HS marine S.r.l.
via Panà 56/a - 35027 Noventa Padovana (PD) - tel.049 8945087 fax 049 8707868 - e.mail: mail@hsmarinesrl.com
C.F./P. I.V.A./R.I. 04977520289 - R.E.A. 433281 - cap. soc. € 10.000,00

Committente

COMUNE DI GENOVA

DIREZIONE LAVORI PUBBLICI - RIQUALIFICAZIONE URBANA

INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA PASSEGGIATA DI VOLTRI: RIQUALIFICAZIONE - GE2.2.4.1.A" - MOGE 21121 - CUP B37H22006300006 PERCORSO CICLABILE - GE3.2.8.3.A" MOGE 21276 – CUP B37H24001480006 PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO - ECONOMICA



Elaborato A.02	RELAZIONE TECNICA

Progettisti: R.T.P. HS marine S.r.l. (mandataria), Arch. Luca Emanueli e Arch. Alberto Grando (mandanti)

Professionisti:

Ing. MASSIMO TONDELLO
Ordine ingegneri della Provincia di Padova n. 2771

Ing. NICOLA SGUOTTI
Ordine ingegneri della provincia di Padova n. 4389

Ing. SILVIA BERIOTTO
Ordine ingegneri della provincia di Venezia n. 3483

Arch. LUCA EMANUELI
Ordine architetti della provincia di Reggio Emilia n. 742

Arch. ALBERTO GRANDO
Ordine architetti della Provincia di Padova n. 3867

Professionisti esterni:
Dott. Geol. Anna Carlin
Ordine geologi della provincia di Padova n. 814

Firmato digitalmente da: TONDELLO MASSIMO
Data: 06/12/2024 09:12:48

Emanueli Luca
Architetto
06.12.2024
10:40:25
GMT+01:00

Alberto Grando
06.12.2024
12:50:40
GMT+02:00

INDICE

1 PREMESSA 5

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE 6

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO 7

3.1 GEOLOGIA 7

3.2 GEOMORFOLOGIA 11

3.3 IDROGEOLOGIA 13

3.4 SISMICITÀ 14

4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE E SISMICHE 16

4.1 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE 16

4.2 RELAZIONE GEOLOGICA DEL PROGETTO DELLA PISCINA COMUNALE, 2015 16

4.3 RISULTATI INDAGINI PRESSO BIBLIOTECA COMUNALE, 2014 17

4.4 PERICOLOSITÀ SISMICA 18

4.4.1 Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento per l'azione sismica 18

4.4.2 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche 19

4.4.3 Caratterizzazione sismica del sito 20

5 DEFINIZIONE DEL TEMPO DI RITORNO DELL'ONDA DI PROGETTO 21

5.1 DESCRIZIONE DELL'APPROCCIO ADOTTATO PER LA DEFINIZIONE DEL TEMPO DI RITORNO 21

5.1.1 Tipo di infrastruttura 21

5.1.2 Livello di sicurezza 21

5.1.3 Durata minima di vita 21

5.1.4 Rischio di perdite di vite umane 22

5.1.5 Condizioni di danneggiamento 22

5.1.6 Ripercussione economica 22

5.1.7 Massima probabilità di danneggiamento ammissibile 22

5.2 TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO DI PROGETTO 23

6 STUDIO IDRAULICO MARITTIMO 24

6.1 DATI DI MOTO ONDOSO 24

6.1.1 Analisi statistica degli eventi estremi di moto ondoso 26

6.2 LIVELLI DEL MARE 27

6.2.1 Analisi statistica degli eventi estremi di livello 28

6.2.2 Sea level rise 29

6.3 SCENARI DI PROGETTO 30

6.4 RISULTATI DEGLI STUDI 30
6.4.1 Evoluzione del profilo trasversale 30
6.4.2 Risalita e tracimazione 33
7 VERIFICHE DI STABILITÀ DELLA SCOGLIERA 36
7.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 37
7.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 37
7.3 APPROCCIO DI CALCOLO 37
7.3.1 Dimensionamento della mantellata di scogliere emerse in massi naturali (Van der Meer) 37
7.3.2 Dimensionamento dei filtri (criteri di ritenzione) 39
7.3.3 Criterio del CERC 39
7.3.4 Criterio di Terzaghi 40
7.3.5 Criterio di Heerten 40
7.3.5.1 Criterio di idoneità meccanica 40
7.4 INPUT DI CALCOLO 41
7.4.1 Tempo di ritorno dell'opera 41
7.4.2 Livello del mare 41
7.4.3 Onde di progetto 41
7.5 RISULTATI 42
7.5.1 Dimensionamento della mantellata della scogliera 42
7.6 DIMENSIONAMENTO DEI FILTRI 43
7.6.1 Verifica della transizione massi 43
7.6.2 Verifica della transizione tra elementi lapidei e terreno di fondazione 44
7.6.3 Verifica del filtro in geotessile 44
7.6.4 Verifica dell'idoneità meccanica 44
8 VERIFICHE GEOTECNICHE 46
8.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 46
8.2 APPROCCIO DI CALCOLO 47
8.3 SCHEMA DI CALCOLO 48
8.4 MATERIALI 49
8.5 CARICHI APPLICATI 49
8.6 RISULTATI DELLE VERIFICHE 50
8.6.1 SEZIONE 1 50
8.6.1.1 Sezione di calcolo 50
8.6.1.2 Verifica stabilità generale condizioni statiche SLU 51
8.6.1.3 Verifica stabilità generale condizioni sismiche SLV+ 51

8.6.1.4 Verifica stabilità generale condizioni sismiche SLV- *52*
8.6.2 SEZIONE 2 52
8.6.2.1 Sezione di calcolo *52*
8.6.2.2 Verifica stabilità generale condizioni statiche SLU *53*
8.6.2.3 Verifica stabilità generale condizioni sismiche SLV+ *53*
8.6.2.4 Verifica stabilità generale condizioni sismiche SLV- *54*
9 GESTIONE DELLE MATERIE 55
9.1 BILANCIO DEI MATERIALI E LORO GESTIONE 55
9.2 INDIVIDUAZIONE DELLE AREE DI DESTINAZIONE DEI MATERIALI 56
9.2.1 Materiali provenienti da demolizione 56
9.2.2 Materiali provenienti dagli scavi e dai salpamenti 58
9.3 MATERIALI DA APPROVVIGIONARE 59

INDICE DELLE FIGURE

Fig. 2.1 – Inquadramento geografico dell'area di interesse 6
Fig. 2.2 – In verde lo sviluppo dell'intera passeggiata; nel riquadro rosso è individuata l'area di intervento 6
Fig. 3.1 Estratto della Carta Geologica sc.10.000 riferita al Foglio 213 Genova sc. 1:50000 (figura non in scala) (Portale cartografico Regione della Liguria) 8
Fig. 3.2 – Estratto della Carta geologica sc. 1:5.000 del PUC del comune di Genova (figura non in scala) 9
Fig. 3.3 – Sezioni stratigrafiche area piscina "Nicola Mameli" (Dott. Francesco Valle, maggio 2021) 10
Fig. 3.4 – Estratto della Carta geomorfologica sc. 1:5.000 del PUC del comune di Genova (figura non in scala) 11
Fig. 3.5 – Variazioni della spiaggia nel periodo 2013-2019 su ortofoto AGEA 2019 (GeoPortale della Regione Liguria; https://geoportal.regione.liguria.it/) 12
Fig. 3.6 – Variazioni della spiaggia nel periodo 2016-2019 su immagine da satellite 2023 ESRI (GeoPortale della Regione Liguria; https://geoportal.regione.liguria.it/) 12
Fig. 3.7 – Estratto della Carta idrogeologica sc. 1:5.000 del PUC del comune di Genova (figura non in scala) 13
Fig. 3.8 – Estratto della Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica sc. 1:5.000 del PUC del comune di Genova (figura non in scala) 15
Fig. 4.1 – Ubicazione dell'area interessata dalle indagini presso la piscina comunale 16
Fig. 4.2 – Ubicazione dell'area interessata dalle indagini presso la biblioteca 18
Fig. 6.1 –Diagramma polare con altezze, frequenze e direzioni estratto dai dati di wave hindcasting 24
Fig. 6.2 – Serie storica (ricostruita) delle altezze d'onda 25
Fig. 6.3 – Esempio di propagazione sotto costa: dati di onda del 1 Gennaio 2018 ore 23. (Dati al largo: Hs=2.7 m, Tp=7.9 s, Dir=207°N) 26
Fig. 6.4 – Distribuzione statistica di Weibull per il campione di dati sopra soglia, estratte nel punto MWM al largo di Voltri 27
Fig. 6.5 – Monografia della stazione mareografica di Genova 28
Fig. 6.6 – Distribuzione statistica di Weibull per il campione di dati sopra soglia, estratte nel punto MWM al largo di Voltri 29
Fig. 6.7 – Risultati dell'evoluzione del profilo di spiaggia in stato attuale dopo 9 ore (sopra) e 18 ore (sotto) (linea marrone profilo iniziale, nera finale) – granulometria 8 mm 31
Fig. 6.8 – Risultati dell'evoluzione del profilo (linea marrone profilo iniziale, nera finale) in configurazione di progetto, al termine della mareggiata (dopo 18 ore)– granulometria 8 mm (sopra) e 2 mm (sotto). Nel grafico è riportata inoltre la sagoma del piede della scogliera (in scala distorta) al fine di visualizzare in modo più chiaro l'evoluzione del profilo in prossimità dell'opera 32
Fig. 6.9 – Dominio di calcolo e caratteristiche topo-batimetriche dell'area 33
Fig. 6.10 – Risultati in configurazione attuale: inviluppo dei valori di altezza d'onda significativa massimi durante l'evento 34
Fig. 6.11 – Risultati in configurazione attuale: mappa di elevazione della superficie libera la porzione di spiaggia oggetto di studio, in corrispondenza di una delle onde più alte della mareggiata riprodotta 34
Fig. 6.12 – Risultati in configurazione di progetto: inviluppo dei valori di altezza d'onda significativa massimi durante l'evento 35
Fig. 6.13 – Risultati in configurazione di progetto: mappa di elevazione della superficie libera la porzione di spiaggia oggetto di studio, in corrispondenza di una delle onde più alte della mareggiata riprodotta 35
Fig. 7.1 –Sezione tipologica della scogliera in condizioni ordinarie 36
Fig. 7.2 –Sezione tipologica della scogliera al temine dell'evento estremo (dopo 18 ore) in condizioni eccezionali di livello dell'acqua 36
Fig. 7.3 – Fattore di permeabilità impiegato nella formula di Van der Meer, 1988b (cfr. Figure 5.39 del Rock Manual) 39
Fig. 7.4 – Sezione tipologica della scogliera 42
Fig. 8.1 – Sezione tipologica dell'intervento 46
Fig. 8.2 – Individuazione delle sezioni di impiegati nelle verifiche geotecniche 50
Fig. 9.1 – Sezione tipologica dell'opera 55
Fig. 9.3 – Schema degli interventi: area di ricoprimento/ripascimento con il materiale scavato (in marrone), parte superiore della scogliera (in grigio) e parte profonda della scogliera (linee tratteggiate) 58
Fig. 9.4 – Localizzazione di possibili cave di prestito per il materiale lapideo 59

1 PREMESSA

Il Comune di Genova, Direzione Lavori Pubblici – riqualificazione urbana, ha affidato l'incarico per la redazione del Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica degli "Interventi di manutenzione straordinaria della passeggiata di Voltri: riqualificazione - GE2.2.4.1.A - MOGE 21121 e percorso ciclabile - GE3.2.8.3.A" MOGE 21276", al Raggruppamento di Professionisti costituito da HS marine S.r.l., Arch. Luca Emanueli e Arch. Alberto Grando.

Il presente elaborato è stato redatto in conformità al nuovo codice degli appalti ai sensi dell'All. I7 del D.Lgs. 36/2023; gli aspetti analizzati e riportati nei successivi paragrafi sono elencati di seguito:

- aspetti geologici;
- apetti idrogeologici;
- aspetti geotecnici e sismici;
- aspetti meteomarini;
- studio su modello matematico dell'evoluzione del profilo di spiaggia e della risalita e tracimazione;
- verifiche delle opere;
- gestione delle materie.

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE

L'area di interesse si trova nel quartiere di Voltri, ubicato nella parte più occidentale di Genova. Il litorale di Voltri si affaccia sul Golfo di Genova tra il promontorio di Punta del Molino e il Porto di Voltri.
Il tratto di spiaggia lungo cui si sviluppa la passeggiata a mare si estende dalla Foce del Torrente Leira, a Levante, alla foce del Torrente Cerusa, a Ponente.

La passeggiata, denominata "Passeggiata Roberto Bruzzone", è un percorso che si snoda fra il tessuto cittadino urbanizzato e la spiaggia immediatamente antistante. Partendo da Piazza Villa Giusti, nei pressi della sede del Municipio VII Ponente, il percorso si sviluppa per circa 500 metri in direzione ponente, superando i giardini pubblici di Piazza Odicini, la Biblioteca Civica Benzi ed il Liceo Scientifico Statale "Lanfranconi", fino a ricollegarsi alla viabilità urbana di Via Carlo Camozzini in corrispondenza di un ampio parcheggio pubblico presso Piazza Caduti Partigiani Voltresi. Il tratto di passeggiata interessato dagli interventi del presente stralcio è quello più orientale, per uno sviluppo di circa 150 m.

Il litorale, in questo tratto, risulta esposto alle mareggiate provenienti dal II e dal III quadrante, e in particolare a quelle di Mezzogiorno e Libeccio. Il tratto di spiaggia interessato dagli interventi del presente stralcio risulta parzialmente protetto da Libeccio dal nuovo pennello realizzato alla foce del Leira, mentre risulta quasi completamente esposto alle mareggiate di Libeccio.



Fig. 2.1 – Inquadramento geografico dell'area di interesse



Fig. 2.2 – In verde lo sviluppo dell'intera passeggiata; nel riquadro rosso è individuata l'area di intervento

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

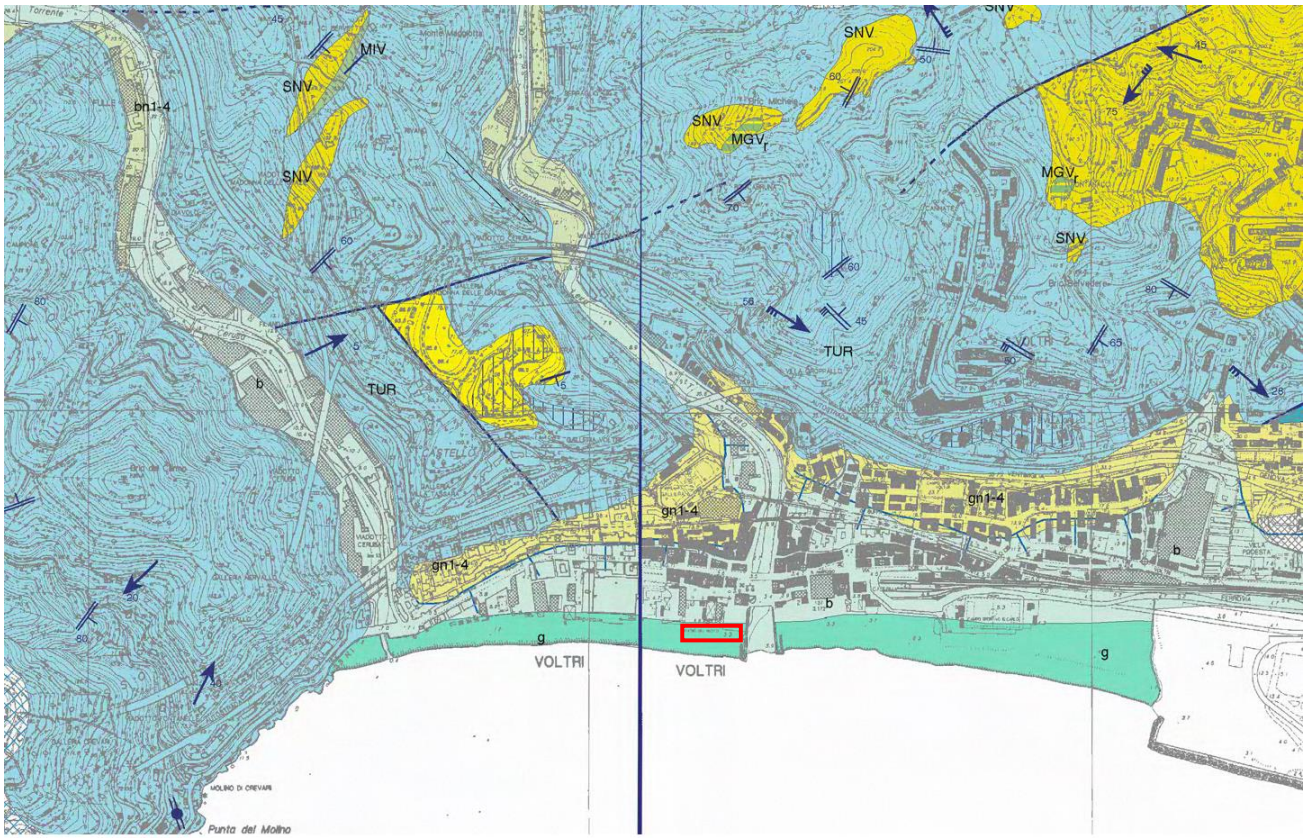
I contenuti del presente capitolo sono tratti principalmente dalle seguenti fonti informative:

- ✓ "Progetto esecutivo per la rifunzionalizzazione della piscina comunale "Nicola Mameli" di Genova – Voltri – Relazione Geologica" (Dott. Francesco Valle, maggio 2021);
- ✓ Piano di Bacino Ambiti 12 e 13 (D.L.180/98 convertito in L. 267/98);
- ✓ Carte tematiche geologiche e Norme Geologiche di Attuazione P.U.C del comune di Genova (2000 e aggiornamento 2014);
- ✓ Carta geologica Progetto CARG - Carte Geologiche sc. 1:10000 riferite al Foglio 213 Genova sc. 1:50000.

3.1 Geologia

Il Comune di Genova da un punto di vista geologico rappresenta un'area di transizione tra la catena Alpina e quella Appenninica, comprendente unità delle Alpi Liguri, che sono state dapprima coinvolte nell'evoluzione alpina a livelli più o meno profondi e che successivamente sono state interessate da una tettonica attribuibile all'evoluzione appenninica.
Le Alpi Liguri costituiscono la terminazione meridionale delle Alpi Occidentali e sono costituite da un impilamento complesso di unità tettoniche le cui caratteristiche litostratigrafiche e strutturali riflettono l'evoluzione geodinamica di questo settore di catena.
Le Alpi Liguri sono quindi caratterizzate dalla sovrapposizione di unità di crosta oceanica e di mantello, successioni ofiolitifere, comprendenti porzioni del basamento gabbro -peridotitico e dalle relative coperture vulcano – sedimentarie.
Le unità costituite da flysch, torbiditi a prevalenza arenacea e a prevalenza carbonatica, affiorano nella parte orientale del territorio comunale sono non metamorfiche o di basso grado metamorfico, il che indica che durante l'orogenesi alpina sono rimaste sempre a livelli strutturali piuttosto superficiali. Queste unità sono a loro volta accavallate sulle unità di grado metamorfico più elevato.
Questo complesso impilamento di unità è ricoperto in discordanza dai depositi del Bacino Terziario Piemontese, una successione sedimentaria tardo eocenica-oligocenica che all'interno del territorio comunale affiora nell'immediato entroterra di Prà.
Il territorio comunale comprende a ponente unità metamorfiche alpine ed a levante unità sedimentarie flyschoidi.
I depositi quaternari posti lungo la linea di costa sono costituiti da sedimenti di spiaggia, prevalentemente ghiaiosi-sabbiosi, e da sedimenti alluvionali e marini, di natura prevalentemente ghiaiosa, anche se talvolta sono presenti blocchi e/o materiali fini. Gli alvei dei torrenti sono costituiti da depositi alluvionali ghiaiosi.
Nel territorio interno i depositi quaternari sono rappresentati da ammassi detritici di falda e coltri eluvio-colluviali.

Nelle seguenti figure sono riportati gli estratti della Carta geologica d'Italia e della Carta geologica del PUC di Genova con evidenziata l'area d'intervento.



Depositi Quaternari

depositi alluvionali in evoluzione
b
Depositi ghiaiosi, spesso con blocchi e/o materiali fini, che costituiscono gli alvei attuali dei corsi d'acqua e le aree adiacenti; verso la foce raggiungono spessori considerevoli.
OLOCENE

depositi marini in evoluzione
g
Depositi prevalentemente ghiaiosi, localmente sabbiosi, di spiaggia emersa.
OLOCENE

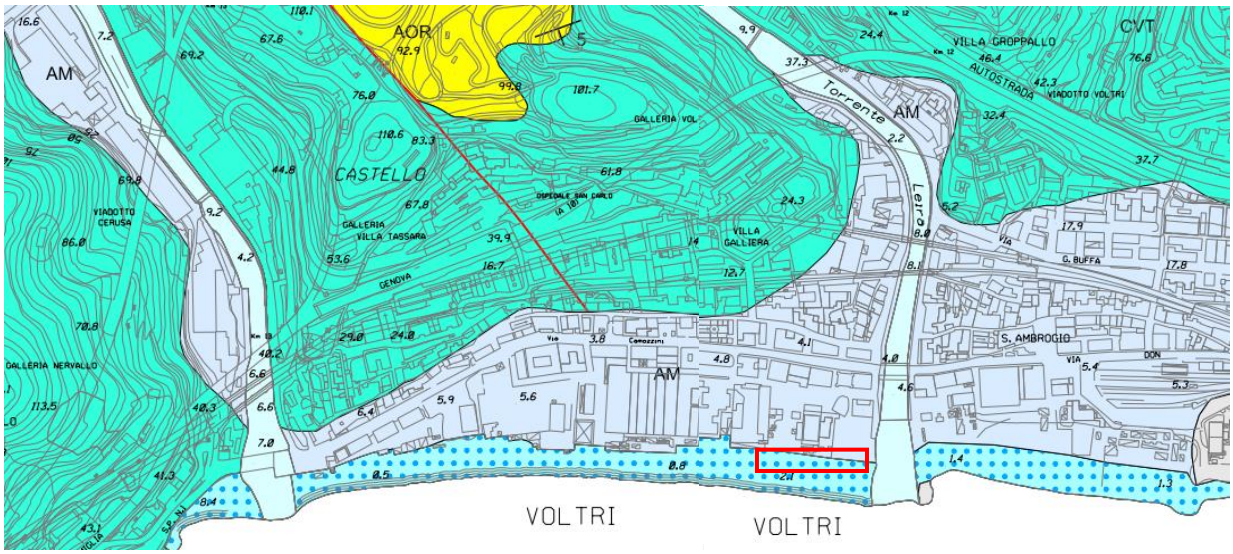
depositi marini terrazzati
gn1-4
Depositi ghiaiosi e localmente depositi sabbiosi posti a quote più elevate rispetto all'attuale livello del mare, coperti da una coltre colluviale, spesse volte pedogenizzata, di spessore variabile.
PLEISTOCENE - OLOCENE

Unità tettometamorfica Voltri

calcescisti del Turchino
TUR
Scisti quarzo-micacei, spesso con calcite. Talvolta contengono tormalina, cloritoide, clorite e pirite. Le miche sono rappresentate da fengite di diverse generazioni, muscovite e raramente paragonite. Frequentemente presentano intercalazioni di calcari cristallini più o meno micacei, con spessore fino a decametrico. Sono presenti scistosità legate a diverse generazioni di deformazioni.
GIURASSICO SUP.? - CRETACICO SUP.?

serpentinoscisti antigoritici del Bric del Dente
SNV
SNV_t
/α
Serpentinoscisti ad antigorite + magnetite ± clorite ± diopside ± tremolite ± ankerite ± Ti-clinohumite. Sono presenti scistosità legate a diverse generazioni di deformazioni.
DOGGER? - MALM?
Litofacies a relitti strutturali delle originarie lherzoliti (SNV_t).
Metarodingiti a grossularia, diopside, titanite ± epidoto ± vesuviana, con spessore da metrico a plurimetrico. La provenienza da dicchi gabbrici o più raramente da filoni basaltici è talvolta riconoscibile (α).

Fig. 3.1 Estratto della Carta Geologica sc.10.000 riferita al Foglio 213 Genova sc. 1:50000 (figura non in scala) (Portale cartografico Regione della Liguria)



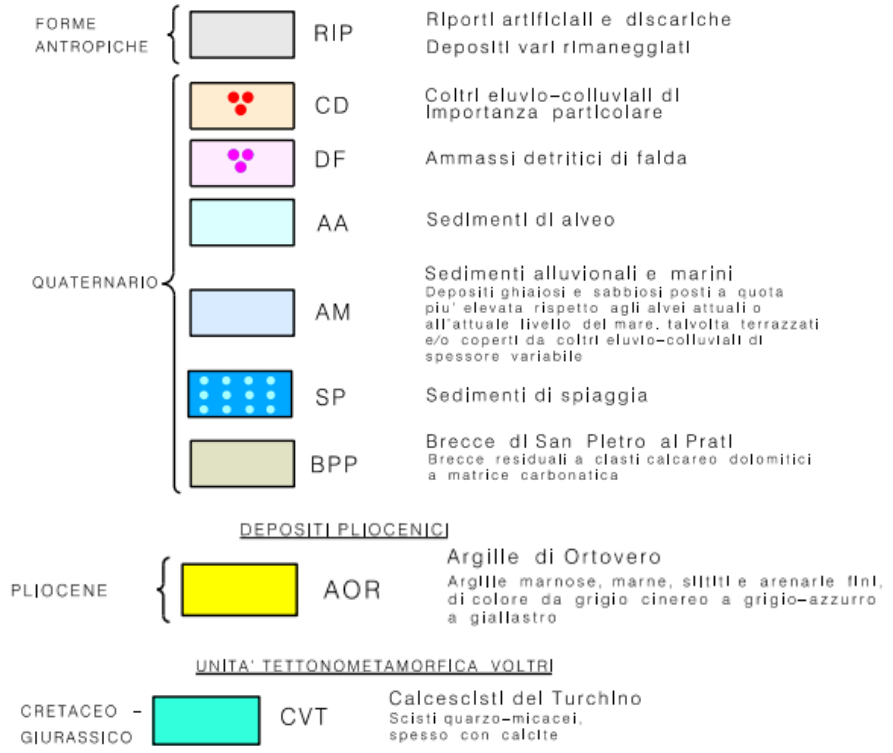


Fig. 3.2 – Estratto della Carta geologica sc. 1:5.000 del PUC del comune di Genova (figura non in scala)

L'area d'intervento ricade nella zona di passaggio tra i depositi di spiaggia emersa, nel caso in esame costituiti da sabbie, e i sedimenti alluvionali/marini ghiaiosi e sabbiosi.
Indagini geognostiche eseguite nell'ambito del "Progetto esecutivo per la rifunzionalizzazione della piscina comunale "Nicola Mameli" di Voltri, confinante con la "passeggiata di Voltri", hanno evidenziato il seguente assetto geologico:

- ✓ presenza di un primo livello dello spessore 3 ÷ 5m di sedimenti alluvionali e/o marini generalmente sabbioso – ghiaiosi e con qualche blocco roccioso; superficialmente si trovano

frammisti materiali di riporto e/o resti di precedenti strutture fondazionali;

- ✓ al di sotto del primo livello ne è presente un altro alluvionale decisamente più addensato costituito da materiali ancor più grossolani (ghiaia, sabbia e ciottoli);
- ✓ a partire da una profondità mediamente intorno ai -15 ÷ -20m dal p.c. è presente il substrato roccioso costituito da calcescisti.

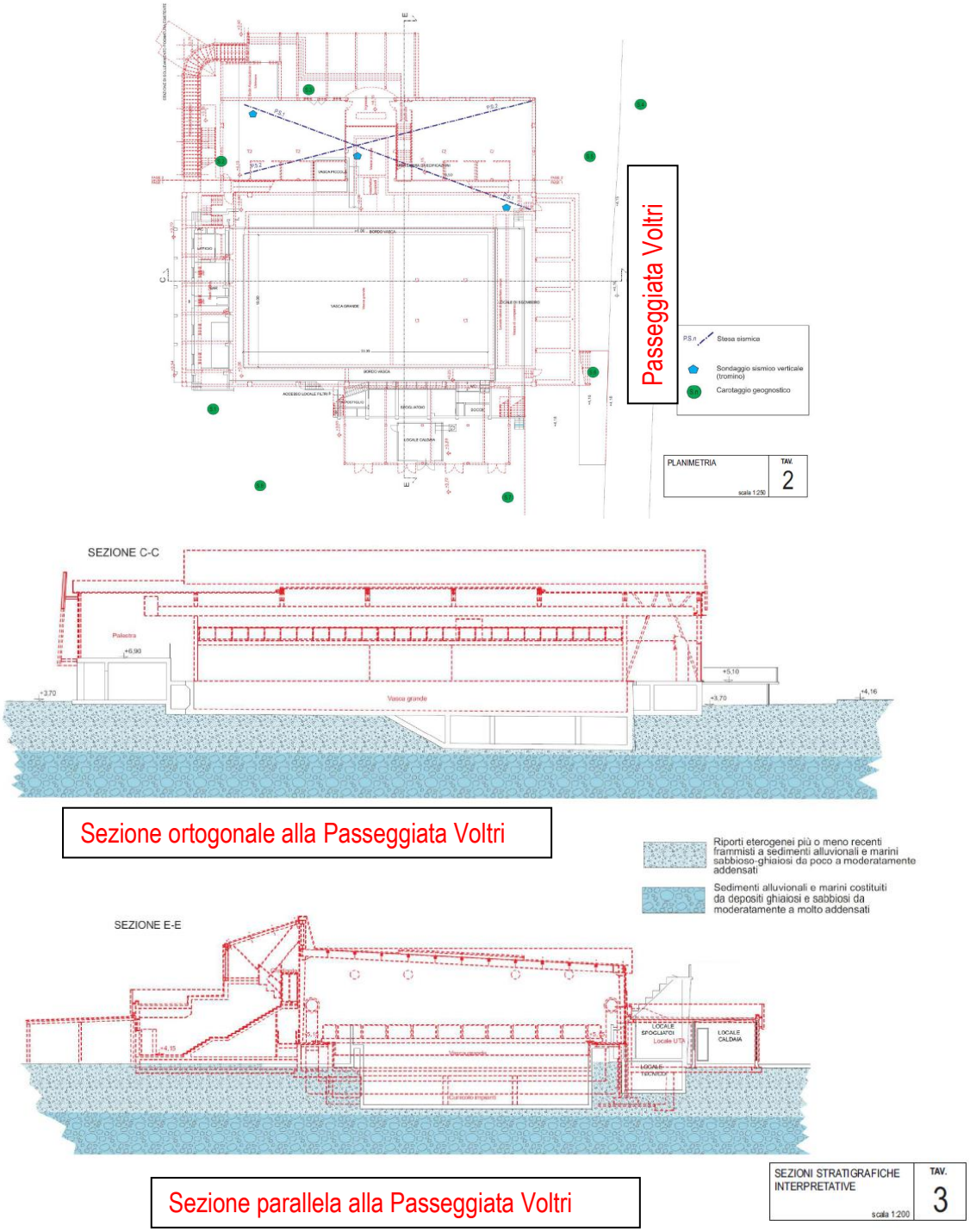


Fig. 3.3 – Sezioni stratigrafiche area piscina "Nicola Mameli" (Dott. Francesco Valle, maggio 2021)

3.2 Geomorfologia

Caratteristiche geomorfologiche differenti contraddistinguono il settore comunale di Ponente da quello di Levante.
Il settore di Ponente, nel quale ricade l'area d'intervento, è caratterizzato da una fascia costiera molto stretta e da un'alta densità urbana che si spinge sui rilievi immediatamente a ridosso del mare.
Le catene montuose sono le più imponenti del genovesato e raggiungono quote comprese tra i 700 ed i 1100 m a soli 6-10 km dal mare, presentandosi acclivi, ricoperte da vegetazione (prevalentemente boschi di castagni e pinete) fino a quote intorno ai 700 m; oltre questa quota il suolo diventa molto sottile e l'ammasso roccioso affiora diffusamente.
I corsi d'acqua, a regime torrentizio, presentano impostazione principale N-S, ma il loro corso è quasi sempre irregolare, condizionato dalla tettonica e modellato dagli agenti geomorfologici.
Gli eventi orogenetici succedutisi dal Triassico (era Mesozoica) al Miocene (era Terziaria), hanno determinato l'attuale assetto geologico strutturale e contribuito in maniera determinante a definire l'aspetto geomorfologico di questo settore, in cui si ritrovano le direzioni delle principali fasi che ne caratterizzano la morfologia: linee spartiacque, assi vallivi, corsi d'acqua principali e secondari, sono quasi sempre impostati su faglie anche a scala chilometrica, con quattro direzioni principali: N-S, SO-NE, SE-NO, E-O.

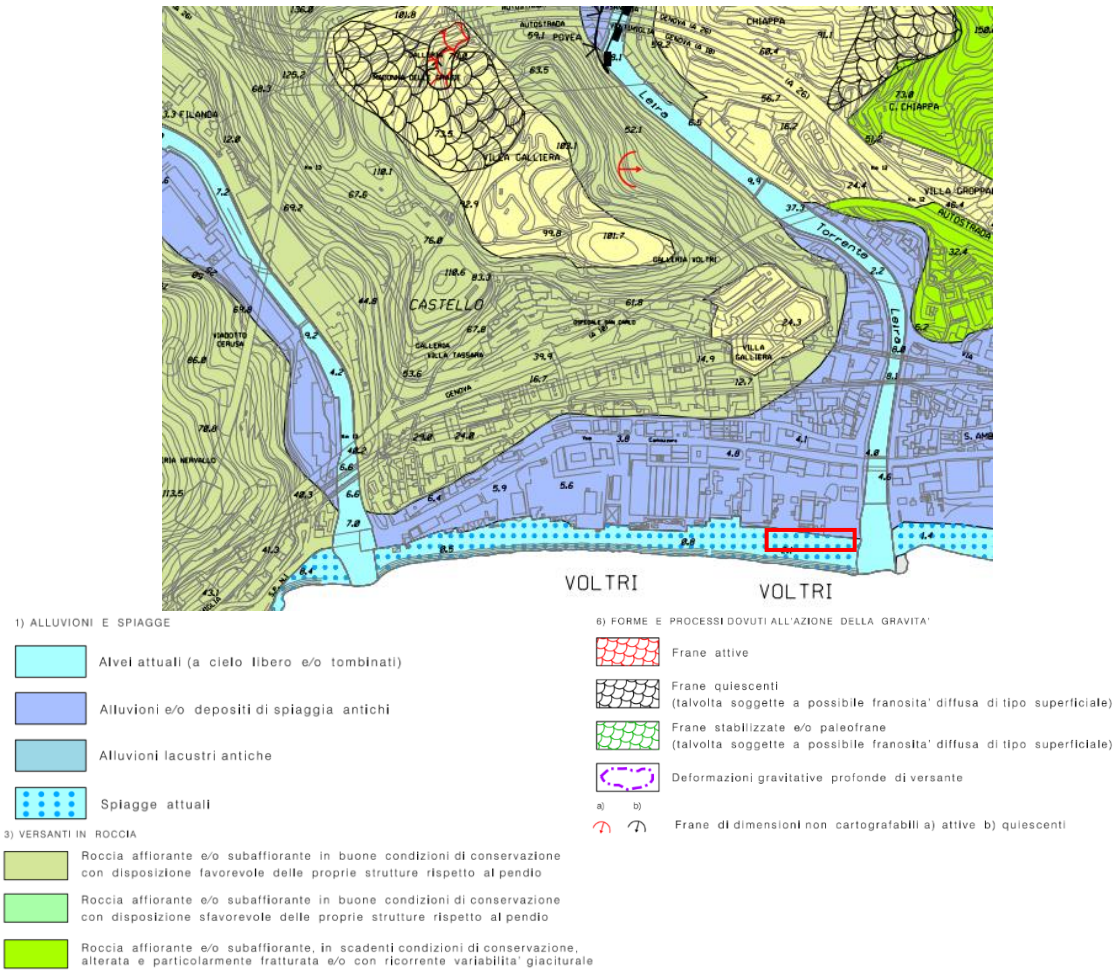


Fig. 3.4 – Estratto della Carta geomorfologica sc. 1:5.000 del PUC del comune di Genova (figura non in scala)

La spiaggia antistante la "Passeggiata Voltri" (area d'intervento), in particolare nella porzione orientale, è stata soggetta a fenomeni di erosione, come emerge da un confronto delle foto aree del 2013, 2016 e 2019 (https://srvcarto.regione.liguria.it/geoviewer2/pages/apps/geoportale/index.html) effettuato dalla Regione Liguria (Fig. 3.5)

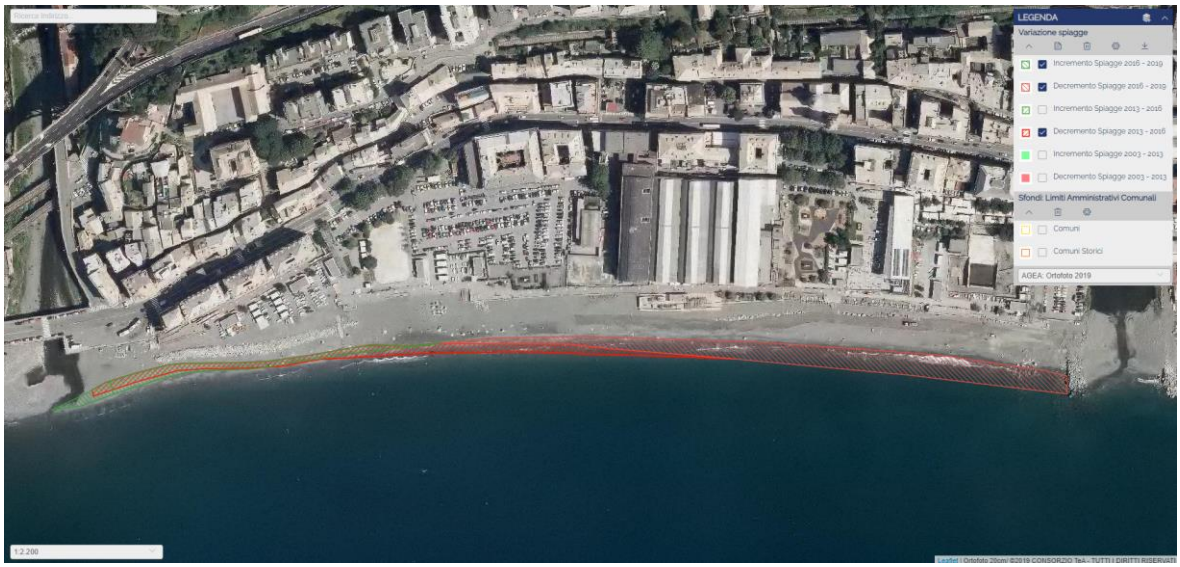


Fig. 3.5 – Variazioni della spiaggia nel periodo 2013-2019 su ortofoto AGEA 2019 (GeoPortale della Regione Liguria; https://geoportal.regione.liguria.it/)

Per contrastare l'arretramento della linea di spiaggia è stata realizzata un'opera di difesa alla foce del Torrente Leira, in destra orografica (Fig. 3.6).



Fig. 3.6 – Variazioni della spiaggia nel periodo 2016-2019 su immagine da satellite 2023 ESRI (GeoPortale della Regione Liguria; https://geoportal.regione.liguria.it/)

3.3 Idrogeologia

Tutte le vallate del ponente hanno estensione longitudinale piuttosto limitata, da 5 a 10 km, sono strette nel tratto medio/basso e si allargano in testata, dove raggiungono spesso quote considerevoli e presentano versanti da mediamente a molto acclivi. Questa configurazione comporta tempi di corrivazione molto rapidi, cosicché, in concomitanza ad eventi di precipitazioni intense i corsi d'acqua, che generalmente hanno portate molto basse, si trasformano in torrenti tumultuosi che spesso raggiungono la piena ed esondano.
A fondo valle l'elemento principale è costituito dall'urbanizzato, che nell'insieme si può considerare come superficie impermeabile e che ha profondamente mutato l'originale conformazione dei corsi d'acqua, che hanno spesso subito notevoli restringimenti (sono molto frequenti case edificate sulle sponde dei rii) e tombinature insufficienti.
Nel bacino del Leira (torrente ad est dell'area d'intervento) risulta nettamente prevalente l'estensione delle aree connotate da semipermeabilità dei terreni, che coinvolgono l'intero territorio del bacino stesso ad eccezione di circoscritte situazioni di permeabilità dei terreni per fessurazione e/o fatturazione.
Nella parte alta del bacino del Cerusa (torrente ad ovest dell'area d'intervento) prevale una condizione diffusa di permeabilità per fessurazione e/o fratturazione, nella parte inferiore (tra località Fabbriche e la costa) una condizione di semipermeabilità, mentre le aree permeabili per porosità risultano circoscritte ad una ristretta fascia comprendente l'alveo fluviale e i territori di origine alluvionale contigui.
Nell'area costiera di Voltri la presenza di depositi alluvionali e della vicina linea di costa comporta la presenza di una falda freatica ad una quota media circa coincidente con quella del livello medio marino e quindi introno ai –3m dal p.c.; è tuttavia importante evidenziare quanto le fluttuazioni del livello piezometrico della falda superficiale possano essere variabili a seconda delle condizioni meteorologiche considerando anche la presenza di terreni sabbioso ghiaiosi caratterizzati da un'alta permeabilità (conducibilità idraulica dell'ordine dei 10^{-2} m/sec).

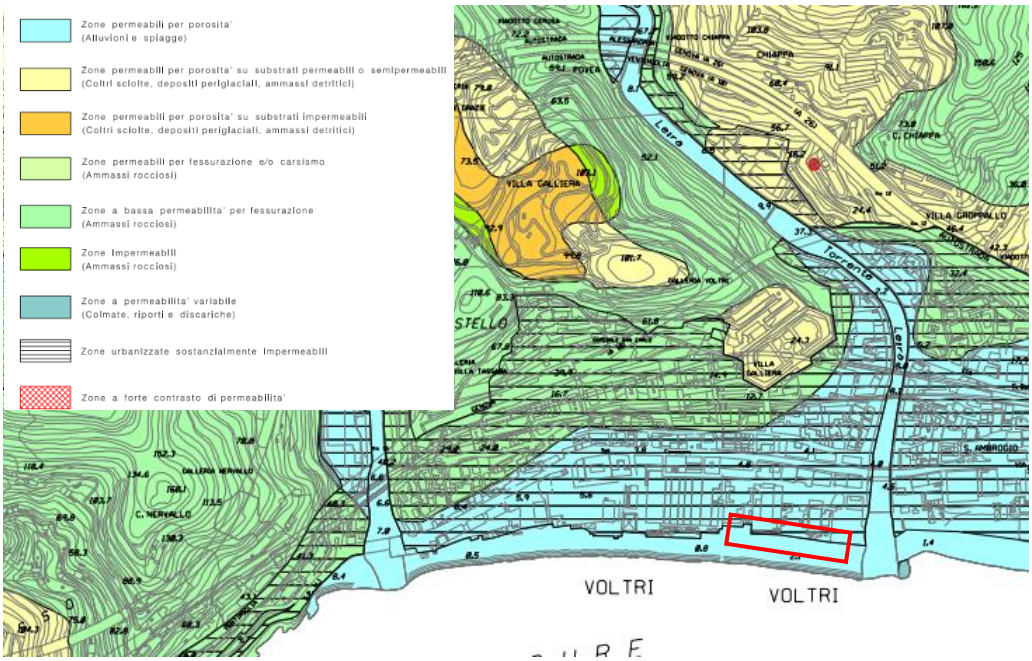


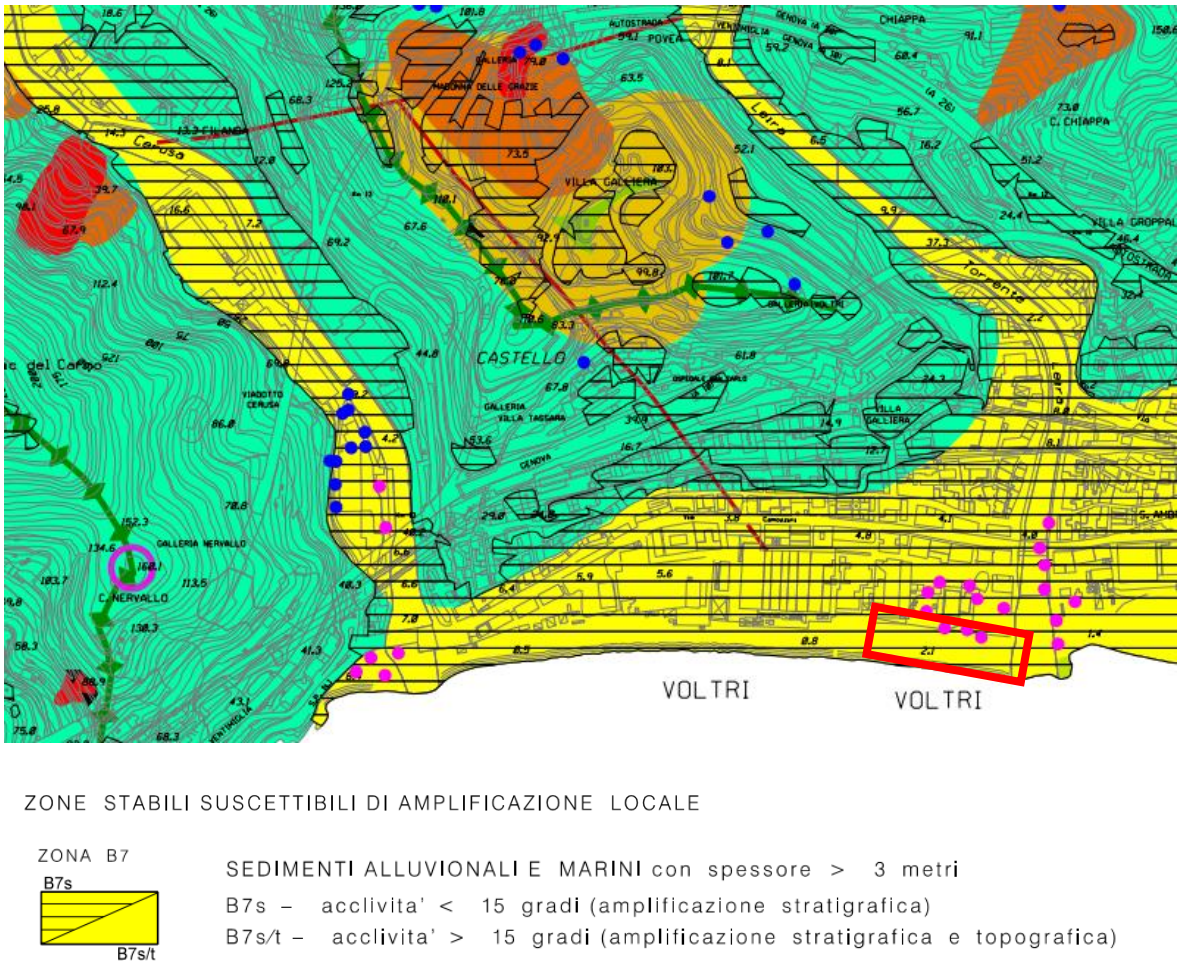
Fig. 3.7 – Estratto della Carta idrogeologica sc. 1:5.000 del PUC del comune di Genova (figura non in scala)

3.4 Sismicità

Nel territorio comunale non sono stati segnalati centri sismici di qualche rilevanza. Le aree sismogenetiche attive sono infatti localizzate a distanze tra 60-70 km nell'Appennino Settentrionale e nel Mar Ligure Occidentale: ciò non toglie che la città possa risentire degli effetti di terremoti posti a distanze maggiori.
La classificazione sismica del territorio comunale derivante dagli studi regionali di cui alla DGR 1362 del 19/11/10 ha suddiviso il territorio rispetto ai limiti amministrativi relativi alle unità urbanistiche per cui il Comune di Genova risulta in parte in zona 4 e in parte in zona 3.
In relazione alle diverse problematiche geologico-tecniche ed in riferimento alla DGR 471/10 il territorio può invece essere ripartito in tre diverse tipologie di zone omogenee dal punto di vista della risposta geologico-meccanica locale dei terreni superficiali, con particolare riferimento al loro comportamento prevedibile nel campo delle sollecitazioni dinamiche:

a. **zone stabili** nelle quali non si ipotizzano effetti di alcuna natura, se non lo scuotimento, funzione dell'energia e della distanza dell'evento. Sono le zone dove il substrato è affiorante caratterizzato da velocità di propagazione Vs > 800 m/s e con morfologia pianeggiante o poco inclinata (pendii con inclinazione inferiore a circa 15°);
b. **zone stabili suscettibili di amplificazioni locali**, nelle quali sono attese amplificazioni del moto sismico, come effetto della situazione litostratigrafica e/o morfologica locale. Sono le zone dove sono presenti riporti, depositi alluvionali, terreni di copertura, coltri di alterazione del substrato, substrato molto fratturato, o substrato caratterizzato da velocità di propagazione delle onde di taglio (Vs < 800 m/s) e con spessori di coperture superiori ai 3-5 m su pendii poco inclinati (acclività < 15°) soggetti quindi ad amplificazione stratigrafica per effetto delle caratteristiche litologiche dei terreni. A tali zone si associano le porzioni di territorio con acclività maggiore di 15° soggette ad amplificazione topografica;
c. **zone suscettibili di instabilità,** nelle quali gli effetti sismici attesi e predominanti sono riconducibili a deformazioni permanenti del territorio (non sono naturalmente esclusi per queste zone anche fenomeni di amplificazione del moto). Si identificano le zone con differenti effetti deformativi: instabilità di versante (frane attive, quiescenti, stabilizzate), area di contatto stratigrafico o tettonico di litotipo con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse (cedimenti differenziali), le zone di faglia.

L'area d'intervento ricade in zona stabile suscettibile di amplificazione locale connessa all'assetto stratigrafico.



ZONE STABILI SUSCETTIBILI DI AMPLIFICAZIONE LOCALE

ZONA B7

B7s

B7s/t

SEDIMENTI ALLUVIONALI E MARINI con spessore > 3 metri

B7s – acclivita' < 15 gradi (amplificazione stratigrafica)

B7s/t – acclivita' > 15 gradi (amplificazione stratigrafica e topografica)

Fig. 3.8 – Estratto della Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica sc. 1:5.000 del PUC del comune di Genova (figura non in scala)

4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE E SISMICHE

4.1 Caratteristiche geotecniche

Per la definizione delle caratteristiche geotecniche dell'are di interesse si è fatto riferimento ai dati disponibili da campagne di indagine eseguite nell'ambito di precedenti progettazioni di interventi in prossimità del sito di interesse.

Nello specifico si è fatto riferimento ai risultati delle indagini relative ai "Sondaggi geognostici e monitoraggi c/o biblioteca Benzi a Voltri" redatta dal Dott. Geol. S. Battilana in data Luglio 2014 e alla Relazione Geologica del "Progetto Definitivo per la rifunzionalizzazione (fase 1 e fase 2) della piscina comunale N. Mameli di Genova Voltri" redatta dal Dott. Geol. Francesco Valle in data Aprile 2015.

Di seguito si riporta un breve riepilogo delle risultanze delle indagini eseguite nell'ambito dei due progetti citati.

4.2 Relazione geologica del progetto della piscina comunale, 2015

La relazione, redatta dal Dott. Geol. Valle, riporta le risultanze di due stese sismiche elaborate con metodologia a rifrazione e MASW eseguite nell'ambito della progettazione dell'intervento e le risultanze di una campagna geognostica del 1990 che ha comportato l'esecuzione di otto sondaggi a carotaggio continuo, unitamente a prove in foro, in tutto l'intorno della piscina (informazioni acquisite dal Servizio Geologico del Comune di Genova). In Fig. 4.1 si riporta la posizione dell'area interessata dalle indagini.

Relativamente alle prove sismiche, nello specifico, è stata eseguita sia un'elaborazione attraverso lo specifico programma d'interpretazione "MASW" di Vitantonio Roma che un'elaborazione congiunta con il software "Grilla" della "Micromed" utilizzando sia dati ottenuti dalla prova Masw che acquisendo il rumore sismico ambientale attraverso un tromografo digitale (Tromino). Entrambe le elaborazioni hanno mostrato una stima della V_{s30} caratteristica di sito $V_{s30} \approx 465 \div 482$ m/sec, riconducibile alla categoria di sottosuolo B.



Fig. 4.1 – Ubicazione dell'area interessata dalle indagini presso la piscina comunale

Per quanto riguarda la definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni, tra il Marzo e l'Aprile del 1990 dalla ditta Elci S.p.a. n°8 sono stati eseguiti sondaggi a carotaggio continuo a profondità tra i 13 m ed i 20 m dal p.c., da cui si è potuto definire sinteticamente la seguente stratigrafia, descritta a partire dal piano campagna:

- riporti eterogenei per uno spessore tra 1 e 3 m;
- alluvioni marine formate da livelli da francamente ghiaiosi in matrice sabbiosa debolmente argillosa a livelli più sabbiosi con raro ghiaietto (i sondaggi posti verso la linea di costa hanno inoltre intercettato, tra 8 e 9 m, presumibilmente un'antica scogliera).

Le indagini hanno permesso di elaborare il seguente modello:

- presenza di un primo livello dello spessore tra i 3 e i 5 m di sedimenti alluvionali e/o marini generalmente sabbioso – ghiaiosi e con qualche blocco roccioso; superficialmente si trovano frammisti materiali di riporto e/o resti di precedenti strutture fondazionali;
- al di sotto del primo livello è presente un altro alluvionale decisamente più addensato costituito da materiali ancor più grossolani (ghiaia, sabbia e ciottoli);
- a partire da una profondità mediamente intorno ai -15 - -20m dal p.c. è presente il substrato roccioso costituito da calcescisti.

Per quanto riguarda la liquefazione la verifica è stata omessa in quanto si è in presenza di terreni granulari prevalentemente ghiaiosi con resistenza penetrometrica normalizzata (N1)60>30.

Sulla base di quanto emerso dalle indagini eseguite è possibile ipotizzare l'andamento stratigrafico e caratterizzare geotecnicamente i terreni indagati, in parte attraverso i dati acquisiti dalle prove, in parte sulla base di dati esperienziali e bibliografici. I primi 3 - 5m di terreno sono costituiti da riporti eterogenei frammisti a depositi sabbioso ghiaiosi da poco a moderatamente addensati a cui possono essere attribuiti i seguenti parametri geotecnici medi di riferimento:

angolo d'attrito φ	27°÷ 32°
peso di volume γ	18 ÷ 20 kN/m^3
Coesione effettiva c'	0 kPa
Densità relativa	60 ÷ 80%
Modulo di Young	100 ÷ 200 Kg/cmq
Modulo Edometrico	100 ÷ 200 Kg/cmq

Tab. 4.1 – Modello geotecnico del terreno relazione geologica 2015 (strato superficiale 3÷ 5 m dal p.c.)

4.3 Risultati indagini presso biblioteca comunale, 2014

Le indagini eseguite (prove SPT, Lefranc, Down-Hole e Menard) hanno riguardato l'area in prossimità della biblioteca (cfr. successiva Fig. 4.2).

Sulla base dei risultati della prova Down-Hole è stata stimata la V_{s30} caratteristica di sito che è risultata pari a $V_{s30} \approx 300$ m/sec, riconducibile alla categoria di sottosuolo C.

Le prove SPT hanno fornito parametri geotecnici variabili, per lo strato più superficiale (primi 3 m, escludendo gli strati di riporto rimaneggiati) i parametri ottenuti vengono di seguito sintetizzati:

angolo di attrito ϕ	29.8° ÷ 31.3°
peso di volume γ	18 kN/m^3
coesione non drenata Cu	0.36 ÷ 5.63 kg/cm^2
Densità relativa	77 ÷ 100 %

Tab. 4.2 – Modello geotecnico del terreno indagini 2014



Fig. 4.2 – Ubicazione dell'area interessata dalle indagini presso la biblioteca

4.4 Pericolosità sismica

4.4.1 *Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento per l'azione sismica*

La pericolosità sismica di un sito, in base a quanto prescritto dalle norme tecniche vigenti (NTC 2018), è definita in termini di accelerazione massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R. Il periodo di riferimento di una struttura dipende dalla vita nominale dell'opera e dalla classe d'uso della stessa.

Per quanto riguarda la vita nominale della costruzione, l'opera (percorso ciclopedonale protetto da scogliera) può essere classificata come costruzione di tipo 2 ("*Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari*"), da cui deriva un valore di $\mathbf{V_N}$ pari a **50 anni**.

In merito alla classe d'uso, l'opera può essere cautelativamente inquadrata in classe d'uso III ("*Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi*"), da cui deriva un valore di $\mathbf{C_U}$ pari a **1.5**.

Si ricava, pertanto, un valore del periodo di riferimento per l'azione sismica pari a:

$\mathbf{V_R} = V_N * C_U =$ **75 anni**.

4.4.2 *Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche*

Sulla base delle informazioni disponibili dalle indagini eseguite in aree adiacenti (cfr. precedenti paragrafi 4.2 e 4.3) è stato possibile definire la categoria di sottosuolo.

Sulla base delle indagini eseguite nell'ambito della progettazione della piscina comunale (Relazione geologica 2015), il terreno è stato classificato come riconducibile alla **categoria di sottosuolo B** *(Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30, compresi fra 360 m/s e 800 m/s).*

Sulla base delle indagini eseguite nel 2014 nei pressi della biblioteca il terreno è stato classificato come riconducibile alla **categoria di sottosuolo C** *(Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30, compresi fra 180 m/s e 360 m/s).*

Per il presente progetto, a favore di sicurezza, è stata assunta la categoria di sottosuolo C.

In merito alla categoria topografica, trattandosi di superficie pianeggiante, il sito può essere considerato appartenente alla **categoria topografica T1 (**pendii e rilievi con inclinazione media i ≤ 15°**)**. Conseguentemente il coefficiente topografico ST risulta pari a 1.

4.4.3 *Caratterizzazione sismica del sito*

L'applicazione dei parametri definiti nei precedenti paragrafi (periodo di riferimento e categoria di sottosuolo) ha permesso di ricavare, per il sito in oggetto (Latitudine 44.430462°, Longitudine 8.753469°), i valori riportati in Tab. 4.3.

Considerando un valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1 (categoria topografica T1; cfr. Tab. 3.2.V delle NTC 2018) e calcolando per ciascuno stato limite il corrispondente valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S, si ottiene il valore dell'accelerazione massima.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S_S * S_T * a_g.$$

I risultati delle elaborazioni, in funzione dello stato limite di riferimento, sono riassunti nella successiva Tab. 4.3; in grassetto è evidenziato il valore relativo allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) in relazione al quale sono state eseguite le verifiche in condizioni sismiche della banchina.

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T_C^* (s)	S_T	S_S	a_{max} (g)
SLO	**45**	0.025	2.543	0.191	1	1.500	0.038
SLD	**75**	0.032	2.537	0.217	1	1.500	0.048
SLV	**712**	0.067	2.583	0.301	1	1.500	***0.101***
SLC	**1462**	0.083	2.614	0.315	1	1.500	0.125

Tab. 4.3 – Valori di a_{max} per i vari stati limite
(in grassetto è evidenziato il valore corrispondente allo SLV)

5 DEFINIZIONE DEL TEMPO DI RITORNO DELL'ONDA DI PROGETTO

Nel presente capitolo sono definiti i tempi di ritorno assunti per il dimensionamento delle opere la cui realizzazione è prevista nell'ambito del presente progetto.

5.1 Descrizione dell'approccio adottato per la definizione del tempo di ritorno

Per la definizione dei tempi di ritorno per il dimensionamento opere marittime (scogliere) si è fatto riferimento a quanto riportato nelle "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" (C.S.LL.PP., 1996). Nelle Istruzioni Tecniche, il tempo di ritorno da assumere per la definizione dell'onda di progetto viene definito in funzione di:

a) tipo di infrastruttura,
b) livello di sicurezza richiesto,
c) danneggiamento ammesso,
d) ripercussione economica in caso di danneggiamento.

5.1.1 *Tipo di infrastruttura*

L'opera in oggetto è stata inquadrata come ad "uso generale", da intendersi come appartenente alla categoria delle "*opere di difesa di complessi civili, commerciali e industriali, che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita funzionale dell'opera".*

5.1.2 *Livello di sicurezza*

Per l'opera in oggetto è stato assunto un "livello di sicurezza 1", richiesto per "*opere o installazioni di interesse locale, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso dell'opera: difese costiere, opere in porti minori o marina, scarichi a mare, strade litoranere, ecc.*)".

5.1.3 *Durata minima di vita*

In funzione del tipo di infrastruttura e del livello di sicurezza è possibile definire la **durata minima di vita T_V** secondo la seguente; considerato che si **tratta di un'infrastruttura di uso generale** con un livello di sicurezza richiesto 1, la durata minima di vita T_V risulta essere **25 anni**.

Tipo di infrastruttura	Livello di sicurezza		
	1	2	3
Uso Generale	25	50	100
Uso Specifico	15	25	50

Tab. 5.1 –Durata minima di vita dell'opera

5.1.4 *Rischio di perdite di vite umane*

Per quanto riguarda il rischio di perdita di vite umane, in linea generale, si considera:

- rischio limitato, se non è logico prevedere alcuna perdita di vite umane in seguito al danneggiamento;
- rischio elevato, se sono preventivabili delle perdite di vite umane.

Nel caso specifico, per l'opera in progetto si ritiene che il rischio di perdite di vite umane sia limitato.

5.1.5 *Condizioni di danneggiamento*

Per ciascuna opera o corpo d'opera deve inoltre essere individuata la specifica condizione di danneggiamento:

- danneggiamento incipiente per strutture flessibili o comunque riparabili;
- danneggiamento totale per strutture rigide per le quali è difficile riparare il danno.

Considerato che le opere oggetto della progettazione sono tutte opere a gettata o assimilabili a strutture flessibili e riparabili, si è assunta la condizione di **danneggiamento incipiente**.

5.1.6 *Ripercussione economica*

Per quanto riguarda la ripercussione economica derivante da eventuali danni e rischi di perdite di vite umane, in linea generale, si definisce:

- ripercussione economica bassa nel caso in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità delle opere protette ed il costo totale per la realizzazione dell'opera è minore di 5;
- ripercussione economica media nel caso in cui questo rapporto è compreso tra 5 e 20;
- ripercussione economica alta nel caso in cui questo rapporto è maggiore di 20.

Nel caso specifico, considerato che tutte le opera sono del tipo a gettata (opere flessibili/riparabili) sono state cautelativamente assunte le condizioni di **ripercussione economica bassa**.

5.1.7 *Massima probabilità di danneggiamento ammissibile*

In funzione del rischio di perdite di vite umane, delle condizioni di danneggiamento e della ripercussione economica è possibile definire la **massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera P_f** secondo la seguente Tab. 5.2.

Tipo di danneggiamento	Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
		Limitato	Elevato
Danneggiamento incipiente	Bassa	0.5	0.3
	Media	0.3	0.2
	Alta	0.25	0.15
Danneggiamento totale	Bassa	0.2	0.15
	Media	0.15	0.1
	Alta	0.1	0.05

Tab. 5.2 – Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera

5.2 Tempo di ritorno dell'evento di progetto

La combinazione del tempo di vita dell'opera T_V e della probabilità di danneggiamento P_f determina il **tempo di ritorno dell'evento di progetto T_{rp}**, secondo la seguente espressione:

$$T_{rp} = T_V / \left[-\ln\left(1 - P_f\right) \right]$$

L'onda associata a questo tempo di ritorno ha approssimativamente la probabilità P_f di essere superata nell'arco di vita dell'opera.

Per le opere in progetto la combinazione delle diverse variabili ha portato ad un tempo di ritorno pari a 36 anni. Di seguito si riporta un riepilogo del tempo di ritorno individuato per l'opera in funzione della tipologia della struttura e della destinazione d'uso. A favore di sicurezza è stato assunto un tempo di ritorno pari a 50 anni.

Tipologia opera	**SCOGLIERA**
Tipo di opera	uso generale
Livello di sicurezza richiesto	1
Durata minima di vita T_V	25 anni
Condizione di danneggiamento	Incipiente
Rischio per la vita umana	Limitato
Ripercussione economica	Bassa
Massima probabilità di danneggiamento P_f	0.50
Tempo di ritorno T_{rp}	**36**

Tab. 5.3 – Riepilogo dei parametri utilizzati per il calcolo del tempo di ritorno

6 STUDIO IDRAULICO MARITTIMO

Al fine di valutare le condizioni di esposizione del sito alle forzanti meteomarine e le criticità dei diversi tratti della passeggiata, in relazione alla risalita e alla tracimazione del moto ondoso, è stato sviluppato uno studio idraulico marittimo di dettaglio. Lo studio ha avuto preliminarmente lo scopo di ricostruire le cause dei vari danneggiamenti subiti dall'opera e, successivamente, di verificare l'efficacia della soluzione di progetto individuata. Nello specifico, si è proceduto all'esecuzione di due tipologie di attività di modellazione numerica, diverse e complementari:

- simulazione dell'evoluzione del profilo trasversale di spiaggia in concomitanza di una mareggiata con tempo di ritorno pari a 50 anni (tempo di ritorno dell'evento di progetto);
- simulazione della risalita dell'onda sull'arenile (*run-up*) e calcolo delle portate di tracimazione oltre l'opera di difesa.

Lo studio ha analizzato la configurazione attuale, quella di progetto e l'eventuale ulteriore implementazione dell'intervento di ripascimento previsto dall'attuale strategia complessiva di gestione del litorale, comprensiva di due opere sommerse in massi poste in prossimità della battigia all'estremità occidentale della spiaggia, e di un contestuale significativo ripascimento strutturale. Per il dettaglio delle configurazioni analizzate e dei risultati ottenuti dallo studio, si rimanda all'elaborato A.03-Relazione Studi idraulico marittimi. Di seguito si riporta una sintesi dei dati di input impiegati e dei risultati ottenuti.

6.1 Dati di moto ondoso

I dati di onda e vento al largo utilizzati per lo studio sono relativi alla serie storica ottenuta dal database Mediterranean Wind Wave Model (MWM). Tale database, prodotto da DHI in collaborazione con HyMOLab (Hydrodynamics and Met-Ocean Laboratory), struttura del Dipartimento di Ingegneria e Architettura dell'Università di Trieste, deriva dall'implementazione di una catena modellistica che sfrutta due modelli allo stato dell'arte, rispettivamente per la modellazione atmosferica (WRF-ARW) e la modellazione del moto ondoso (MIKE 21 SW di DHI). In Fig. 6.1 si riporta la rosa del clima ondoso al largo del paraggio (profondità di 120 m) e in Fig. 6.2 la serie storica delle altezza d'onda.

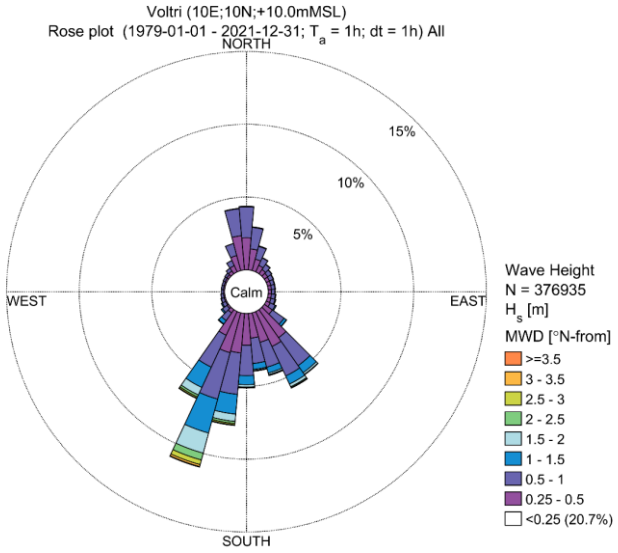


Fig. 6.1 –Diagramma polare con altezze, frequenze e direzioni estratto dai dati di wave hindcasting

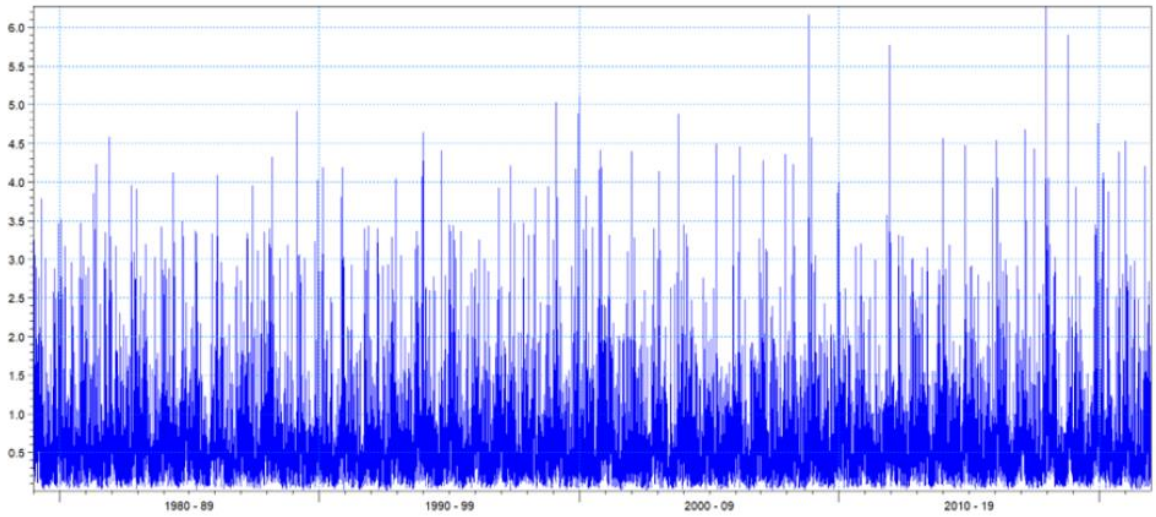


Fig. 6.2 – Serie storica (ricostruita) delle altezze d'onda

Dall'analisi della rosa del clima ondoso estratto dal database MWM, si evince come le ondazioni più frequenti e più intense provengano da Sud-Ovest (Libeccio, tra 195°N e 205°N).

Come si evince dalla serie storica (Fig. 6.2), i cinque maggiori eventi, in termini di altezza d'onda significativa, si sono verificati dal 2008 ad oggi. La mareggiata storicamente più critica si è verificata l'11 Dicembre 2017, raggiungendo un valore massimo di altezza d'onda significativa pari a 6.3 m. Il 30 Ottobre del 2008 e il 29 ottobre del 2018 sono stati registrati rispettivamente il secondo e terzo evento per altezza d'onda. Dalla comparazione delle caratteristiche d'onda emerge come le maggiori ondazioni abbiano una direzione di provenienza appartenente al ristretto settore da 185°N a 205°N.

La propagazione della serie ultra-quarantennale di moto ondoso dal largo sino al litorale di Voltri è stata condotta utilizzando il modulo MIKE 21 SW - Spectral Waves di DHI, un modello spettrale per vento ed onde di terza generazione, basato su una griglia non strutturata in grado di simulare la trasformazione di onde generate dal vento ed onde di *swell*, sia offshore che in aree costiere. La propagazione dell'intera serie di dati ha permesso di ottenere la distribuzione delle principali grandezze di moto ondoso (altezza d'onda significativa, periodo medio e di picco e direzione media di propagazione) in tutti i punti del dominio di calcolo, rendendo pertanto possibile estrarre la serie in qualsiasi punto sotto costa.

In Fig. 6.3 è riportata, a titolo di esempio, la distribuzione spaziale dell'altezza significativa in riferimento a una mareggiata proveniente dal settore principale (Hs=2.7 m, Tp=7.9 s, , Dir=207°N). I risultati della propagazione del moto ondoso mostrano una distribuzione delle altezze piuttosto regolare, con una graduale dissipazione dell'energia verso costa. Nell'avvicinamento alla costa, le direzioni tendono a disporsi perpendicolarmente alle isobate, mettendo in evidenza il fenomeno della rifrazione, che è tanto più marcato quanto più la direzione di provenienza delle onde al largo è inclinata rispetto alla perpendicolare a costa.

Il litorale di Voltri beneficia, per le mareggiate del secondo quadrante, di una parziale schermatura offerta dalla diga del porto di Prà-Voltri, tanto maggiore quanto più la mareggiata proviene da Est.

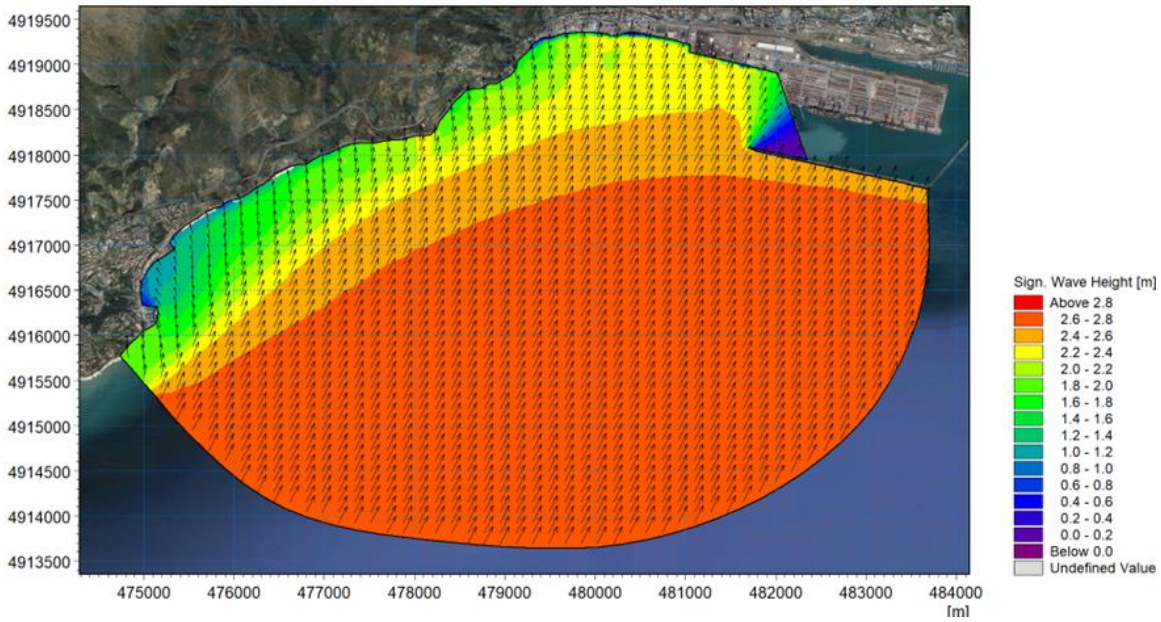


Fig. 6.3 – Esempio di propagazione sotto costa: dati di onda del 1 Gennaio 2018 ore 23. (Dati al largo: Hs=2.7 m, Tp=7.9 s, Dir=207°N)

6.1.1 *Analisi statistica degli eventi estremi di moto ondoso*

Sulla base dei 43 anni di dati propagati sotto costa, è stata svolta l'analisi statistica per la definizione degli eventi estremi per assegnato tempo di ritorno. La procedura adottata è stata la seguente:

- estrazione, dalla serie temporale di dati orari in corrispondenza del punto MWM al largo di Voltri, di eventi statisticamente indipendenti. Il criterio di indipendenza degli eventi è legato sia all'intervallo di tempo che li separa (tipicamente non meno di 36 ore) sia all'evidenza che l'onda, tra due eventi indipendenti, scenda al di sotto di una determinata soglia (in genere pari al 70% del minore dei due valori associati agli eventi indipendenti);
- fit della distribuzione di probabilità di tutti gli eventi indipendenti sopra una determinata soglia (metodo "Peak Over Threshold") con Weibull;
- stima degli intervalli di confidenza mediante tecniche di bootstrap.

A seguire si riportano la tabella riassuntiva dei valori di altezza d'onda significativa per assegnato periodo di ritorno risultante (Tab. 6.1) e il grafico con la distribuzione statistica (Fig. 6.4).

Altezza d'onda significativa	**TR 1 anno**	**TR 5 anni**	**TR 10 anni**	**TR 50 anni**
	Hs [m]	**Hs [m]**	**Hs [m]**	**Hs [m]**
Sottocosta - 15m	3.1	4.0	4.4	5.4

Tab. 6.1 – Valori di altezza d'onda significativa Hs [m] per diversi periodi di ritorno, risultanti dall'analisi statistica

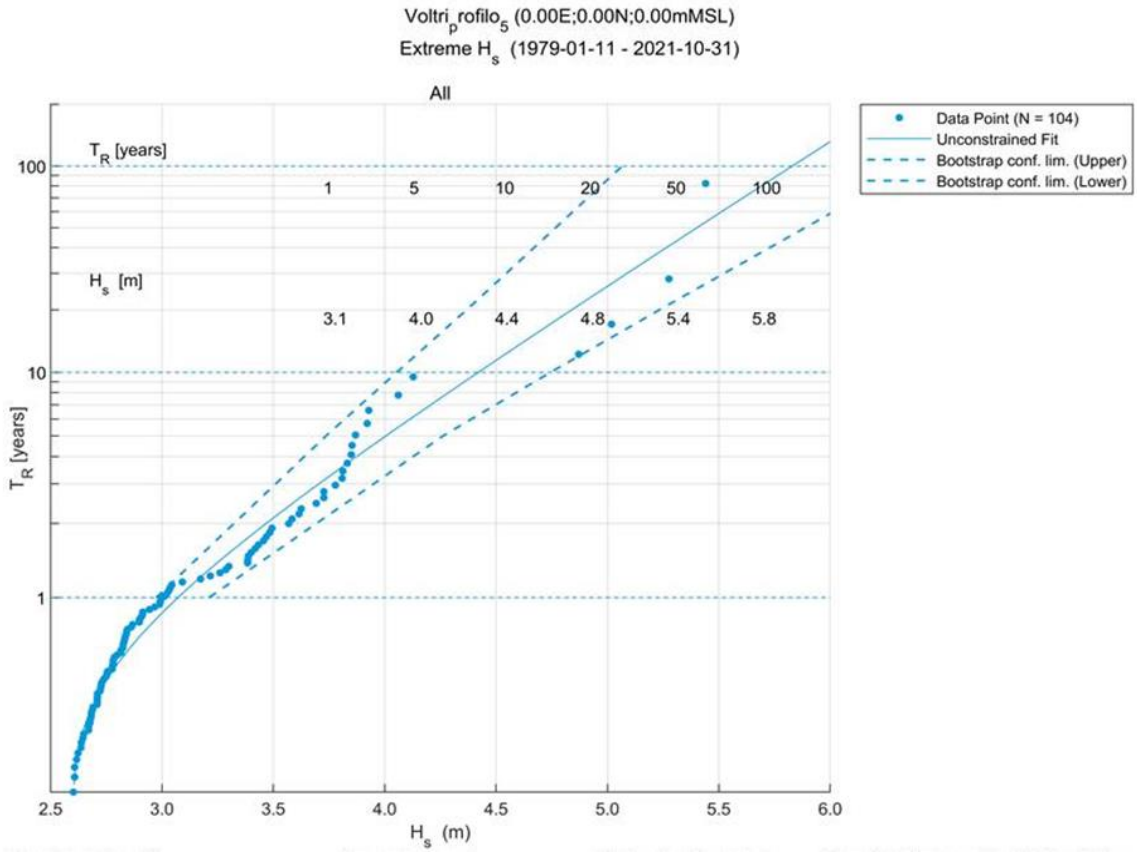


Fig. 6.4 – Distribuzione statistica di Weibull per il campione di dati sopra soglia, estratte nel punto MWM al largo di Voltri

6.2 Livelli del mare

Per la definizione del livello marino da considerare si è fatto riferimento alla serie osservata del mareografo di Genova, il più rappresentativo per il sito in esame e con maggior disponibilità di dati recenti continui. In Fig. 6.5 è riportata la monografia della stazione mareografica. Lo strumento, appartenente alla Rete Mareografica Nazionale (*www.mareografico.it*), è ubicato presso l'Acquario, all'interno del Porto di Genova.

I dati utilizzati, registrati ad intervalli orari o di dieci minuti, sono stati omogeneizzati e depurati dei dati anomali o mancanti. Per le elaborazioni svolte si è fatto riferimento alle registrazioni disponibili nell'ultimo decennio, più precisamente dal 1.1.2000 al 31.12.2023.

Il mareografo è posto all'interno del bacino portuale, pertanto è in grado di tenere in considerazione i seguenti contributi alla composizione del livello superficiale totale:

-contributo della marea astronomica;

-contributo della pressione atmosferica (effetto di "barometro inverso");

- contributo del vento (effetto "*wind setup*", ovvero schiacciamento della massa d'acqua verso terra in concomitanza con intensi venti provenienti dal mare).

In considerazione della posizione del mareografo, della posizione e profondità delle imboccature portuali, si assume che le misure non siano influenzate dal wave setup.

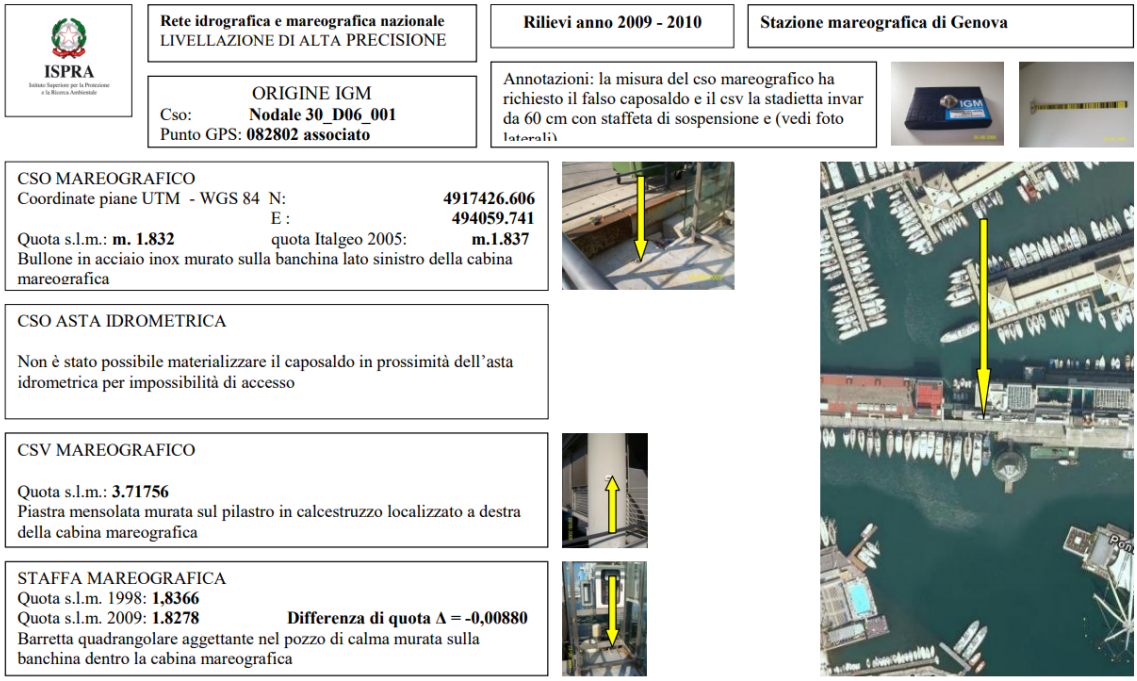


Fig. 6.5 – Monografia della stazione mareografica di Genova

I dati di livello sono riferiti al livello del medio mare. In base alle informazioni disponibili dalla monografia della Stazione Mareografica ISPRA di Genova, il livello medio del mare si colloca 5 mm più in alto dello zero IGM Italgeo 2005 e, per le finalità del progetto, si può assumere coincidente.
Lo zero di progetto è definito dal livello del medio mare.

6.2.1 *Analisi statistica degli eventi estremi di livello*

Per la statistica dei livelli per assegnato tempo di ritorno si è proceduto con il medesimo approccio descritto per l'altezza d'onda significativa, impostando sul campione dei 130 valori più elevati registrati dal mareografo nel periodo di dati a disposizione. A seguire si riportano la tabella dei valori di livello per assegnato periodo di ritorno (Tab. 6.2) e il grafico con la distribuzione statistica (Fig. 6.6).

Livello marino	**TR 1 anno**	**TR 5 anni**	**TR 10 anni**	**TR 50 anni**
	WL [m]	**WL [m]**	**WL [m]**	**WL [m]**
Mareografo Genova	0.49	0.57	0.65	0.76

Tab. 6.2 – Valori di livello marino WL [m s.m.m.] per diversi periodi di ritorno, risultanti dall'analisi statistica

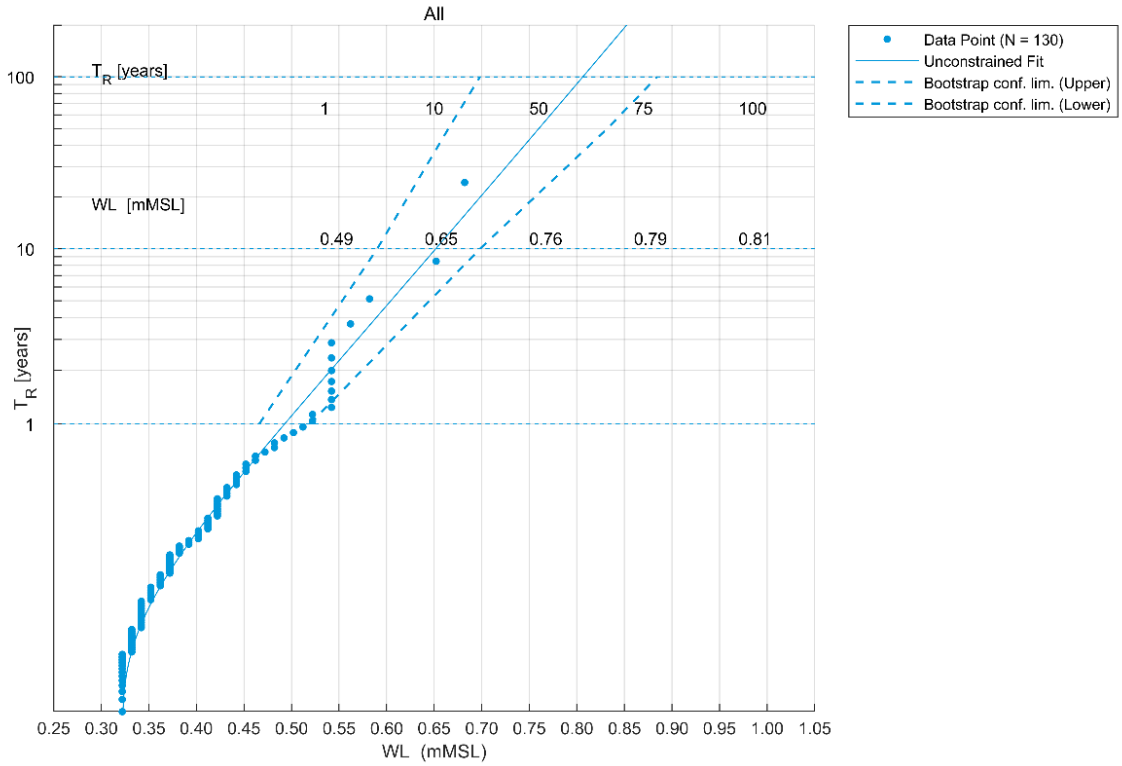


Fig. 6.6 – Distribuzione statistica di Weibull per il campione di dati sopra soglia, estratte nel punto MWM al largo di Voltri

6.2.2 *Sea level rise*

In considerazione dell'obiettivo dell'analisi, si è proceduto valutando anche il possibile l'effetto di innalzamento del livello del mare conseguente ai cambiamenti climatici in atto. La stima di tale tendenza a lungo termine è affidata a modelli climatici, socioeconomici e tecnologici basati su diversi scenari futuri che tengono conto di fattori come la crescita della popolazione, lo sviluppo economico, le politiche energetiche e le tecnologie disponibili.

Il metodo più consolidato per la stima dell'innalzamento del livello del mare si basa sugli scenari climatici definiti dal Gruppo intergovernativo sul cambiamento climatico (Intergovernmental Panel on Climate Change, IPCC) delle Nazioni Unite. Il NASA IPCC Tool permette di consultare i valori mediani di livello del mare previsti per le decadi a venire, distribuiti spazialmente a scala globale con risoluzione 1°N x 1°E, secondo i differenti scenari climatici. Al fine di includere anche l'incremento del livello marino nella definizione degli scenari di progetto per gli interventi di difesa costiera, si è fatto riferimento al punto più prossimo all'area di interesse, considerando cautelativamente lo scenario SSP5-8.5, associato alla previsione futura con il più alto livello di emissioni di gas climalteranti e politiche economiche espansive.

Il valore di innalzamento del livello del mare stimato al punto più prossimo al sito di studio disponibile per lo scenario SSP5-8.5 è pari a 0.23 m (estrapolazione all'anno 2050).

6.3 Scenari di progetto

Lo scenario di progetto assunto per la definizione dei parametri di progetto è caratterizzato dalle variabili ambientali quali onda e livello del mare.

Nello specifico, per entrambe le variabili, è stato utilizzato il valore ottenuto dall'analisi degli eventi estremi per il tempo di ritorno di **50 anni**.

Al livello estremo è stato inoltre aggiunto il valore di innalzamento del livello del mare al termine della vita tecnica dell'opera (**25 anni**), stimata al **2050**.

L'evento di progetto così individuato è descritto nella successiva Tab. 6.3, il periodo di picco associato all'altezza d'onda è stato individuato sulla base dell'elaborazione dei periodi della serie storica disponibile. La direzione della mareggiata di progetto è stata individuata sulla base dell'analisi della rosa delle altezze d'onda, che ha permesso di verificare come le ondazioni estreme provengano da Sud-Ovest (Libeccio), e in particolare dalle direzioni comprese tra 195°N e 205°N (cfr. paragrafo 6.1).

T_R (anni)	H_S (m)	T_P (m)	Dir (°)	Livello mare (m s.m.m.)
50	5.40	10.7	200	+0.99

Tab. 6.3 – Scenario di progetto

6.4 Risultati degli studi

A supporto della progettazione di una idonea difesa della passeggiata, è stata condotta da DHI un'accurata attività di modellazione numerica: si è proceduto in primo luogo alla simulazione dell'evoluzione morfologica del profilo trasversale di spiaggia a seguito di una mareggiata eccezionale (T_R=50 anni, sia per il moto ondoso che per i livelli). In considerazione della tessitura del sedimento dell'arenile (prevalentemente ghiaioso), si è utilizzato il codice di calcolo Xbeach-G, che ha permesso di simulare la risposta della spiaggia di Voltri alla mareggiata.

Per l'analisi sono stati considerati cinque profili trasversali di riferimento, estesi dalla batimetrica -15m sino alla passeggiata. Ogni profilo è stato rappresentativo di un tratto di passeggiata caratterizzato da una differente esposizione al moto ondoso e/o da diversa distanza dalla linea di riva.

Le simulazioni hanno riguardato dapprima lo stato attuale, con la non secondaria finalità di dimostrare la capacità del modello di descrive il reale comportamento della spiaggia nella configurazione attuale, quindi la configurazione "di progetto", corrispondente all'implementazione della nuova configurazione dell'opera di difesa lungo tutta la passeggiata, ed infine la configurazione "futura", corrispondente all'ulteriore implementazione del sistema di difesa con un ripascimento strutturale protetto da alcune opere rigide.

6.4.1 *Evoluzione del profilo trasversale*

Gli studi dell'evoluzione del profilo di spiaggia sono stati svolti assumendo una granulometria media del sedimento pari a 8 mm (valore di riferimento ottenuto dai dati disponibili per la spiaggia di Voltri). A titolo cautelativo, lo studio è stato condotto anche con una granulometria più fine (diametro pari a 2

mm). Lo studio è stato svolto con riferimento a una serie di profili rappresentativi dell'intero tratto della passeggiata che dovrà essere protetta.

I risultati della simulazione in configurazione attuale, per il profilo 5 rappresentativo del tratto di intervento in progetto (presente stralcio), sono riportati nella successiva Fig. 6.7. L'evoluzione del profilo trasversale ha mostrato come la mareggiata eccezionale sia in grado di erodere la parte di spiaggia compresa tra la +3.00 m s.m.m. e la -1.50 m s.m.m., portando ad arretramenti della linea di riva dell'ordine dei 5 m e, soprattutto, ad un sensibile abbassamento delle quote della spiaggia emersa in corrispondenza della riva attuale.

Il materiale movimentato dalla mareggiata viene in parte trasportato verso mare, andando a depositarsi nella parte più profonda del profilo della spiaggia attiva, e in parte verso la parte sommitale della spiaggia emersa. Questa tendenza è confermata da quanto rilevato sia dai sopralluoghi eseguiti, nel corso dei quali si è rilevato un importante accumulo di sedimenti al di sotto della passeggiata, che dai danni subiti dalla passeggiata, legati sia alla sottospinta dell'onda che alla proiezione del materiale di spiaggia contro le strutture della passeggiata.

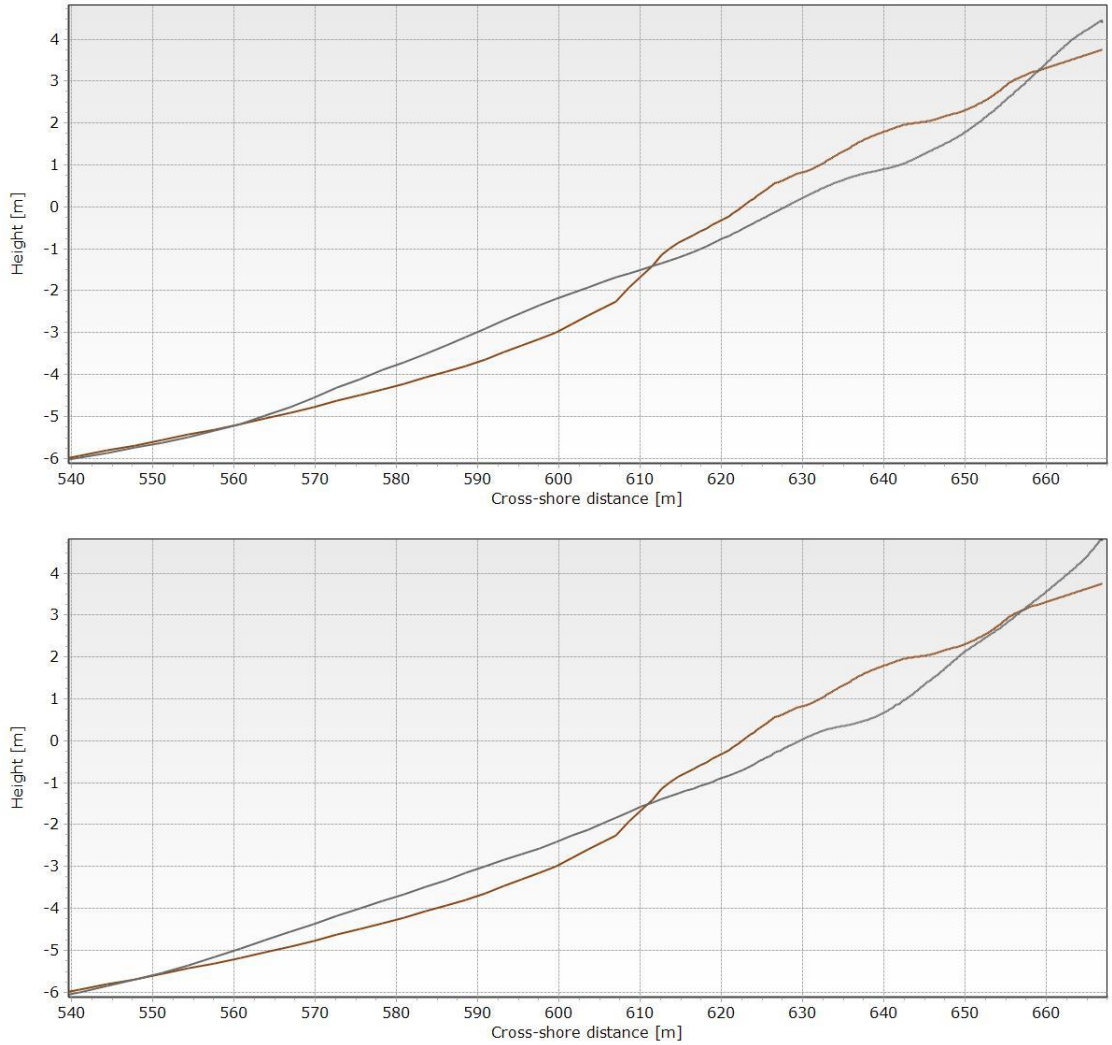


Fig. 6.7 – Risultati dell'evoluzione del profilo di spiaggia in stato attuale dopo 9 ore (sopra) e 18 ore (sotto) (linea marrone profilo iniziale, nera finale) – granulometria 8 mm

I risultati in configurazione di progetto sono riportati nella successiva Fig. 6.8. Le simulazioni eseguite hanno evidenziato come l'evoluzione del profilo di spiaggia, ancora caratterizzata dalle dinamiche erosive già descritte per la configurazione attuale, non determini condizioni di criticità per la stabilità della scogliera sia per la granulometria più grossolana (8 mm) che per quella più fine (2mm). La quota di imbasamento della scogliera risulta infatti erosione del profilo infatti non viene raggiunta dai processi erosivi (la rappresentazione in scala distorta in Fig. 6.8 può risultare fuorviante).

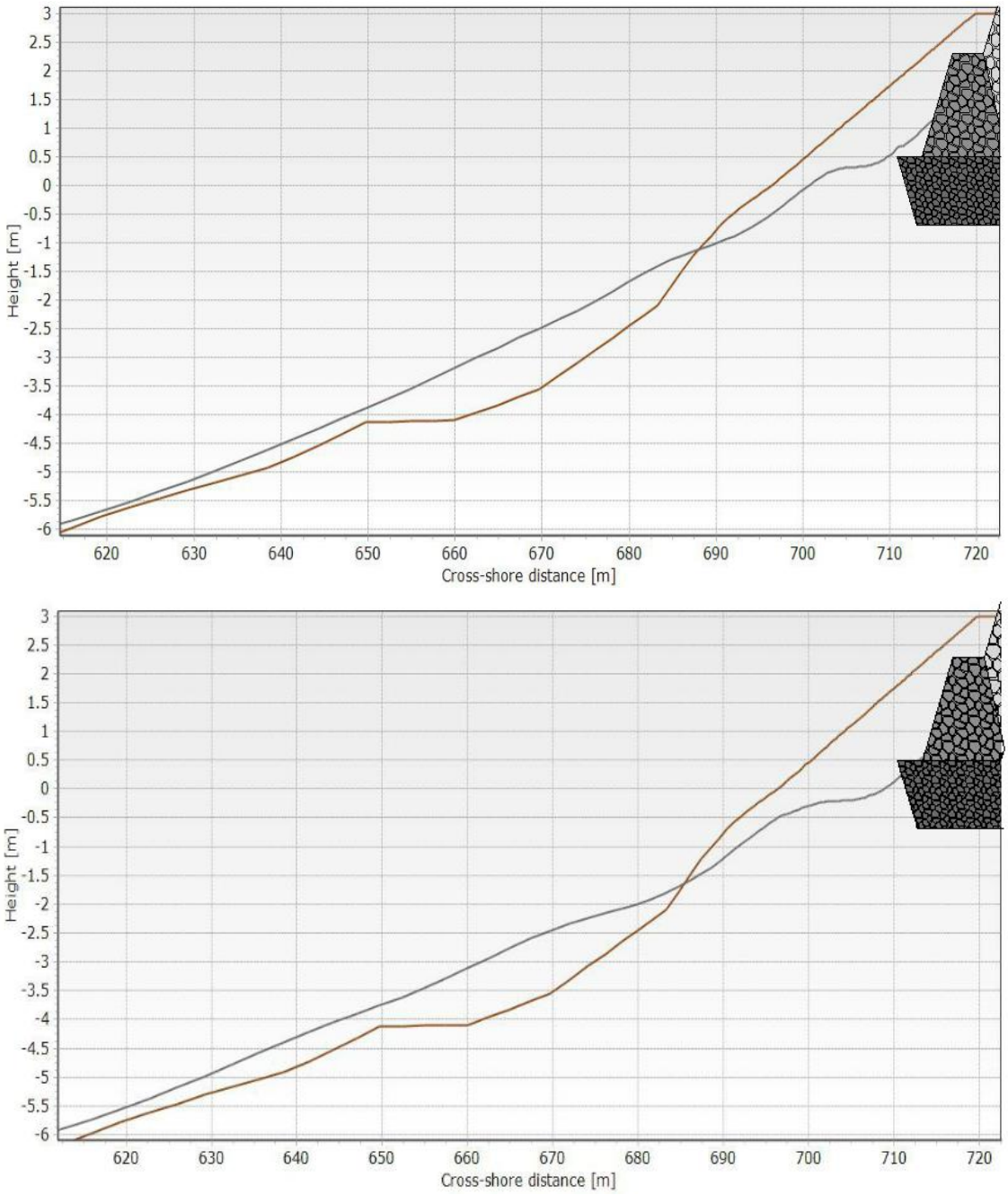


Fig. 6.8 – Risultati dell'evoluzione del profilo (linea marrone profilo iniziale, nera finale) in configurazione di progetto, al termine della mareggiata (dopo 18 ore)– granulometria 8 mm (sopra) e 2 mm (sotto). Nel grafico è riportata inoltre la sagoma del piede della scogliera (in scala distorta) al fine di visualizzare in modo più chiaro l'evoluzione del profilo in prossimità dell'opera

6.4.2 *Risalita e tracimazione*

Per lo studio della risalita e della tracimazione è stato impiegato un modello 3D pienamente non lineare, "*phase resolving*", su maglia non strutturata, che permette di simulare le dinamiche di frangimento, risalita (*runup*) e tracimazione (*overtopping*). Il modello impiegato è il MIKE 3 WAVE FM.

I risultati delle simulazioni hanno mostrato come, in configurazione attuale, la passeggiata sia interessata da importanti fenomeni di risalita e tracimazione, mentre, con l'inserimento della nuova scogliera radente, l'impalcato risulti protetto dal moto ondoso, con allagamenti poco significativi e per lo più collegati alla presenza delle discese a mare. Le portate medie di tracimazione si abbattono a valori trascurabili. Il modello non considera gli effetti del vento sugli spruzzi sollevati dalle onde, quindi nella realtà il transito sotto mareggiata sarà comunque sgradevole e potenzialmente anche pericoloso per la presenza di acqua e detriti che possono rendere scivolosa la pavimentazione.

In Fig. 6.10 e Fig. 6.11 si riportano alcune immagini dei risultati delle simulazioni in configurazione attuale; nelle figure sono rappresentati rispettivamente l'inviluppo delle massime altezze d'onda e le elevazioni del pelo libero durante un istante della simulazione. I risultati hanno evidenziato come la passeggiata risulti interessata da importanti volumi di tracimazione (fino a 10 l/s/m).

Nelle successive Fig. 6.12 e Fig. 6.13 si riportano alcune immagini dei risultati delle simulazioni in configurazione di progetto; nelle figure si riportano l'inviluppo delle massime altezze d'onda e un istante della simulazione. I risultati hanno evidenziato come la scogliera in progetto sia in grado di proteggere efficacemente la passeggiata dalla risalita. Infatti, le onde che riescono a raggiungere l'impalcato della passeggiata sono in numero molto limitato e con portate di tracimazione trascurabili.

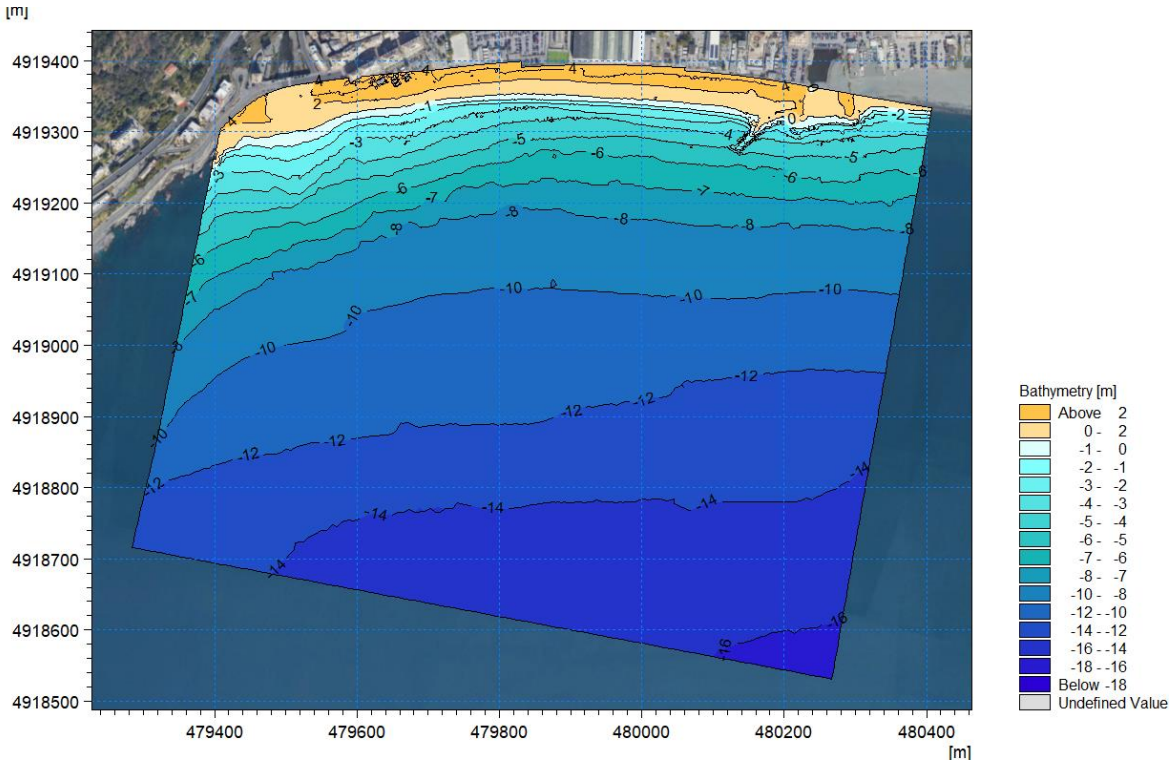


Fig. 6.9 – Dominio di calcolo e caratteristiche topo-batimetriche dell'area

Dai risultati delle simulazioni sono evidenti le criticità della configurazione attuale, con portate di tracimazione largamente superiori a quelle in grado di mettere in crisi la struttura e le infrastrutture retrostanti (e ovviamente anche la sicurezza degli utenti).

Con l'inserimento della nuova scogliera radente, l'impalcato risulta protetto dal moto ondoso con allagamenti poco significativi, per lo più collegati alla presenza delle discese a mare. Le portate medie di tracimazione si abbattono a valori trascurabili.

La configurazione "futura" attenua ulteriormente la fenomenologia.

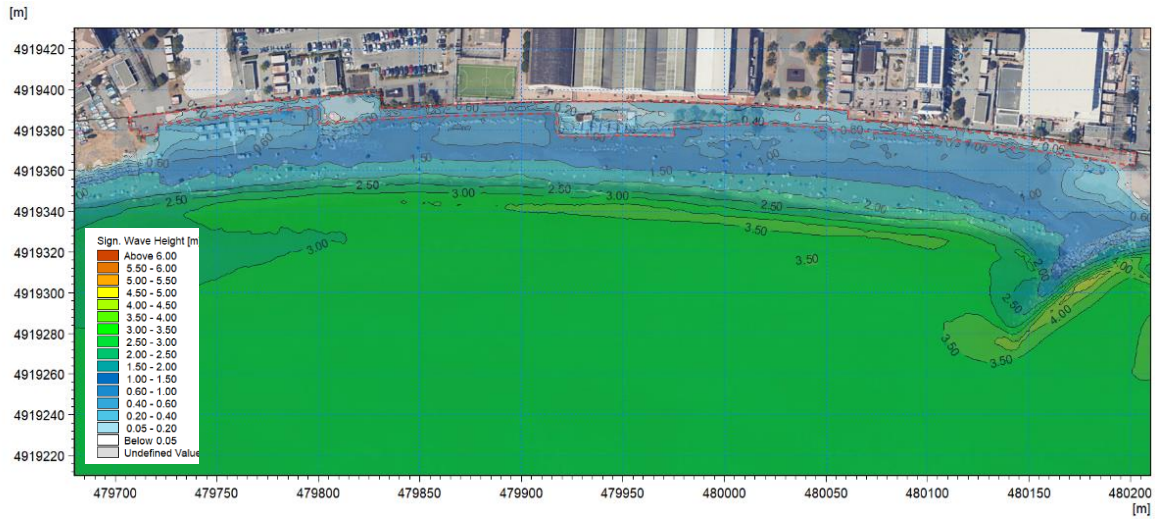


Fig. 6.10 – Risultati in configurazione attuale:
inviluppo dei valori di altezza d'onda significativa massimi durante l'evento

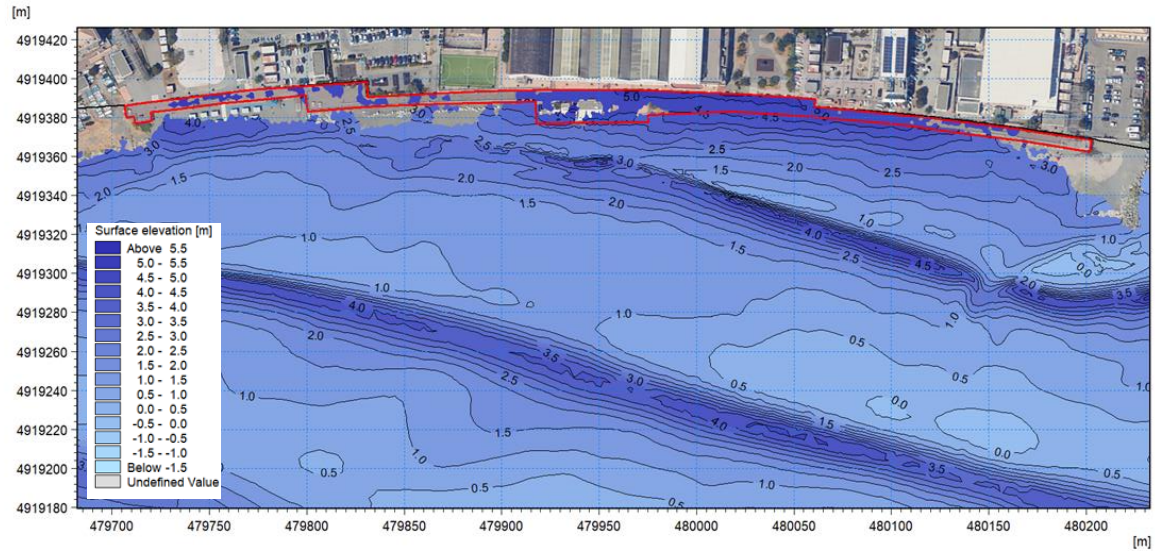


Fig. 6.11 – Risultati in configurazione attuale:
mappa di elevazione della superficie libera la porzione di spiaggia oggetto di studio,
in corrispondenza di una delle onde più alte della mareggiata riprodotta

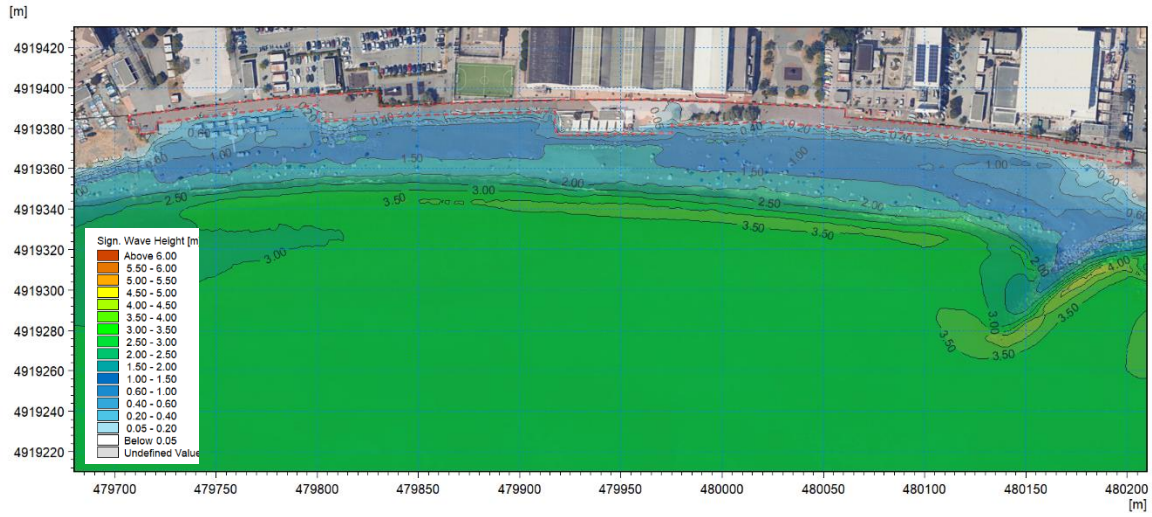


Fig. 6.12 – Risultati in configurazione di progetto:
inviluppo dei valori di altezza d'onda significativa massimi durante l'evento

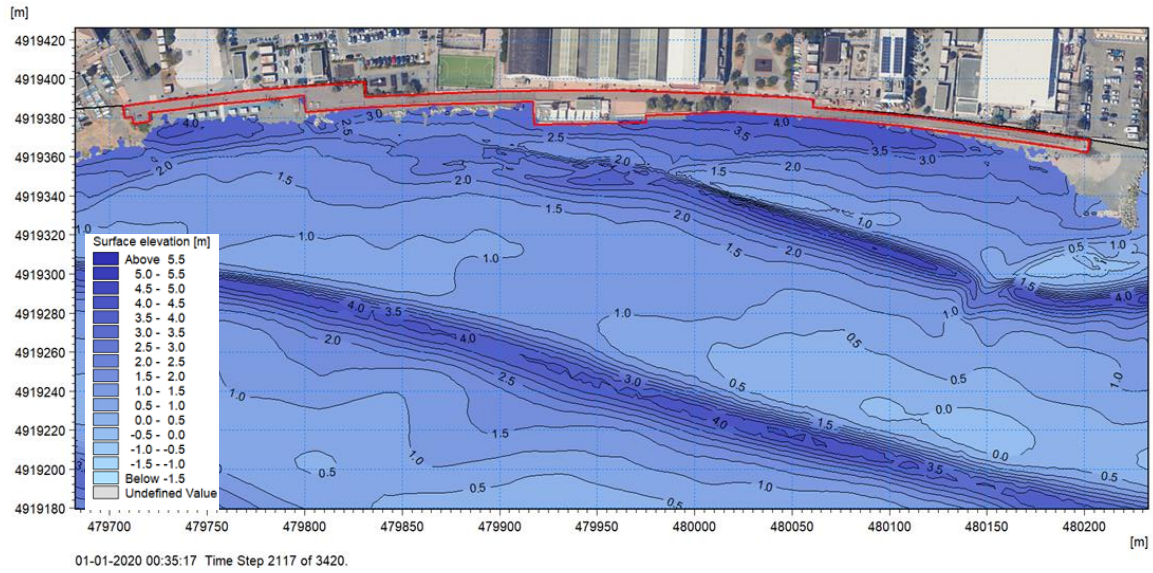


Fig. 6.13 – Risultati in configurazione di progetto:
mappa di elevazione della superficie libera la porzione di spiaggia oggetto di studio,
in corrispondenza di una delle onde più alte della mareggiata riprodotta

7 VERIFICHE DI STABILITÀ DELLA SCOGLIERA

Nel presente paragrafo vengono riportate le verifiche di stabilità della scogliera che verrà realizzata a protezione della passeggiata. La scogliera si svilupperà lungo la parte più emersa della spiaggia, non risultando quindi, in condizioni ordinarie, interessata dall'azione del moto ondoso (si veda la sezione tipologica della scogliera riportata in Fig. 7.1).

Tuttavia, in condizioni meteomarine estreme (livello di marea e azione ondosa eccezionale), la struttura potrà essere interessata dall'azione del moto ondoso.
Infatti, lo studio su modello dell'evoluzione del profilo trasversale ha evidenziato che, in occasione di un evento estremo caratterizzato da un tempo di ritorno di 50 anni, il profilo di spiaggia si evolve erodendosi in prossimità del piede dell'opera (cfr precedente 6.4.1).
Tale evento risulta inoltre associato ad un livello eccezionale di marea pari a +0.99 m s.m.m.. Durante eventi di questo tipo l'opera potrà quindi essere raggiunta dalle onde per effetto del profilo eroso e del livello incrementato.
Per la verifica di stabilita della scogliera si è fatto riferimento alla configurazione del profilo di spiaggia al termine della mareggiata (dopo 18 ore, istante in cui si rileva la massima erosione) e considerando, cautelativamente (il livello massimo è associato alle prime 9 ore di mareggiata, mentre si assume decrescente nelle successive ore), il livello incrementato del mare a +0.99 m s.m.m..
In Fig. 7.2 si riporta lo schema di calcolo impiegato.

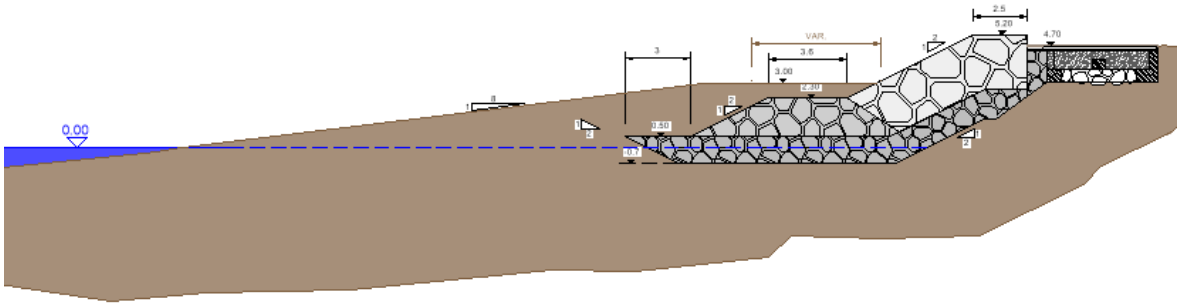


Fig. 7.1 –Sezione tipologica della scogliera in condizioni ordinarie

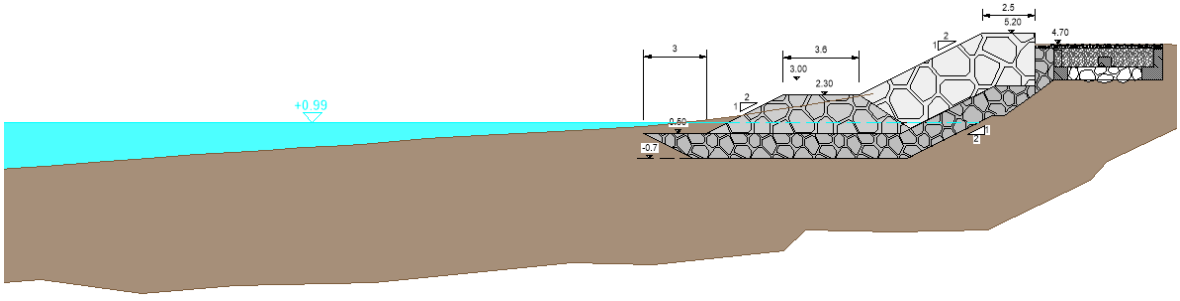


Fig. 7.2 –Sezione tipologica della scogliera al temine dell'evento estremo (dopo 18 ore) in condizioni eccezionali di livello dell'acqua

7.1 Normativa di riferimento

Norme, istruzioni tecniche e codici sulle costruzioni marittime

- C.S.LL.PP., CNR-GNDCI (1996). "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime". Pubbl. GNDCI n.1450;
- Normativa UNI EN 13383-1 – Aggregati per opere di protezione (armourstone)

Manuali e pubblicazioni specialistiche

- CIRIA, CUR, CETMEF (2007). The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition). C683, CIRIA, London
- Goda, Y. (2000). Random Seas and Design of Maritime Structures. Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 15. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd. Singapur
- US Army Corps of Engineers (2006). "Coastal Engineering Manual". Engineering Manual 1110-2-1100, Part VI – Chapter 5: Fundamentals of Design
- US Army Corps of Engineers (1984). Shore Protection Manual. USACE, Washington, DC

7.2 Caratteristiche dei materiali

La classificazione dei materiali lapidei per opere marittime, ed in particolare per filtri e mantellate ("armourstone"), è definita dalla norma UNI-EN 13383, che adotta di fatto i criteri già contenuti nell'universalmente adottato Rock Manual (CIRIA C683).
Si prevede di impiegare materiale lapideo con marcatura CE, classificato come armourstone CS80 (o superiore) per le mantellate ed almeno CS60 per gli strati filtro al di sotto delle mantellate.
Si riportano di seguito le caratteristiche dei principali materiali impiegati per la realizzazione scogliera.

ELEMENTI	PEZZATURA	PESO SPECIFICO
Strato di imbasamento	300-1000 kg (I cat.)	≥ 2.60 t/m^3
Berma al piede	1000-3000 kg (II cat.)	≥ 2.60 t/m^3
Mantellata	3000-7000 kg (III cat.)	≥ 2.60 t/m^3

Tab. 7.1 – Elementi che costituiscono le scogliere e relative caratteristiche

7.3 Approccio di calcolo

7.3.1 *Dimensionamento della mantellata di scogliere emerse in massi naturali (Van der Meer)*

Per la verifica delle mantellate della scogliere in massi naturali emerse non tracimabili si è fatto riferimento all'approccio di Van der Meer (1988b).
La trattazione e le formule proposte da Van der Meer (1988b) per il calcolo dei massi della mantellata di scogliere emerse risultano valide, con riferimento alla condizione di acque profonde ("deep water conditions"), che si verifica per valori del rapporto tra profondità e altezza significativa al piede

dell'opera maggiori di 3 ($h > 3\ H_{s\text{-}toe}$). L'applicazione di tale approccio può essere estesa anche alla condizione di acque basse ("shallow water conditions") fino ad un valore del rapporto $h/H_{s,toe}$ pari a 2, ovvero fino al limite della condizione definita come "very shallow water". In linea generale, si fa presente che l'approccio di calcolo valido per acque profonde risulta comunque più conservativo, in termini di peso minimo richiesto per i massi, rispetto a quello proposto per acque basse.
La formula di Van der Meer (1988b) per il calcolo dei massi della mantellata di scogliere emerse in acque profonde fornisce il peso medio dei massi necessario a garantire la stabilità di mantellate di assegnata geometria sotto l'azione del moto ondoso incidente. Il peso medio dei massi (W_{50}) può essere determinato, una volta calcolato il valore del numero di stabilità N_s, attraverso le seguenti formule:

$$W_{50} = \gamma_s H_s^3 / \left[N_s^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \right], \qquad \text{ovvero} \qquad N_s = \frac{H_s}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) D_{50}}$$

dove

- γ_S è il peso specifico dei massi;
- γ_w è il peso specifico dell'acqua di mare (pari a 1.03 t/m^3);
- H_s è l'altezza d'onda significativa di progetto;
- W_{50} e D_{50} sono rispettivamente il peso ed il diametro mediano dei massi.

In caso di altezza d'onda limitata dal frangimento, il CEM consiglia di ricavare l'altezza significativa attraverso la relazione che lega l'altezza significativa alla $H_{2\%}$, ragionevolmente assimilabile all'altezza H_b, massima in relazione al fondale. Per fondali a debole pendenza, si può assumere H_b = 0.78 d, dove d indica la profondità al piede dell'opera.

Va tuttavia segnalato che nei casi sperimentali analizzati da Van der Meer il frangimento era di modesta intensità e comunque del tipo spilling: si ritiene pertanto ragionevole e cautelativo seguire l'indicazione dello stesso autore, che, in caso di frangimento molto intenso e di tipo plunging, raccomanda di utilizzare $H = H_{2\%}/1.1 \div 1.2$ (nel caso specifico è stato adottato un valore di 1.15).

Il numero di stabilità legato all'onda che è mediamente responsabile del danneggiamento è dato dalle formule seguenti:

$$\frac{H_S}{\left(\frac{\gamma_S}{\gamma_W} - 1\right) = D_{50}} 6.2 P^{0.18} S^{0.2} N^{-0.1} \xi_m^{-0.5} \qquad \text{per frangimento tipo plunging}$$

$$\frac{H_S}{\left(\frac{\gamma_S}{\gamma_W} - 1\right) D_{50}} = 1.0 P^{-0.13} S^{0.2} N^{-0.1} \sqrt{cot\,\alpha}\, \xi_m^P \qquad \text{per frangimento tipo surging}$$

dove:

- $\xi_m = \frac{tan\,\alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_S}{g T_m^2}}}$ rappresenta il parametro di Iribarren;
- T_m rappresenta il periodo medio della mareggiata, assunto pari a circa 0.80 volte il periodo di picco T_p (rapporto valido per spettro di tipo JONSWAP con fattore di appuntimento γ pari a 3.3; cfr. "Random Seas and Design Maritime Structures", Goda);
- P è un fattore di permeabilità della struttura (cfr. successiva figura);
- S è il grado di danneggiamento;
- N è il numero di onde della mareggiata;
- α è l'angolo che la scarpata della mantellata forma con l'orizzontale.

Il numero di onde N è stato calcolato con riferimento al periodo medio della mareggiata, ipotizzando cautelativamente una persistenza del picco dell'evento di circa 12 ore.
In merito al grado di danneggiamento assunto nei dimensionamenti delle mantellate in massi naturali, si fa presente che convenzionalmente, per strutture staticamente stabili, viene utilizzato un valore di S pari a 2; tale valore di riferisce ad una condizione definita come "start of damage" (danneggiamento iniziale), corrispondente ad una percentuale di danno D compresa tra 0 e 5%. Per tali ragioni, si è stato assunto un valore di S pari a 2.

Per l'individuazione del criterio di frangimento (plunging o surging) e, quindi, della formula da usare per il calcolo del numero di stabilità, Van der Meer fornisce un valore di riferimento (critico) per il parametro di Iribarren: $\xi_{m,c} = \left(6.2\,P^{0.31}\sqrt{\tan\alpha}\right)^{\frac{1}{(P+0.5)}}$.
Se il parametro di Iribarren è inferiore al valore critico si ha un frangimento di tipo plunging, in caso contrario di tipo surging.

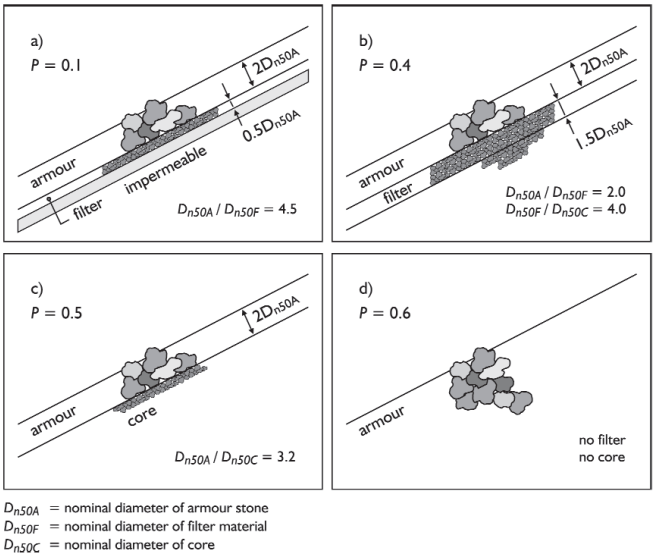


Fig. 7.3 – Fattore di permeabilità impiegato nella formula di Van der Meer, 1988b (cfr. Figure 5.39 del Rock Manual)

7.3.2 *Dimensionamento dei filtri (criteri di ritenzione)*

La progettazione dei filtri richiede la conoscenza delle caratteristiche del terreno di base, del filtro e delle condizioni al contorno di carattere idraulico, geometrico e meccanico.

I criteri di ritenzione sono prevalentemente basati su considerazioni di carattere geometrico. L'effetto della forza di trascinamento esercitata dal flusso sui grani del terreno di base non viene, pertanto, considerata, ipotizzando quindi che la possibilità di movimento sia legata al rapporto tra la dimensione dei grani del terreno da proteggere e la dimensione dei pori del filtro.

7.3.3 *Criterio del CERC*

Il criterio proposto dal CERC SPM (1984) è valido per mantellate di granulometria uniforme in condizioni di flusso non stazionario, esposte all'azione del moto ondoso; il criterio generale si basa

sulla limitazione del rapporto tra il peso mediano di elementi lapidei contigui. In particolare, per quanto riguarda la transizione tra mantellata e strato filtro sottostante si impone che il peso medio degli elementi del filtro non sia inferiore a W/10, dove per W si intende il peso medio della pezzatura utilizzata per la mantellata.

La condizione si traduce nella limitazione del rapporto tra il diametro mediano degli elementi del filtro (D_f), o del materiale a granulometrica maggiore, e quello degli elementi del materiale di base (D_b), o del materiale a granulometrica più fine: $\mathbf{D_f / D_b < 2.2}$

7.3.4 *Criterio di Terzaghi*

Il criterio di Terzaghi (1922), applicato all'interfaccia tra l'imbasamento della scogliera e il terreno di fondazione, si basa sul principio che la granulometria del corpo filtrante deve impedire la migrazione della frazione più fine del terreno esistente in situ (terreno di base) attraverso il corpo drenante, al fine di evitarne l'intasamento e la progressiva erosione del terreno all'intorno. La formula di verifica proposta da Terzaghi (criterio di ritenzione) è la seguente: $\mathbf{D_{15f} / D_{85b} < 4}$

dove:
- D_{15f} è il diametro corrispondente al 15% del passante in peso del materiale drenante;
- D_{85b} è il diametro corrispondente all'85% del passante in peso del terreno da drenare.

7.3.5 *Criterio di Heerten*

Il metodo proposto da Heerten (1982), applicato all'interfaccia geotessile-terreno di base, è espresso dalla seguente formula: $\mathbf{D_w < D_{50}}$

dove
- D_w è l'apertura efficace di filtrazione determinata mediante test tipo "wetsieving" (EN ISO 12956);
- D_{50} è il diametro mediano del materiale di base.

7.3.5.1 Criterio di idoneità meccanica

La lacerazione rappresenta il meccanismo di rottura più probabile per un geotessile utilizzato con funzione di filtro al di sotto di una protezione in pietrame; il danneggiamento, in questo tipo di costruzioni, avviene prevalentemente durante la messa in opera. Per la verifica dell'idoneità meccanica del geotessile, cioè della capacità del geotessile stesso di sopportare le sollecitazioni meccaniche conseguenti alle fasi di costruzione, si fa riferimento al criterio proposto da Lawson (1992).

I parametri di riferimento per la verifica sono la dimensione degli elementi lapidei posti sopra il geotessile (rappresentati dal D_{85} del materiale lapideo) e la resistenza caratteristica alla lacerazione del geotessile (F_T [N]), valutata secondo la prova ASTM D4533 ("trapezoidal tear test method").

La resistenza caratteristica può anche essere desunta da prove standard analoghe a quella descritta dall'ASTM, quali la ISO 13434 o UNI 8279. La resistenza alla lacerazione richiesta al geotessile è data dalla relazione:

$$F_T \geq 1500 \left(D_{85}\right)^{0.75}.$$

Generalmente si applica un coefficiente di sicurezza pari a 4.

7.4 Input di calcolo

7.4.1 *Tempo di ritorno dell'opera*

Il tempo di ritorno utilizzato per la verifica dell'opera, definito in conformità alle indicazioni fornite dalle "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe frangiflutti" edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 1996 (cfr. precedente paragrafo 5 e successiva Tab. 7.2 di riepilogo). È stato quindi fissato cautelativamente in T_R = 50 anni.

SCOGLIERA	
Condizione di danneggiamento	Incipiente
Rischio per la vita umana	Limitato
Ripercussione economica	Bassa
Massima probabilità di danneggiamento	0.50
Tempo di ritorno T_R	**36**

Tab. 7.2 – Definizione del tempo di ritorno dell'opera

7.4.2 *Livello del mare*

I livelli di calcolo sono ricavati sulla base delle analisi riportate nel precedente paragrafo 6.2. Sulla base dei livelli di marea astronomica, dei livelli residui (compreso il sovralzo di tempesta) attesi nel Porto di Genova e del potenziale aumento del livello del mare per effetto dei cambiamenti climatici nell'arco della vita utile dell'opera (50 anni), è stato ricavato un livello di progetto pari a +0.99 m s.m.m.

7.4.3 *Onde di progetto*

Le caratteristiche al largo della mareggiate di progetto impiegate per la verifica delle scogliere sono ricavate sulla base dello studio idraulico marittimo (cfr. precedente paragrafo 6). I parametri di progetto sono riportati nell successive Tab. 7.3.

Tempo di ritorno T_R (anni)	50
Tipologia di opera	Scogliera in massi naturali
Altezza significativa H_{m0} (m)	5.40
Periodo di picco (s)	10.7
Direzione di provenienza (°N)	assunta perpendicolare alla sogliera

Tab. 7.3 – Onda di progetto al largo

7.5 Risultati

7.5.1 *Dimensionamento della mantellata della scogliera*

Il dimensionamento è stato condotto per la condizione più critica, considerando la conformazione del profilo di spiaggia al termine dell'evento eccezionale caratterizzato da un tempo di ritorno di 50 anni e il massimo livello di marea che si verifica durante tale evento.

La scogliera è caratterizzata da una pendenza di 2:1, coronamento avente larghezza pari a 2.5 m e quota variabile tra +5.00 e + 5.15 m s.m.m.. I massi saranno lavorati a specchio sul coronamento. Al piede della mantellata è prevista una berma di protezione con coronamento di larghezza pari a 3.6 m e quota pari a + 2.30 m s.m.m.. Nella successiva Fig. 7.4 è rappresentata le sezione tipologica di progetto per il tratto di intervento.

Il valore locale dell'altezza d'onda di progetto, considerato nel dimensionamento della mantellata della scogliera, è stato determinato considerando che la struttura, nelle condizioni di progetto ipotizzate, si trova in zona frangente.

Ne consegue che l'altezza d'onda risulta limitata dalla profondità del fondale (d), per cui per il calcolo del valore massimo di H si può utilizzare la seguente correlazione (vedi precedente paragrafo 7.3.1):

$$H = H_{2\%}/1.15 \approx H_b/1.15 = 0.78\,d/1.15$$

Si è proceduto, quindi, al dimensionamento per onda frangente, calcolata con riferimento alla massima profondità rilevata di fronte al piede della scogliera.

La profondità da impiegare nel calcolo viene normalmente rilevata ad una distanza di circa 5 H_s dal piede della scogliera; nel caso specifico a favore di sicurezza la profondità è stata rilevata ad una distanza di 25 m. Sulla base della configurazione del profilo al termine dell'evento eccezionale la profondità è risultata di circa di circa -0.8 m s.m.m..

Il dimensionamento è stato condotto con riferimento ai dati di input precedentemente definiti e riassunti in Tab. 7.4. Applicando l'approccio proposto da Van der Meer per mantellate di scogliere emerse, è stata determinata la condizione più sfavorevole per il dimensionamento della mantellata, corrispondente alla transizione tra condizione di frangimento tipo plunging e surging.

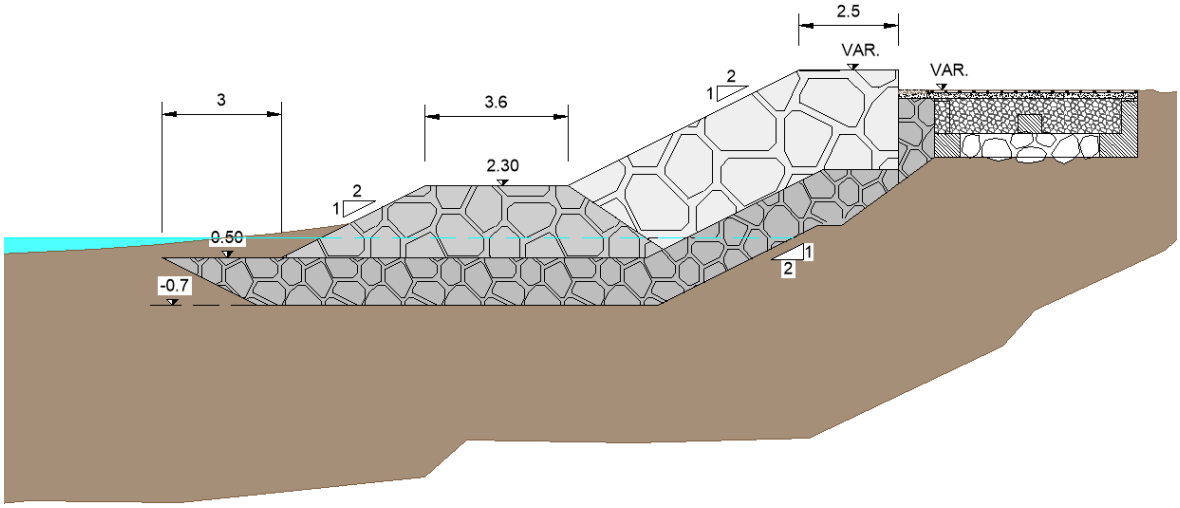


Fig. 7.4 – Sezione tipologica della scogliera

Tale condizione si verifica, nel caso specifico, per valori del periodo inferiori al valore sopra indicato (T_p circa 7.8 s); nell'analisi sono state considerate come accettabili (in quanto verosimili) riduzioni del periodo non superiori al 30% rispetto al valore del T_p al largo. L'approccio proposto da Van der Meer fornisce un peso dei massi pari a 0.50 t (cfr. successiva Tab. 7.4).
La mantellata della scogliera verrà realizzata in massi di III categoria con pezzatura compresa tra 3.0 e 7.0 t, ampiamente superiore alla pezzatura richiesta dal calcolo. Anche la berma al piede verrà realizzata con massi di pezzatura superiore (massi di II categoria, pezzatura compresa tra 1.0 e 3.0 t)

DATI DI INPUT									*CALCOLO*		
Prof. (m s.m.m.)	*Livello (m s.m.m.)*	*$H_{1/3}$ (m)*	*T_p (s)*	*Pend. scarp.*	*γ_s (t/m³)*	*γ_a (t/m³)*	*P*	*S*	*T_{01} (s)*	*N*	*Peso medio W_{50}(t)*
-0.80	+0.99	1.21	10.7	2:1	2.6	1.03	0.5	2	6.24	6923	***0.50***

Tab. 7.4 – Verifica della mantellata in massi naturali

7.6 Dimensionamento dei filtri

Le verifiche dei criteri di ritenzione e di idoneità meccanica dei filtri sono state condotte con riferimento alla sezione tipologica di progetto rappresentate in Fig. 7.4.

7.6.1 *Verifica della transizione massi*

La verifica della transizione tra gli elementi lapidei (massi naturali) contigui che costituiscono la sezione di progetto è stata eseguita utilizzando il criterio proposto dal CERC. La verifica è stata condotta considerando i pesi medi delle pezzature impiegate.

La verifica è stata eseguita considerando le transizioni tra lo strato della mantellata e lo strato di imbasamento, tra lo strato della mantellata e il piede, e tra il piede e lo strato di imbasamento. Procedendo con le verifiche si ottiene:

ELEMENTO	*Range peso (t)*	*Diametro medio (m)*	*D_f/D_b*
MANTELLATA	3.0	***1.244***	**2.0 (verifica soddisfatta)**
	7.0		
IMBASAMENTO	0.3	***0.630***	
	1.0		

ELEMENTO	*Range peso (t)*	*Diametro medio (m)*	*D_f/D_b*
MANTELLATA	3.0	***1.244***	**1.4 (verifica soddisfatta)**
	7.0		
BERMA/PIEDE	1.0	***0.916***	
	3.0		

ELEMENTO	Range peso (t)	Diametro medio (m)	D_f/D_b
BERMA/PIEDE	1.0	***0.916***	**1.5 (verifica soddisfatta)**
	3.0		
IMBASAMENTO	0.3	***0.630***	
	1.0		

7.6.2 *Verifica della transizione tra elementi lapidei e terreno di fondazione*

La verifica della transizione tra elementi lapidei (massi/pietrame) e terreno di fondazione è stata eseguita utilizzando il criterio di ritenzione proposto da Terzaghi per i materiali granulari.

La formula di verifica proposta da Terzaghi è stata applicata considerando come valore di D_{15f} (diametro corrispondente al 15% del passante in peso del materiale drenante) quello corrispondente al masso che rappresenta il limite inferiore della pezzatura scelta.

È stata verificata la transizione tra il pietrame che costituisce l'imbasamento:

ELEMENTO	Range peso (kg)	Range diametro (m)	$D_{85b} = D_{15f}/4$ (cm)
PIETRAME	300	***0.487***	**12.2**
	1000	0.727	

Ne consegue che, per soddisfare la verifica, il terreno di fondazione dovrebbe essere costituito da pietrame (ciottoli con pezzatura superiore a 12 cm). Sulla base delle informazioni a disposizione, il terreno in sito risulta costituito da sabbia e ghiaia.

Pertanto è necessario interporre un filtro di geotessile tra il terreno di fondazione e il pietrame. In questo caso (vista la pezzatura degli elementi lapidei) per rispettare anche il criterio di idoneità meccanica, si è optato per un geocomposito costituito dall'accoppiamento di una geogriglia e di un geotessile nontessuto agugliato da fiocco.

7.6.3 *Verifica del filtro in geotessile*

Per la verifica del criterio di filtrazione tra geotessile e terreno di base è stato utilizzato il criterio proposto da Heerten (1982).

Sulla base delle informazioni sulla granulometria del terreno di base, per soddisfare la verificare il geotessile dovrebbe avere una apertura efficace di filtrazione non superiore a 0.100 mm.

7.6.4 *Verifica dell'idoneità meccanica*

La verifica dell'idoneità meccanica della geogriglia è stata eseguita utilizzando il criterio proposto da Lawson; la verifica è stata eseguita con riferimento alle caratteristiche dell'elemento di rinforzo (geogriglia) che compone il geocomposito, che verrà posizionato al di sotto dell'imbasamento in massi naturali di I categoria.

Con riferimento alla sezione tipologica, il valore di D_{85}, considerato nella verifica, è quello corrispondente al diametro di un masso da 1.0 t (limite superiore della pezzatura utilizzata per la berma).

La resistenza alla trazione richiesta alla geogriglia è data in questo caso dalla relazione:

$$F_T \geq 1500(D_{85})^{0.75} \quad \Rightarrow \quad F_T \geq 1500(0.727)^{0.75} \geq 1181.3\ N$$

In ragione del fatto che i massi verranno posizionati con procedure che consentono di minimizzare le sollecitazioni meccaniche sulla sottostante geogriglia, si ritiene sufficiente ai fini della verifica applicare un coefficiente di sicurezza pari a 3, che tiene conto anche della fragilità e dell'invecchiamento.

In questo modo si ottiene:

$$F_T \geq 3.5\ kN$$

ovvero, tenendo conto anche della larghezza del provino sottoposto a trazione pari a 76 mm, si ottiene il risultato equivalente:

$$F_T \geq 46.6\ kN$$

Per soddisfare la verifica la geogriglia dovrà avere resistenza a trazione superiore a 47 kN/m; nel caso specifico, a favore di sicurezza, verrà impiegata una geogriglia da 50 kN/m; la geogriglia sarà accoppiata ad un geotessile per evitare il dilavamento del terreno di base.

8 VERIFICHE GEOTECNICHE

Nel presente paragrafo vengono riportate le verifiche geotecniche eseguite sul complesso scogliera-passeggiata, di cui si riporta la sezione tipologica nella successiva Fig. 8.1.

8.1 Normativa di riferimento

- UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: “Regole generali”;
- UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: “Indagini e prove nel sottosuolo”;
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: “Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- A.G.I. - Associazione Geotecnica Italiana – “Linee guida - aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” (2005).
- D.M. 17 gennaio 2018 - "Norme tecniche per le costruzioni “– Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20/02/2018;
- Circolare del Consiglio Superiore dei LL. PP. 21 Gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

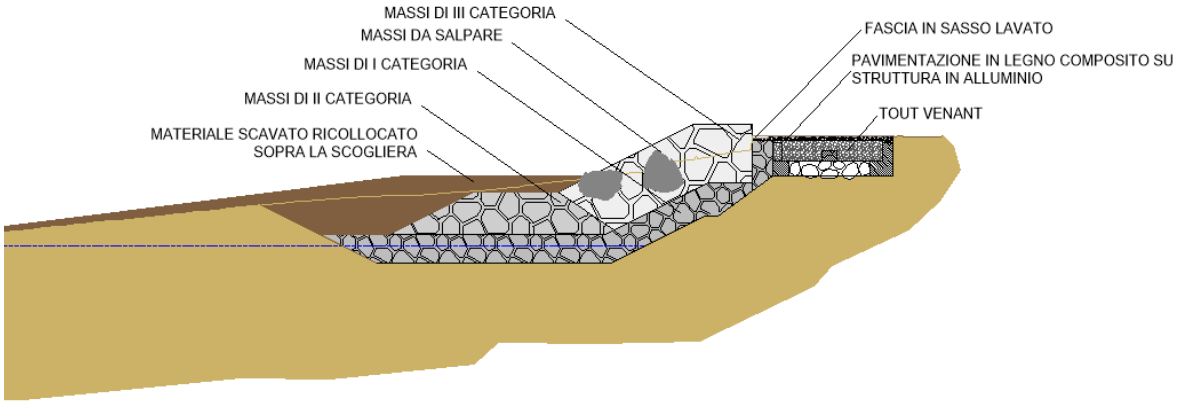


Fig. 8.1 – Sezione tipologica dell’intervento

8.2 Approccio di calcolo

L'analisi di stabilità dell'opera è stata condotta applicando le prescrizioni contenute nelle "Norme tecniche per le Costruzioni - D.M. 17/01/2018" ai paragrafi 6.8 e 7.11.4, utilizzando l'Approccio progettuale 1 combinazione 2.

Per l'esecuzione delle verifiche in ***condizioni statiche***, i valori caratteristici di resistenza al taglio del terreno sono stati penalizzati utilizzando i coefficienti riduttivi riportati nella tabella 6.2.II – DM 17.01.2018 mentre le azioni sono state amplificate utilizzando i coefficienti riportati nella tabella 6.2.I – DM 17.01.2018. Il coefficiente parziale di sicurezza minimo di norma è pari a γ_R = 1.1, che equivale ad un fattore di utilizzazione 1/ $\gamma_R \cdot 100$ = 90.9 %. Di seguito i risultati delle analisi sono espressi in termini di fattore di utilizzazione, quindi valori inferiori a 90.9 % corrispondono a fattori di sicurezza parziali superiori a γ_R = 1.1.

Tab.6.2.I – DM 17.01.2018

Partial factors on actions (A)								
Permanent design situation								
		Combination 1				Combination 2			
		Unfavourable		Favourable		Unfavourable		Favourable	
Permanent actions :	γ_G =	1.30	[–]	1.00	[–]	1.00	[–]	1.00	[–]
Variable actions :	γ_Q =	1.50	[–]	0.00	[–]	1.30	[–]	0.00	[–]
Water load :	γ_w =	1.30	[–]			1.00	[–]		

Tab.6.2.II – DM 17.01.2018

Partial factors for soil parameters (M)					
Permanent design situation					
		Combination 1		Combination 2	
Partial factor on internal friction :	γ_ϕ =	1.00	[–]	1.25	[–]
Partial factor on effective cohesion :	γ_c =	1.00	[–]	1.25	[–]
Partial factor on undrained shear strength :	γ_{cu} =	1.00	[–]	1.40	[–]

I coefficienti sismici sono stati calcolati considerando la classe d'uso dell'opera (CU III) ed una vita utile pari a Vn=50 anni. Dal punto di vista sismico il sottosuolo è stato classificato di categoria C (S_S=1.5).

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	45	0,025	2,544	0,191
Danno (SLD)	63	75	0,032	2,537	0,217
Salvaguardia della vita (SLV)	10	712	0,067	2,588	0,302
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	1462	0,083	2,624	0,316

Parametri sismici
Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 75 anni
Coefficiente cu: 1,5

Per l'esecuzione delle verifiche in ***condizioni sismiche***, sono stati assunti i valori caratteristici di resistenza al taglio del terreno, mentre le azioni sono state moltiplicate per coefficienti di amplificazione unitari.

In base ai parametri indicati i coefficienti sismici risultano:

- $k_h = \beta_s \cdot S_T \cdot S_S \cdot a_g/g = 0.38 \cdot 1 \cdot 1.5 \cdot 0.067 = 0.038$
- $k_v = \pm 0.5\ k_h = \pm 0.019$

La norma prevede per le condizioni sismiche il rispetto di un coefficiente di sicurezza parziale minimo $\gamma_R = 1.2$.

8.3 Schema di calcolo

Per eseguire la verifica di stabilità è stato utilizzato il metodo dell'equilibrio limite utilizzando il programma Slope Stability (GEO 5 – Fine spol. s r.o.). Fra i diversi metodi di verifica a disposizione, è stato scelto il metodo di Spencer che permette di analizzare le condizioni di equilibrio limite per superfici di scorrimento cilindriche, rispettando l'equilibrio dei momenti e delle forze orizzontali e verticali.

L'ammasso di terreno compreso fra la superficie topografica e la superficie di scivolamento viene diviso in conci per ciascuno dei quali viene ricercato l'equilibrio alla rotazione intorno al centro della superficie di scivolamento.

Tramite un processo iterativo, si arriva alla definizione di un coefficiente di sicurezza che rappresenta la condizione di equilibrio per la superficie ipotizzata.

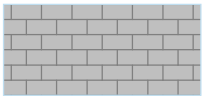
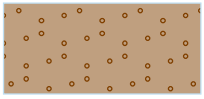
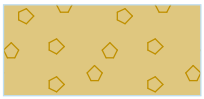
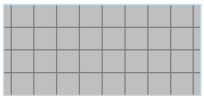
Fra le diverse superfici di scorrimento possibili, viene indicata come superficie critica quella che presenta il rapporto $FS = R_d/E_d = \gamma_R$ minore.

La ricerca della superficie critica di scorrimento è stata eseguita inizialmente con il criterio dell'ottimizzazione che prevede il controllo di un numero elevato di superfici di scorrimento plausibili alla ricerca del valore minimo del fattore di sicurezza e successivamente con il criterio della griglia.

Le analisi sono state condotte considerando prudenzialmente il livello eccezionale di marea ovvero considerando l'acqua a quota +0.99 m s.m.m. (approssimata a 1.00 m s.m.m.).

8.4 Materiali

Le caratteristiche dei materiali impiegati nelle verifiche sono di seguito riportati.
I parametri sono stati individuati sulla base die dati riportati nel precedente paragrafo 4. A favore di sicurezza è stato impiegato l'angolo di attrito inferiore tra quelli risultanti dalle indagini eseguite (27°)

No.	Name	Pattern	φ_k [°]	c_k [kPa]	γ/γ_{sat} [kN/m^3]
1	Scogliera		45.00	5.00	18.00/21.00
2	Sabbia		27.00	0.00	18.00/19.00
3	Pavimentazione		45.00	5.00	21.00/21.00
4	Calcestruzzo		45.00	1000.00	24.00/24.00

8.5 Carichi applicati

Le analisi sono state eseguite considerando sulla passeggiata la presenza di un carico variabile pari a q_k = 5 kPa.

8.6 Risultati delle verifiche

Le verifiche sono state eseguite con riferimento a due sezioni tipologiche ritenute significative e maggiormente critiche dal punto di vista geotecnico.

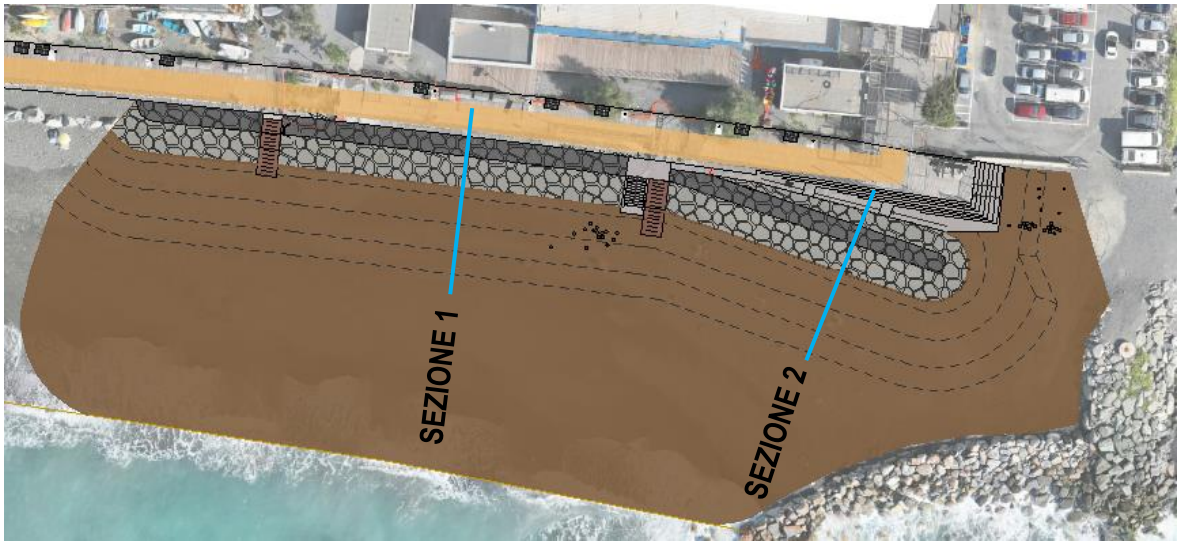
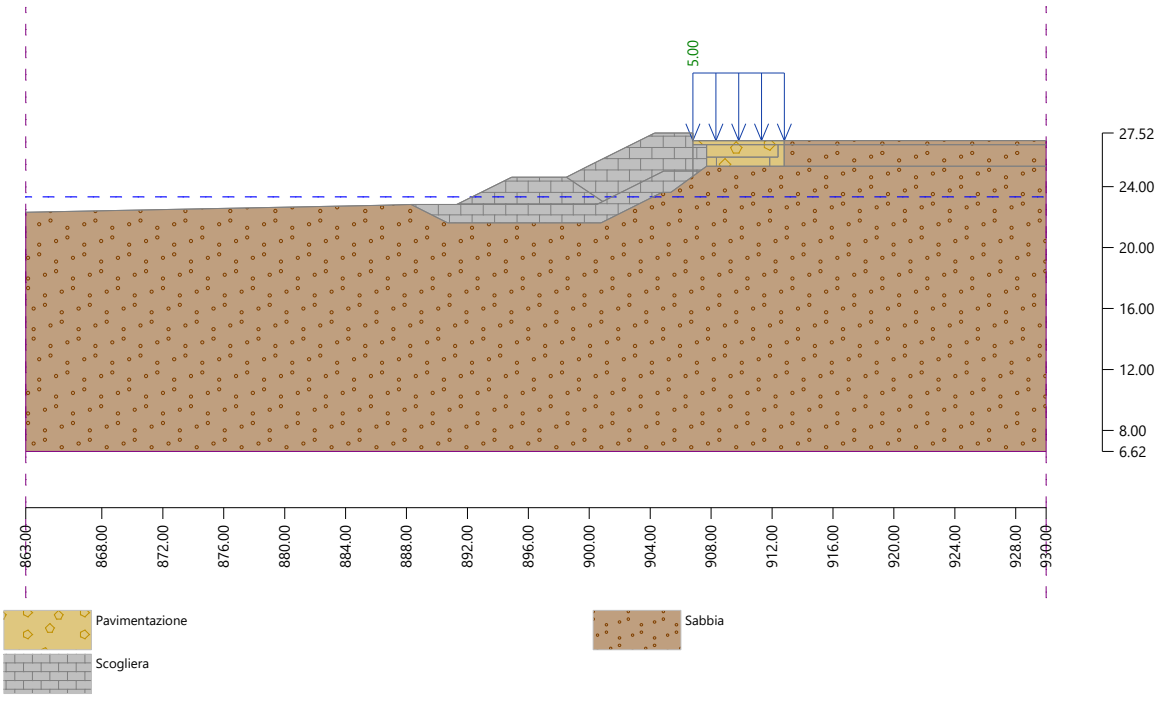


Fig. 8.2 – Individuazione delle sezioni di impiegati nelle verifiche geotecniche

8.6.1 *SEZIONE 1*

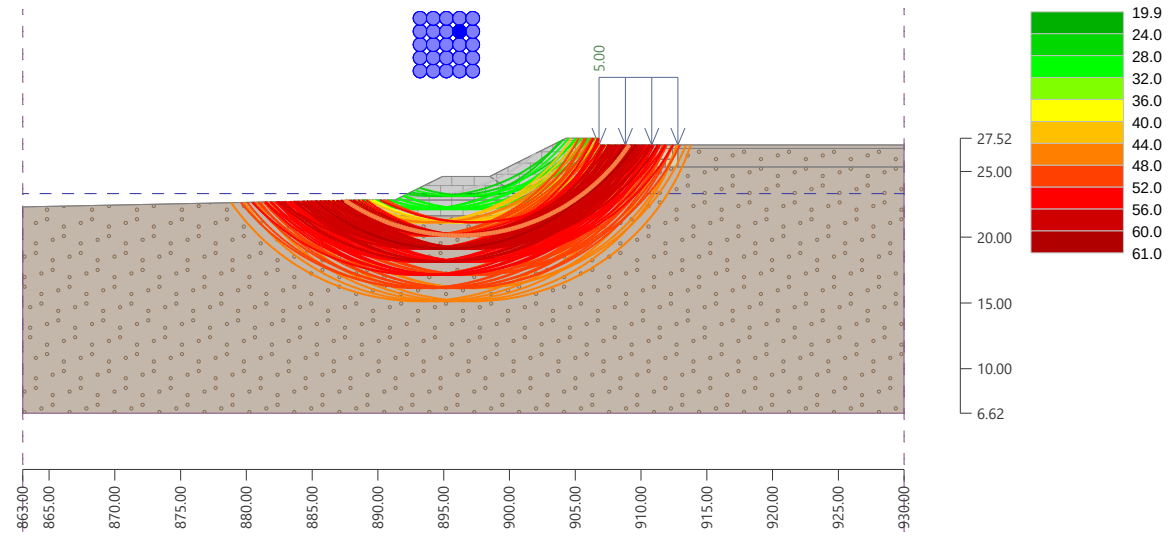
8.6.1.1 Sezione di calcolo

Di seguito di riporta la sezione di calcolo impiegata nella verifica.



8.6.1.2 Verifica stabilità generale condizioni statiche SLU

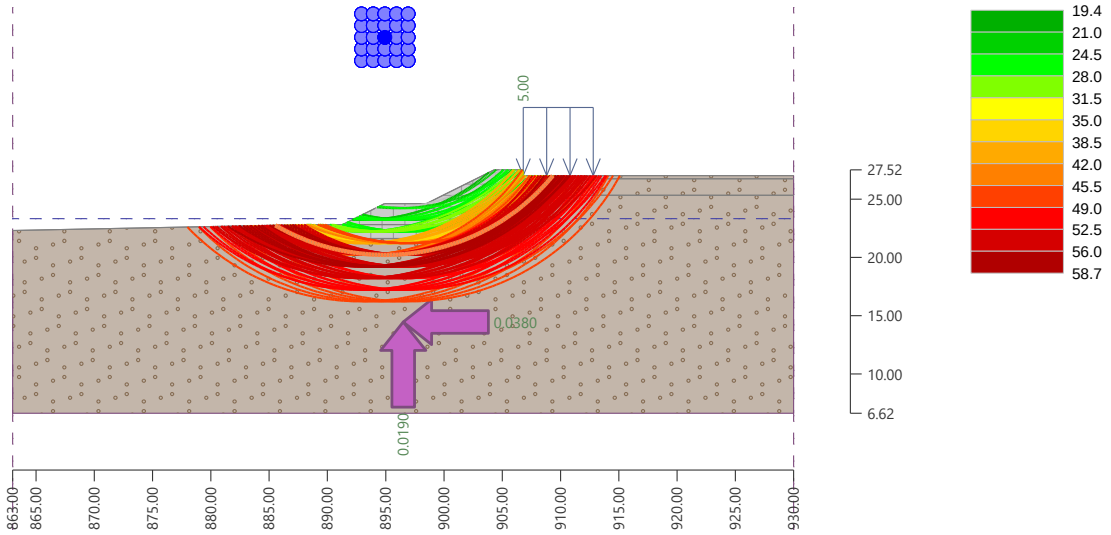
Di seguito si riportano i risultati della verifica in condizioni statiche SLU. La verifica risulta soddisfatta.



Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Spencer)
Combination 2
Utilization : 61.0 % ; FS = 1.63 > 1.1
Slope stability ACCEPTABLE

8.6.1.3 Verifica stabilità generale condizioni sismiche SLV+

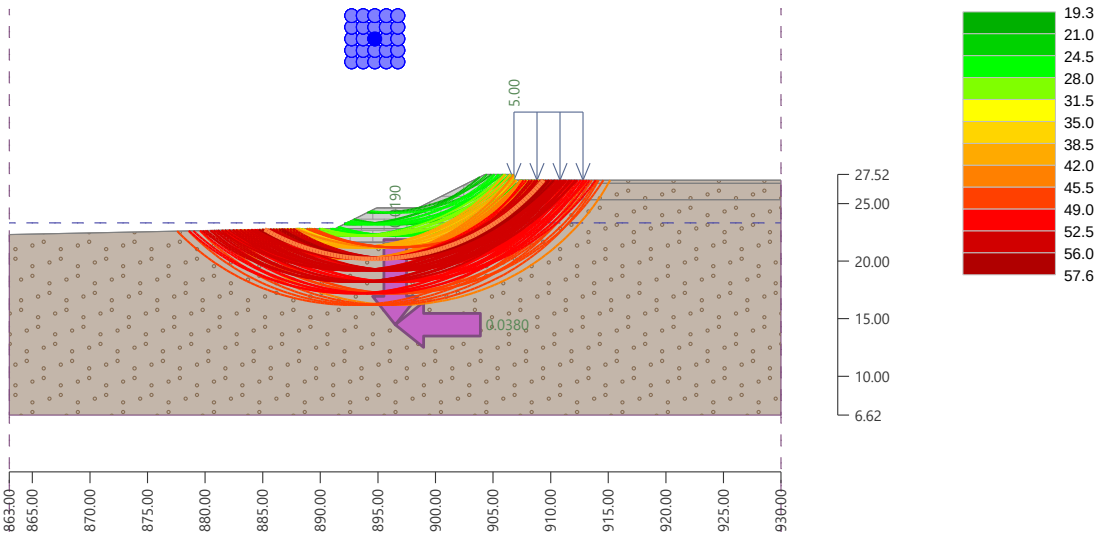
Di seguito si riportano i risultati della verifica in condizioni sismiche SLV+. La verifica risulta soddisfatta.



Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Spencer)
Combination 2 (M=1)
Utilization : 58.7 % ; FS = 1.7 > 1.2
Slope stability ACCEPTABLE

8.6.1.4 Verifica stabilità generale condizioni sismiche SLV-

Di seguito si riportano i risultati della verifica in condizioni sismiche SLV-. La verifica risulta soddisfatta.

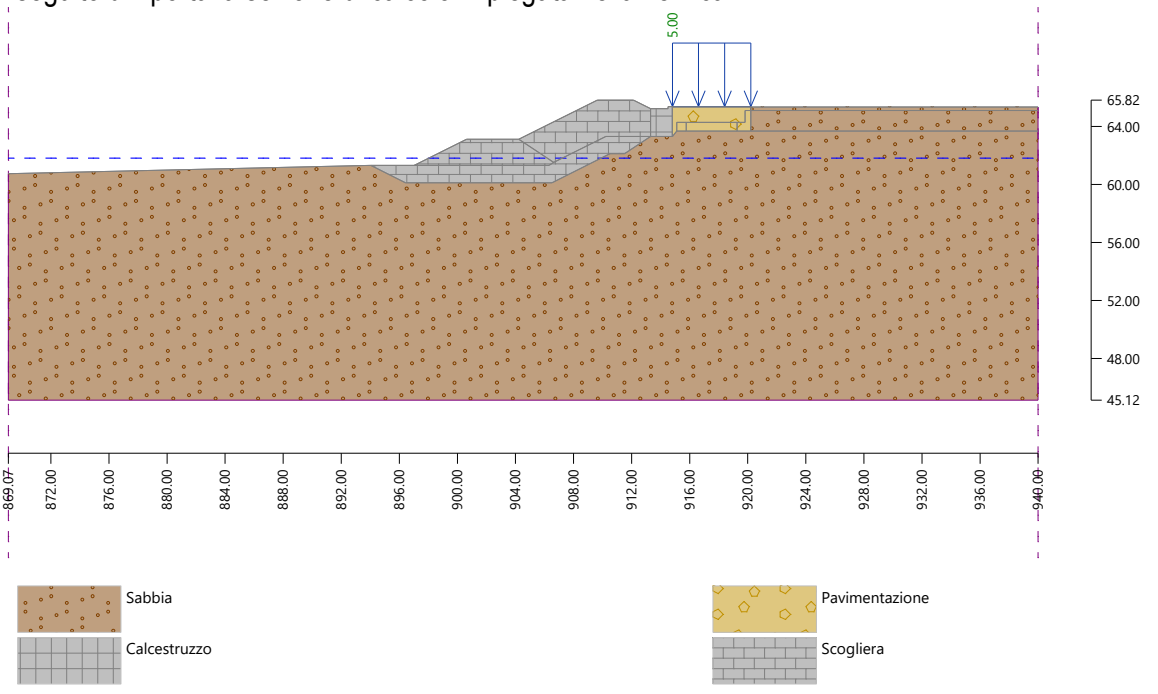


Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Spencer)
Combination 2 (M=1)
Utilization : 57.6 % ; FS = 1.73 > 1.2
Slope stability ACCEPTABLE

8.6.2 *SEZIONE 2*

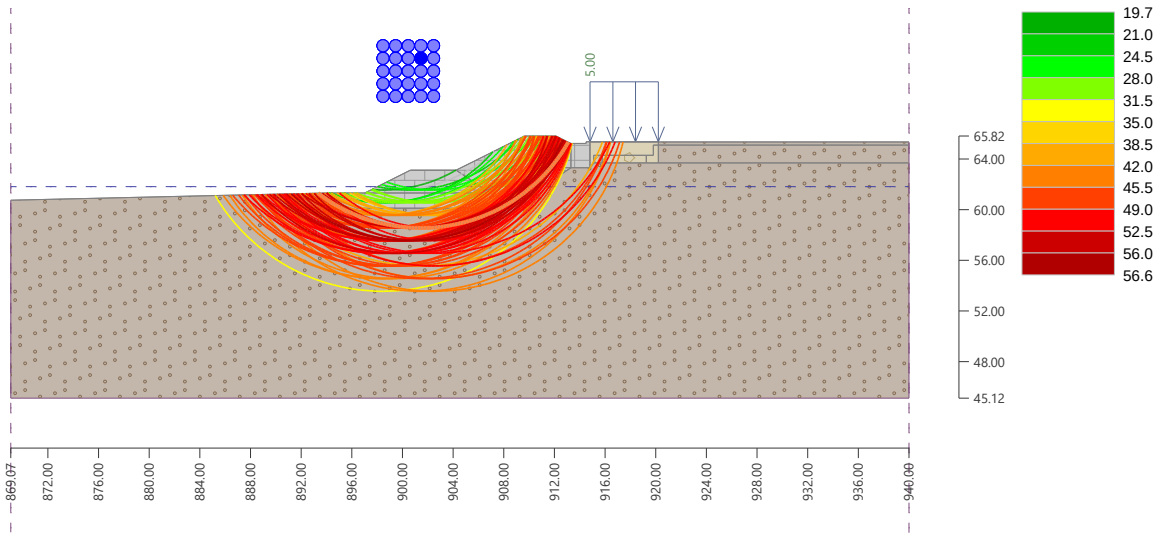
8.6.2.1 Sezione di calcolo

Di seguito di riporta la sezione di calcolo impiegata nella verifica.



8.6.2.2 *Verifica stabilità generale condizioni statiche SLU*

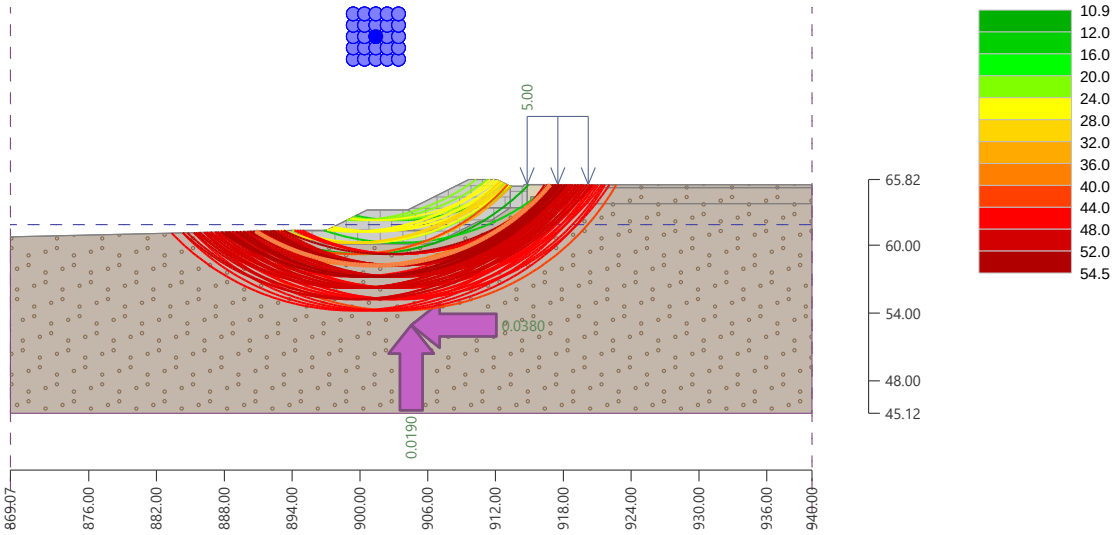
Di seguito si riportano i risultati della verifica in condizioni statiche SLU. La verifica risulta soddisfatta.



Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Spencer)
Combination 2
Utilization : 56.6 % ; FS = 1.76 > 1.1
Slope stability ACCEPTABLE

8.6.2.3 *Verifica stabilità generale condizioni sismiche SLV+*

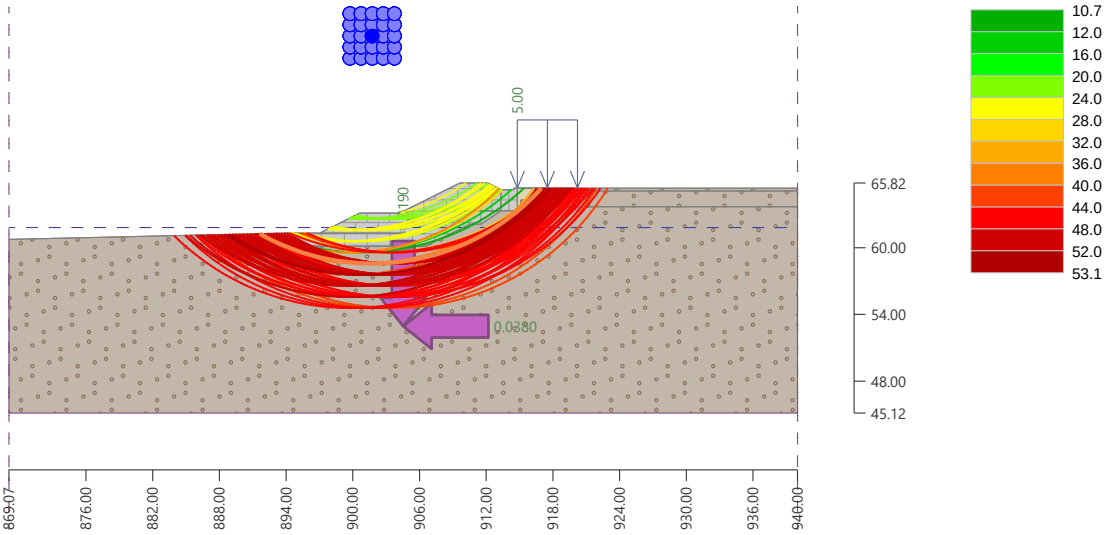
Di seguito si riportano i risultati della verifica in condizioni sismiche SLV+. La verifica risulta soddisfatta.



Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Spencer)
Combination 2 (M=1)
Utilization : 54.5 % ; FS = 1.83 > 1.1
Slope stability ACCEPTABLE

8.6.2.4 Verifica stabilità generale condizioni sismiche SLV-

Di seguito si riportano i risultati della verifica in condizioni sismiche SLV-. La verifica risulta soddisfatta.



Slip surface after grid search.
Slope stability verification (Spencer)
Combination 2 (M=1)
Utilization : 53.1 % ; FS = 1.88 > 1.1
Slope stability ACCEPTABLE

9 GESTIONE DELLE MATERIE

9.1 Bilancio dei materiali e loro gestione

Nel presente paragrafo, nel rispetto della normativa vigente in materia, viene indicato il bilancio di produzione del materiale proveniente dalle operazioni di scavo, salpamento e demolizione.

La sezione tipologica dell'intervento è riportata nella successiva Fig. 9.1. L'intervento in oggetto prevede le seguenti movimentazione di materiali:

- rimozione della esistente pavimentazione e sottostante impalcato in legno: il peso totale complessivo stimato, ma soggetto a successiva verifica in corso d'opera, è pari a **15 t**, che verrà conferito a impianto di riciclaggio;
- rimozione del parapetto, delle strutture delle scale e delle rampe in acciaio zincato: il peso totale complessivo stimato, ma soggetto a successiva verifica in corso d'opera, è pari a **15 t**, che verrà conferito a impianto di riciclaggio;
- rimozione di parte del materiale accumulato al disotto della passeggiata, costituito da rifiuti misti a sabbia: il peso totale complessivo stimato, ma soggetto a successiva verifica in corso d'opera, è stimato pari a **5 t**, che verrà conferito a impianto di conferimento autorizzato;
- esecuzione dello scavo del materiale di spiaggia accumulato al disotto della passeggiata, ripulito dei rifiuti: il volume totale complessivo stimato, ma soggetto a successiva verifica in corso d'opera, è stimato pari a circa **50 m³** che verrà portato a ripascimento della spiaggia.
- esecuzione dello scavo per la realizzazione della scogliera, per un volume complessivo pari a circa **6'450 m³;** il materiale di spiaggia scavato verrà ricollocato al disopra della scogliera sul lato mare.
- esecuzione di salpamento di massi naturali: il peso totale complessivo stimato, ma soggetto a successiva verifica in corso d'opera, è pari a circa **1'300 m³** t. I massi salpati verranno reimpiegati per la formazione della scogliera.
- fornitura di massi naturali per la formazione della scogliera per un quantitativo complessivo pari a circa **11'000 t.**
- fornitura di tout venant per un quantitativo complessivo pari a circa **460 m³**.
- esecuzione getti di calcestruzzo per un volume complessivo pari a circa **335 m³.**

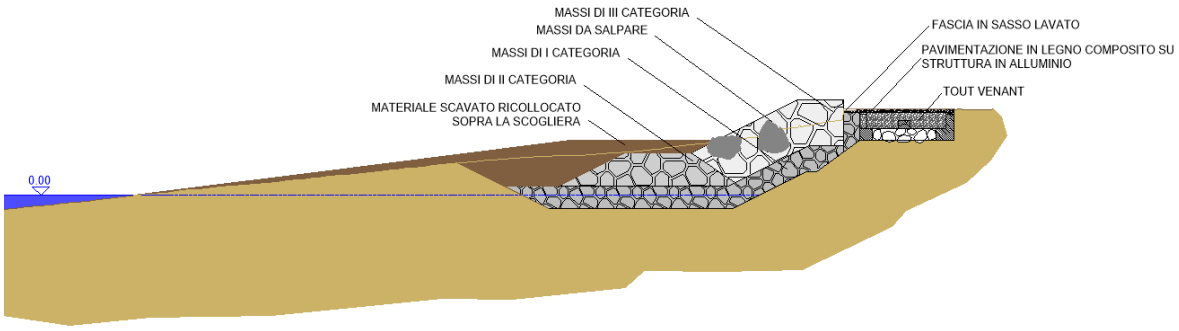


Fig. 9.1 – Sezione tipologica dell'opera

9.2 Individuazione delle aree di destinazione dei materiali

9.2.1 *Materiali provenienti da demolizione*

I materiali provenienti dalla demolizione dell'esistente passeggiata: struttura in legno (**stimate 15 t**) e struttura in metallo (**stimate 15 t**) verrà conferito a recupero in impianto di conferimento autorizzato.

Nel territorio del comune di Genova sono presenti diversi impianti di conferimento autorizzati entro distanze dell'ordine dei 10 km. Di seguito si riportano alcuni possibili impianti.

CEROSILLO	
Indirizzo	via Ungaretti 14L - 16157
Tipo Impianto	Recupero
Operazioni	R4, R12, R13
CER	100210; 110501; 120101; 120102; 120103; 120104; 150104; 160117; 160214; 160216; 170401; 170402; 170403; 170404; 170405; 170406; 170407; 170411; 190118; 191002; 191202; 191203; 200140
Distanza dall'area di intervento	1,3km

EUROCOLORS	
Indirizzo	Via Prà 253R - 16157
Tipo Impianto	Stoccaggio
Operazioni	
CER	170904
Distanza dall'area di intervento	1,3km

EUROCOLORS	
Indirizzo	Via dei Costo 7H r - 16154
Tipo Impianto	Recupero
Operazioni	R4, R12, R13
CER	020104; 030101; 030105; 070213; 080201; 080202; 080203; 080318; 100210; 100299; 100899; 120101; 120102; 120103; 120104; 120105; 120115; 120117; 120121; 120199; 150101; 150102; 150103; 150104; 150105; 150106; 150107; 150203; 160103; 160117; 160119; 160214
Distanza dall'area di intervento	4,4km

AMIU Scarpino	
Indirizzo	via Strada Militari di Borzoli SNC - 16153
Tipo Impianto	Discarica, Recupero
Operazioni	R5 - R13 D non specificate
CER	170107; 170302; 170504; 170508; 170904; 190501; 190503; 190604; 191212; 200202; 200203; 200303; 200307
Distanza dall'area di intervento	17km

EREDI PANFILI ALBANO	
Indirizzo	via Gelasio Adamoli snc - 16138
Tipo Impianto	Recupero
Operazioni	
CER	100210; 100299; 101311; 120101; 120102; 120199; 150104; 160117; 170101; 170102; 170103; 170107; 170302; 170405; 170504; 170802; 170904; 190102; 190118; 191202; 200140; 200301
Distanza dall'area di intervento	23km

NORD ASFALTI	
Indirizzo	via Gelasio Adamoli 401 - 16165
Tipo Impianto	Recupero
Operazioni	
CER	170302
Distanza dall'area di intervento	23km

AMIU Volpara	
Indirizzo	via Lungo Bisagno Dalmazia 5 - 16100
Tipo Impianto	Piattaforma RU, Stazione trasferenza
Operazioni	R12 - R13 - D13 - D14 - D15
CER	020304; 030301; 030305; 070213; 120105; 150101; 150102; 150103;150104; 150105; 150106; 150107; 150109; 160119; 170201; 170203; 191202; 191204; 191212; 200101; 200102; 200108; 200110; 200111; 200138; 200139; 200140; 200201; 200203; 200301; 200302; 200303
Distanza dall'area di intervento	21km

9.2.2 *Materiali provenienti dagli scavi e dai salpamenti*

Per la realizzazione dell'imbasamento della scogliera verrà eseguito l'escavo della spiaggia emersa mediante escavatore e il salpamento dei massi attualmente presenti nel tratto di spiaggia di fronte alla passeggiata.

Il materiale scavato verrà temporaneamente accatastato nei pressi dello scavo e successivamente reimpiegato parzialmente a ricoprimento della scogliera, mentre la restante parte verrà versata a ripascimento tra la scogliera e la linea di riva. In Fig. 9.2 viene riportata una planimetria del progetto in cui si può osservare l'estensione stimata dell'area interessata dal ricoprimento/ripascimento (campitura marrone).

I massi salpati, che in base alle informazioni disponibili risultano caratterizzati da una pezzatura superiore a 3 t (Massi di III categoria), verranno reimpiegati nella realizzazione della scogliera

Complessivamente si prevede di scavare, e reimpiegare per ricoprimento/ripascimento circa **6'450 m^3** di materiale di spiaggia. Il quantitativo di massi che verranno salpati e reimpiegati sono stati stimati, pari a circa **1'300 t** (quantità che dovrà essere verificata in corso d'opera).

Il progetto prevede inoltre la pulizia della parte compresa tra il pavimento dell'esistente passeggiata e l'estradosso delle strutture di fondazione, propedeutico alla realizzazione del sottofondo della nuova pavimentazione.
Il materiale qui accumulato è costituito prevalentemente da materiale di spiaggia (sabbia) e in parte da rifiuti indifferenziati.
Il volume totale complessivo stimato di sabbia che verrà asportato, ma soggetto a successiva verifica in corso d'opera, è stimato pari a circa **50 m^3** che verrà portato a ripascimento della spiaggia.
Il peso totale complessivo stimato dei rifiuti, ma soggetto a successiva verifica in corso d'opera, è stimato pari a **5 t**, che verrà conferito a impianto di conferimento autorizzato (cfr. precedente paragrafo).

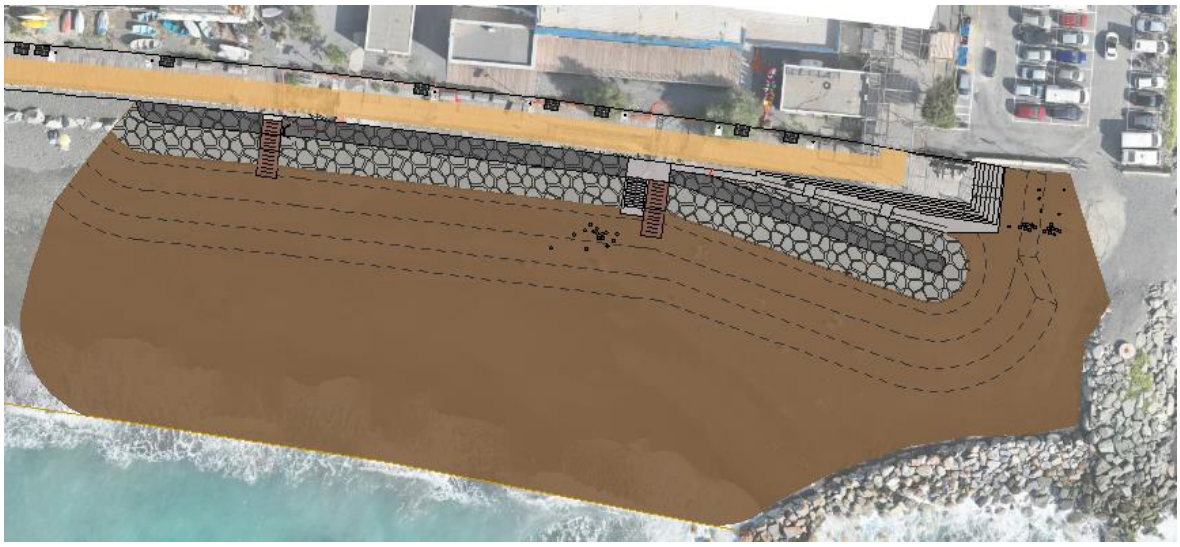


Fig. 9.2 – Schema degli interventi: area di ricoprimento/ripascimento con il materiale scavato (in marrone), parte superiore della scogliera (in grigio) e parte profonda della scogliera (linee tratteggiate)

9.3 Materiali da approvvigionare

Il progetto prevede la fornitura di elementi lapidei di varia pezzatura (tout-venant, massi di I°, II° e III° categoria) per la realizzazione della scogliera e per la realizzazione del sottofondo della pavimentazione della passeggiata.

Tutti i materiali inerti dovranno essere appositamente certificati dalle cave di produzione e trasportati all'area di cantiere. Una volta giunti in cantiere, gli inerti verranno scaricati in apposite aree contraddistinte e, previa verifica da parte del D.L. delle certificazioni e dei D.d.T., messi in opera.

Le quantità di materiale da approvvigionare è così suddivisa:

- tout venant per un quantitativo complessivo pari a circa **460 m^3**
- massi naturali di I categoria per un quantitativo complessivo pari a circa **5'300 t**
- massi naturali di II categoria per un quantitativo complessivo pari a circa **2'810 t**
- massi naturali di III categoria per un quantitativo complessivo pari a circa **2'850 t,** al netto del quantitativo recuperato dal salpamento.

La selezione delle cave per la fornitura del materiale è ad esclusiva scelta dell'Impresa, alcune possibili cave di prestito sono:

- Cava Frisolino – Sestri Levante
- Cava Marchisio – Genova Voltri

Nella successiva Fig. 9.3 si riporta la localizzazione delle cave di prestito segnalate per il materiale da approvvigionare.



Fig. 9.3 – Localizzazione di possibili cave di prestito per il materiale lapideo