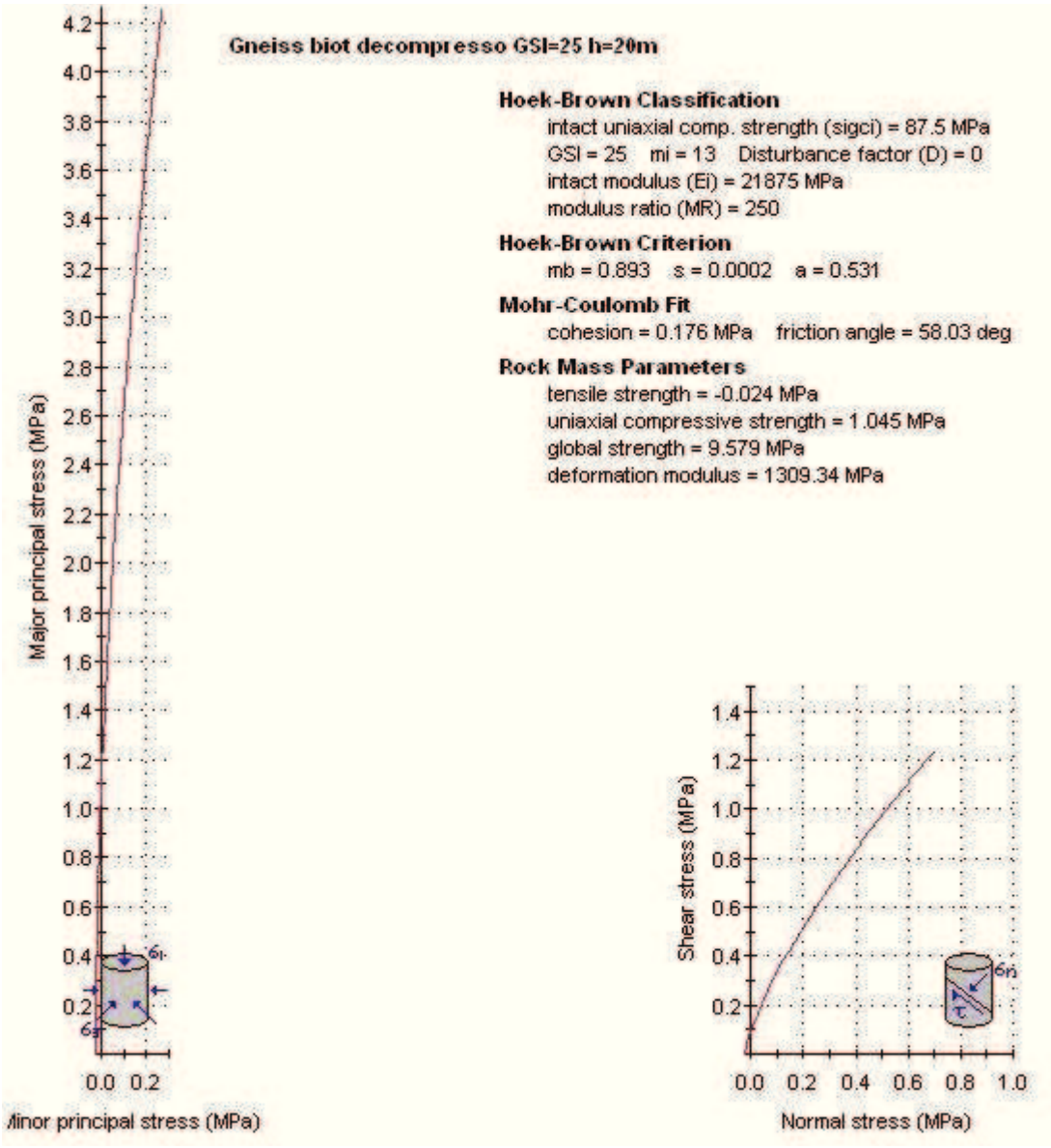


Figura 7-6: Criteri di rottura H-B e M-C per GSI=25 e H_c=20.00 m

Per l'ammasso gneissico cataclasato e alterato si considerano i seguenti parametri geomeccanici:

- γ KN/m^3 = 25-26
- c' KPa = 110-270
- ϕ'(°)= 60-67
- E MPa = 900-4000
- ν=0.24

Parametri Hoek Brown utilizzati per la definizione dell'ammasso gneissico decompresso e alterato assegnando un indice di classificazione GSI = 15 con le seguenti posizioni:

- m_i=13
- σci=87.5Mpa

- γ=0.024-0.025 MN/m^3
- MR=250
- H= 20m di profondità

Per gli gneiss biotitici decompressi e alterati si considerano i seguenti parametri geomeccanici:

- γKN/m^3 = 24-25
- c’ KPa = 110-180
- ϕ’(°)= 53-58
- E MPa = 800-1300
- ν=0.24

8. PARAMETRI GEOTECNICI PROPOSTI

L'elaborazione dei dati ottenuti, sia direttamente dalle prove di laboratorio, sia indirettamente attraverso correlazioni empiriche dai risultati di tutte le indagini e prove in sito eseguite (SPT, prove pressiometriche, prove di permeabilità, indagini sismiche in foro e di superficie) ha permesso di giungere ad una sintesi dei possibili range dei parametri geotecnici che caratterizzano i litotipi individuati.

LITOLOGIE	γ (KN/m^3)	C (Kpa)	ϕ (°)	E (Gpa)	ν	K (m/sec)
Materiale di riporto	18 – 19	0 -	28 - 30	0.018 - 0.050	0.3	1E-03 1E-05
Coltri detritiche	19 – 20	0 -	35 - 40	0.050 - 0.100	0.3	1E-04 1E-05
Sabbie (depositi di spiaggia)	19 – 20	0 -	35 - 38	0.050 - 0.080	0.3	1E-06
Limo consistente	18 – 20	10 - 20	24 -28	0.040 - 0.070	0.3	1E-06 1E-7

Tabella 8-1: tabella riassuntiva dei parametri geotecnici proposti

Per ciascuno dei parametri geotecnici necessari alla progettazione delle opere previste verranno successivamente scelti i valori caratteristici appropriati.

9. CONDIZIONE SISMICA

Gli studi e le conoscenze conseguite in merito alle caratteristiche di sismicità del territorio italiano negli ultimi anni hanno portato ad una rivisitazione della classificazione sismica, resa vigente con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 e s.m.i. (DPCM- Dipartimento Protezione Civile del 21/0/20003; O.P.C.M. n. 3431 del 03/05/2005).

In base a tale classificazione l'area dei comuni di Savona, Albissola Marina e Albisola Superiore è stata classificata appartenente alla zona sismica 4, definita a partire dalla mappe di pericolosità elaborate dall'Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia, a livello nazionale e regionale.

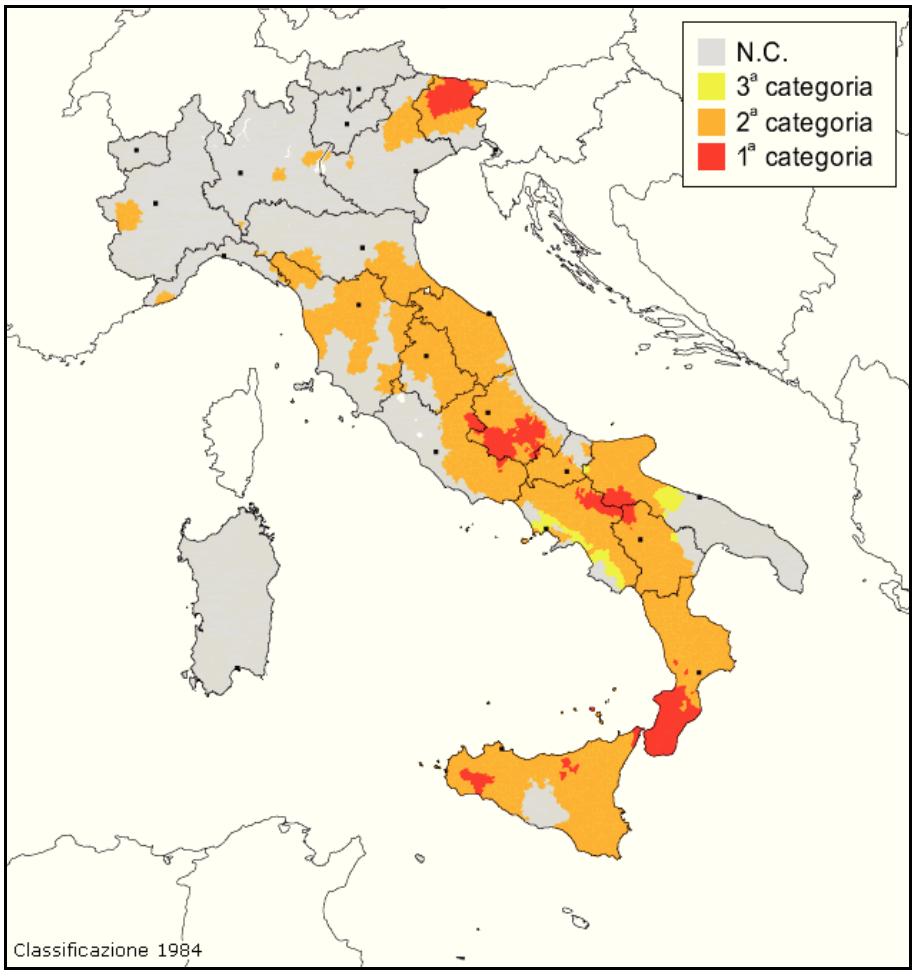


Figura 9-1: Mappa della classificazione sismica, 1984

A seguito dell'emanazione dei criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche da parte dello Stato, inseriti prima nell' allegato 1 dell'Opcm 3274/03 e in seguito aggiornati con l' Opcm 3519/06, la Regione Liguria ha individuato le zone sismiche e ha stilato un elenco regionale dei comuni in zona sismica (dgr n.530/2003).

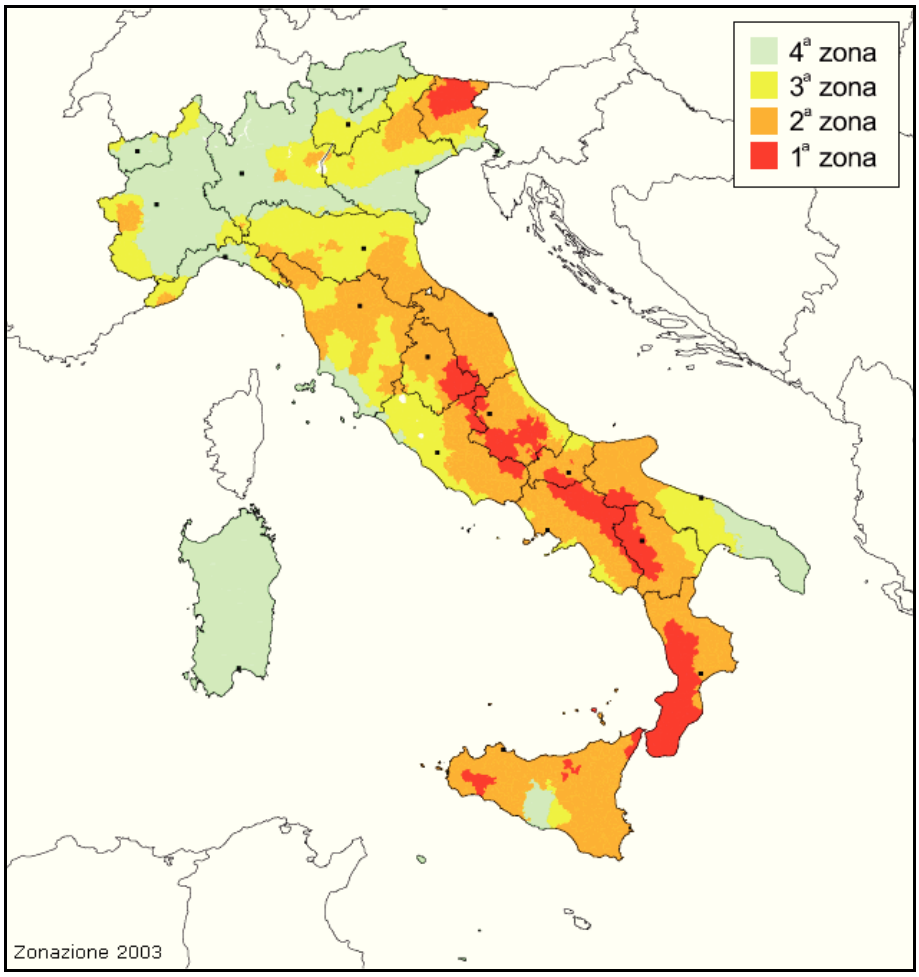


Figura 9-2:. Mappa della classificazione sismica, 2003

Con l'ufficializzazione della mappa di pericolosità sismica pubblicata dall'Istituto nazionale di geologia e vulcanologia (Ingv) e allegata alla stessa Opcm 3519/06 è stata approvata con dgr. n.1308 del 24 ottobre 2008 (pubblicata sul Burl n. 47 del 19 novembre 2008) la nuova classificazione sismica della Regione Liguria, riportata nell'immagine che segue.

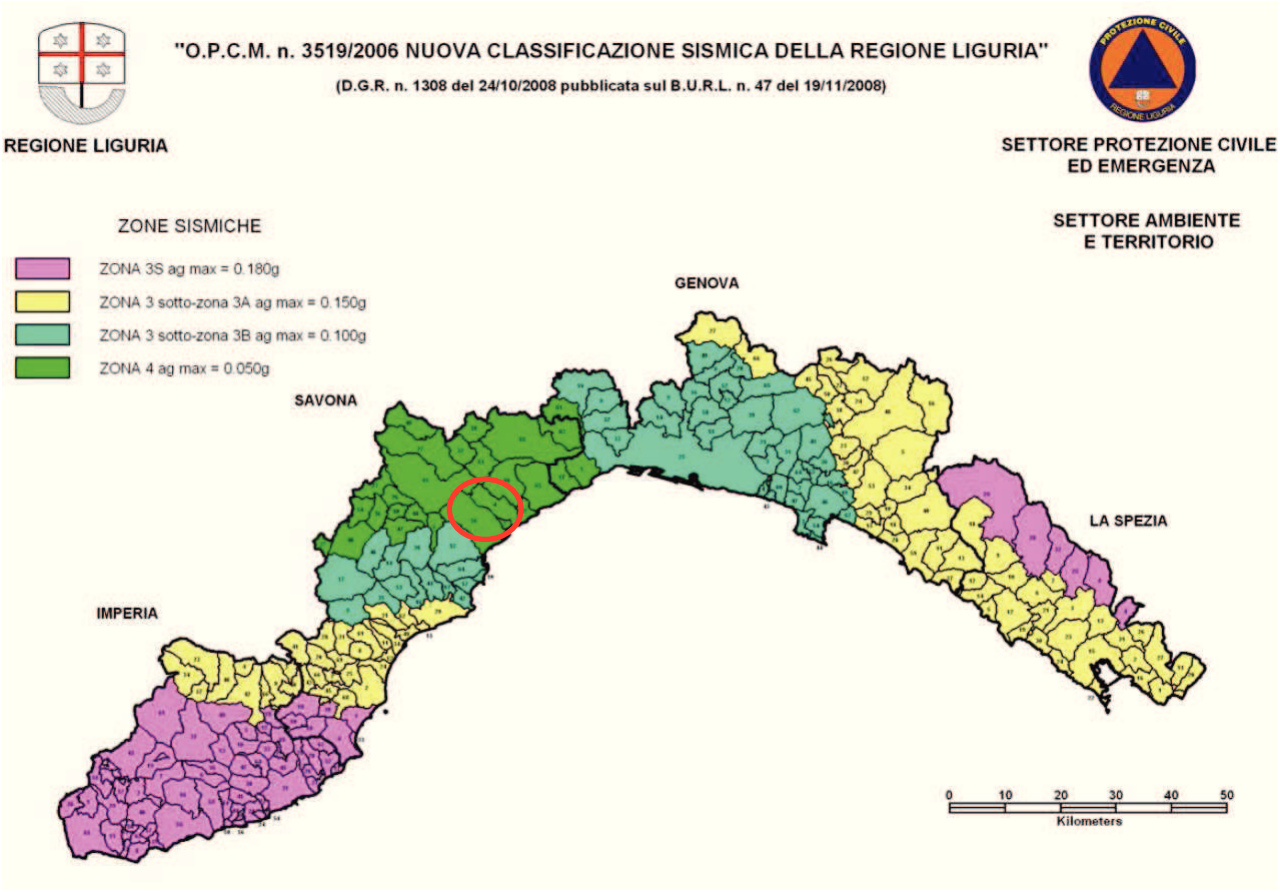


Figura 9-3: Mappa della nuova classificazione sismica Regione Liguria, 2008

Secondo il D.M. 14 gennaio 2008, la stima della pericolosità sismica viene effettuata attraverso un approccio “sito dipendente” e non più tramite un criterio “zona dipendente”.

L’azione sismica di progetto (la cui definizione è necessaria la verifica dei diversi stati limite presi in considerazione) viene definita partendo dalla “pericolosità di base “ del sito di costruzione, che è l’elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell’azione sismica.

La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Nelle NTC, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato “periodo di riferimento” VR e la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento” PVR .

Si precisa che la vita nominale Vn, che dipende dalla tipologia di costruzione, ed il coefficiente d’uso Cu da cui dipende il periodo di riferimento (Vr=Vn*Cu), si assume:

VN= 50 anni

Cu=1,5 (classe III)

Quindi:

VR=75 anni

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR il periodo di ritorno TR del sisma è dato da:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R})$$

Tabella C.3.2.I.- Valori di T_R espressi in funzione di V_R

Stati Limite		**Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R**
Stati Limite di Esercizio (SLE)	**SLO**	**(2) 30 anni** $\leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	**SLV**	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq$ **2475 anni (1)**

Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata PVR, si ritengono individuate quando se ne conosca l'accelerazione massima ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione. I caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la generica PVR :

- ag accelerazione orizzontale massima del terreno;
- Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il valore di ag è desunto direttamente dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita dall'INGV o da applicativi dedicati, mentre Fo e TC* sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento forniti dalle NTC approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento.

Qualora il sito in esame non coincida con uno dei nodi del reticolo di riferimento i valori dei suddetti parametri possono essere calcolati come media pesata del valore da essi assunto nei quattro vertici della maglia all'interno della quale si trova il sito, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

Assumendo per la zona della rotatoria (comune di Albisola Marina), la categoria di suolo E, con spessore di materiale granulare mediamente addensati (Nspt=42) su substrato di riferimento con Vs>800 m/sec,.utlizzando la categoria topografica T1, si ottengono per lo stato limite SLV, i parametri sotto riportati.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,060 g
F_o	2,677
T_C^*	0,316 s
S_S	1,600
C_C	1,823
S_T	1,000
q	3,000