



REGIONE CALABRIA

Dipartimento N. 6 - Infrastrutture - Lavori Pubblici - Mobilita' Settore: Difesa del Suolo

PROGETTO PER LA SALVAGUARDIA DEL LITORALE COSTIERO

II STRALCIO - CALOPEZZATI (CS)

C.U.P. J23B18000340001 - CIG 8181782C16 - Cod. Rendis 18IR980/G1

PROGETTO DEFINITIVO

elaborato:

RELAZIONE DI CALCOLO DELLA STABILITA' DELLE OPERE
DI DIFESA

TAVOLA	R12
SCALA	----
DATA	MAR.22
FILE	R12_REL_CALCULO.doc
COORDINATE PROGETTO	0422/CE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI (R.T.P.):

DOTT. ING. ANTONIO DARRIGO

DOTT. ING. NICOLA RUSTICA

DOTT. ING. DOMENICO MANGANO

DOTT. ING. AGOSTINO LA ROSA

DOTT. ING. LEOPOLDO ROSSI

DOTT. ING. MANUELA BARBAGIOVANNI GASPARO

DOTT. ING. ALBERTO LO PRESTI

DOTT. ARCHEOL. TIZIANA FISICHELLA

DOTT. BIOL. SEBASTIANO CAPONE

DOTT. GEOL. PIERO MERK

c/o Sede legale: Studio D'Arrigo Via Gagini n.6 98122 Messina - Tel./Fax. 090364154 3356573963 - pec: antoniop.darrigo@ingpec.eu - mail: a.darrigo@tiscali.it

IL DIRIGENTE DEL SETTORE 6:

DOTT. ARCH. ORSOLA REILLO

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

DOTT. GEOL. GIOVANNA CHIODO



Regione Calabria

Dipartimento N. 6 - Infrastrutture - Lavori Pubblici - Mobilità

Settore: Difesa del Suolo

PROGETTO PER LA SALVAGUARDIA DEL LITORALE COSTIERO

II STRALCIO – CALOPEZZATI (CS)

C.U.P. J23B18000340001 - CIG 8181782C16 - Cod. Rendis 18IR980/G1

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLA STABILITA' DELLE OPERE DI DIFESA

INDICE

1. GENERALITÀ	1
1.1. PREMESSA	1
2. SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI NELLO STUDIO METEO MARINO	2
2.1. DETERMINAZIONE DELLA SCELTA DELL'ONDA DI PROGETTO.....	6
2.2. ALTEZZE D'ONDA IN CORRISPONDENZA DELLE OPERE.....	8
2.3. INTERVENTI PREVISTI SUL LITORALE DI CALOPEZZATI.....	8
3. CRITERI DI VERIFICA DELLE SCOGLIERE DI PROTEZIONE	11
3.1. PREMESSA	11
3.2. PROGETTO DELLA MANTELLATA	13
3.3. STABILITA' DEGLI STRATI DI TRANSIZIONE E DEL NUCLEO	17
4. CALCOLI DI VERIFICA DEI PENNELLI DI PROGETTO	18
4.1. PREMESSA	18
4.2. VERIFICA CON LA FORMULA DI HUDSON – TESTATA PENNELLO	19
5. CALCOLI DI VERIFICA DEL RIPASCIMENTO DI PROGETTO	20
5.1. CALCOLO DI STABILITA'	20
5.2. CALCOLO DEL PROFILO DI EQUILIBRIO.....	20
5.3. RIPASCIMENTO PREVISTO NEL COMUNE DI CALOPEZZATI	24

1. GENERALITÀ

1.1. PREMESSA

La presente relazione si riferisce al calcolo di stabilità delle opere nell'ambito del progetto definitivo relativo al **“PROGETTO PER LA SALVAGUARDIA DEL LITORALE COSTIERO II STRALCIO – CALOPEZZATI (CS)”**.

La presente relazione è stata redatta ai sensi del D.P.R. 05/10/2010 n. 207 e s.m.i., nonché delle **“Linee Guida per la progettazione e esecuzione degli interventi”** predisposte dall'ABR del 29/09/2006.

In particolare nella relazione seguente vengono trattati i seguenti temi:

- nella prima viene riassunto il regime meteomarinico del paraggio;
- nella seconda parte si riportano i criteri e i calcoli relativi alle opere in progetto;
- nella terza parte si riportano i calcoli eseguiti per la verifica idraulica e di stabilità dell'opera.

2. SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI NELLO STUDIO METEO MARINO

La prima parte dello studio è relativa alla selezione dei dati d'onda da cui poter effettuare le analisi delle registrazioni delle serie temporali delle grandezze sintetiche del moto ondoso (altezza d'onda significativa, periodo medio e di picco, e direzione media di provenienza del moto ondoso). In particolare, i suddetti parametri di moto ondoso sono stati opportunamente filtrati da registrazioni errate e classificati per classi di altezza significativa e settori direzionali di provenienza del moto ondoso.

Successivamente, i dati d'onda dedotti dal modello atmosferico dell'ECMWF (*European Centre for Medium-Range Weather Forecasts*), opportunamente confrontati con quelli dedotti dalla boa della RON (Rete Ondametrica Nazionale) al largo di Crotona, sono stati trasferiti al largo del paraggio di Calopezzati, attraverso il metodo empirico della trasposizione geografica, che consente la determinazione dei valori di altezza e periodo nell'area oggetto di studio e, attraverso un altro approccio empirico, la determinazione della deviazione angolare che subiscono le onde nel trasferimento da un paraggio a un altro. Le analisi sono state effettuate in base all'esposizione geografica dei paraggi all'azione dei venti foranei attraverso la determinazione dei fetch geografici ed efficaci.

Così come per i dati estrapolati dal punto di ricostruzione del moto ondoso dell'ECMWF, le grandezze meteomarine al largo di Calopezzati sono state opportunamente classificate in classi d'altezza d'onda significativa e direzione di provenienza del moto ondoso. Inoltre, sono state determinate le correlazioni esistenti fra i valori di altezza d'onda significativa, periodo medio e periodo di picco.



Figura 1 – (a sinistra) Distribuzione spaziale dei punti di ricostruzione del moto ondoso con il modello WAM nel mar Mediterraneo fornito dall'ECMWF; (a destra) dettaglio del nodo di ricostruzione del moto ondoso dell'ECMWF al largo del litorale di Calopezzati con riferimento alla regione Calabria

Per il paraggio in esame il settore di traversia, su cui spirano i venti che possono creare significative agitazioni ondose, è compreso tra 345°N e 135°N , per un'ampiezza angolare pari a 150° .

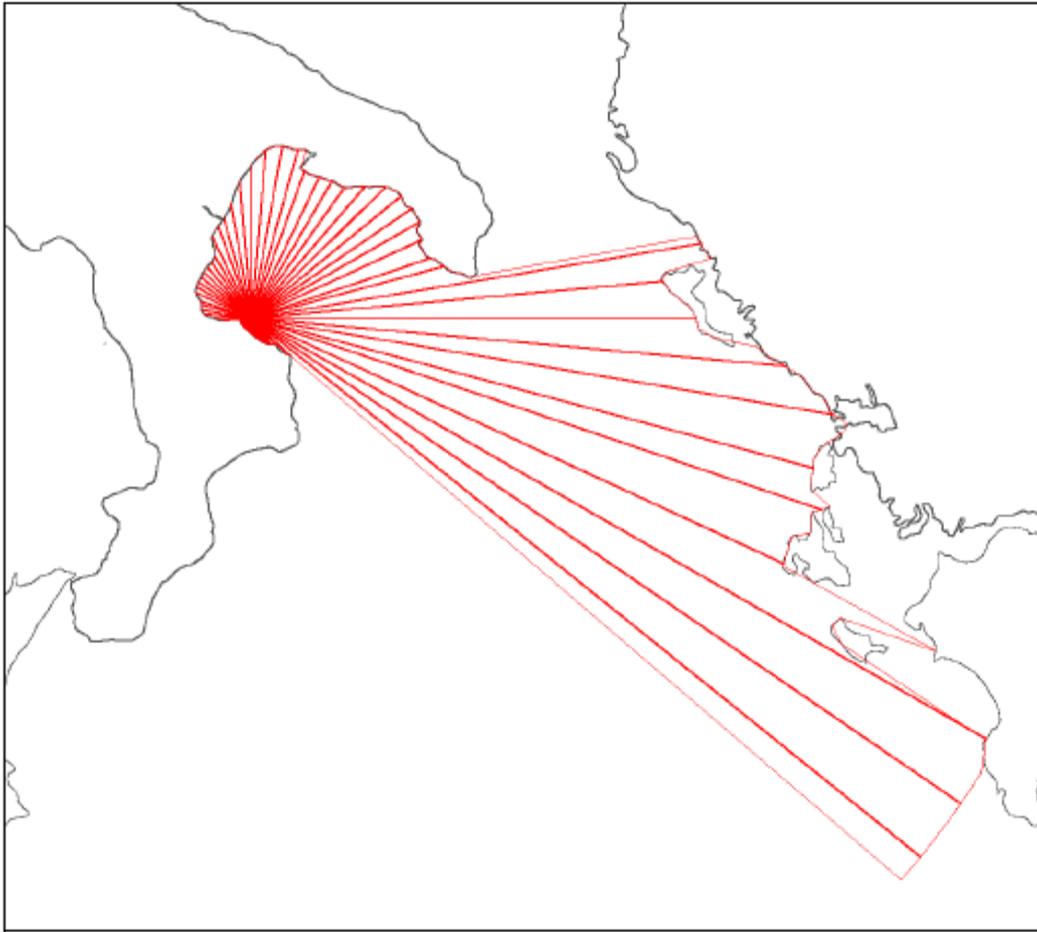


Figura 2 – Tracciamento dei fetch geografici per il paraggio di Calopezzati

La scelta dell'ampiezza del settore di traversia è dettata dal fatto che, ampliando eventualmente tale settore, le onde risultano essere abbastanza sub-parallele alla costa e pertanto subiscono elevati abbattimenti per effetto del fenomeno della rifrazione nella loro propagazione sottocosta e quindi risultano essere ininfluenti nei riguardi dell'evoluzione morfodinamica del litorale e nella determinazione delle onde di progetto.

Le classi di altezza d'onda associate ai settori direzionali di provenienza delle onde sono state propagate da largo in 3 punti significativi sottocosta (foce del torrente Fiumarella e 2 altri punti a Sud del torrente in questione), con particolare attenzione alla batimetrica -10 m, in modo da quantificare precisamente gli effetti delle batimetrie sull'evoluzione delle grandezze del moto ondoso. La propagazione delle onde è stata effettuata attraverso un modello numerico basato sull'evoluzione spaziale dello spettro d'energia del moto ondoso, che tiene conto degli effetti combinati dello *shoaling* e della rifrazione. Sulla base del clima meteomarinico al largo, sono state determinate le mareggiate che hanno investito il paraggio di Calopezzati ed è stata successivamente effettuata l'analisi degli eventi estremi di moto ondoso per differenti settori direzionali, ai fini della

determinazione delle onde di progetto a prefissato tempo di ritorno. Per i tempi di ritorno più significativi, ovvero 10, 25, 50 e 100 anni, è stata quindi effettuata la propagazione delle onde di progetto nei 3 punti sottocosta in esame, ai fini di eventuali dimensionamenti e verifiche delle opere di difesa costiera previste ed esistenti del litorale in esame.

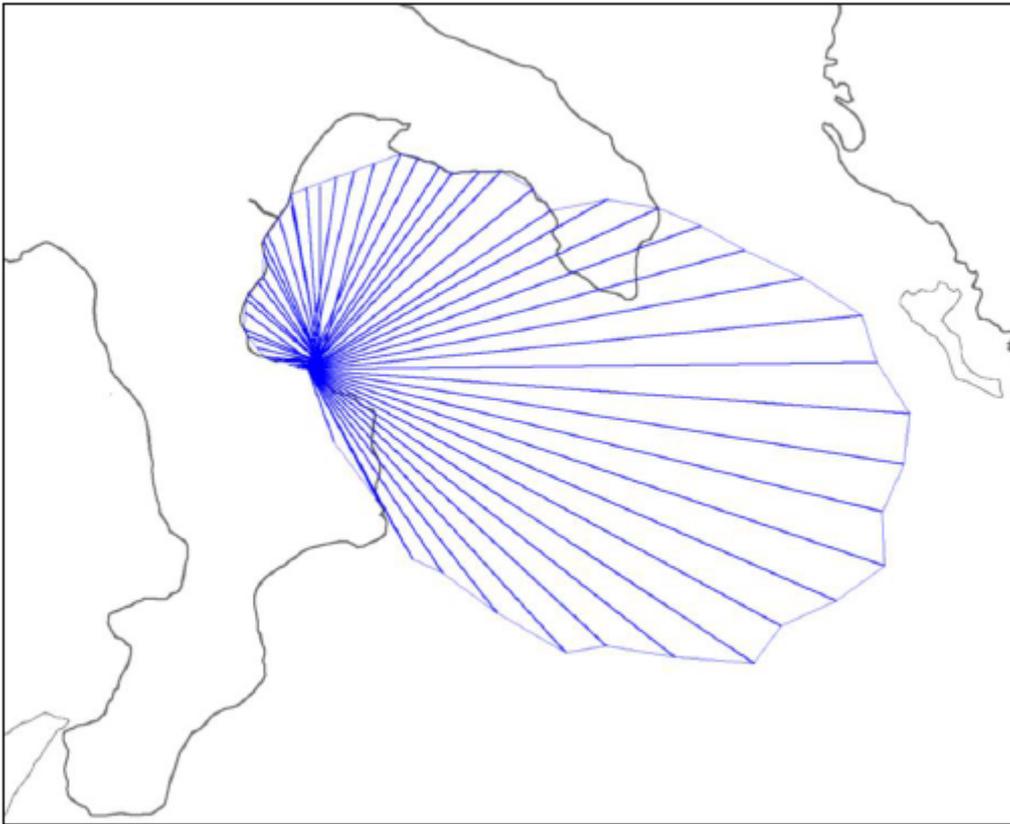


Figura 3 – Tracciamento dei fetch efficaci per il paraggio di Calopezzati

La propagazione del clima ondoso da largo verso riva in corrispondenza del paraggio di Calopezzati dai dati ERA5 è stata effettuata con il modello numerico SWAN, acronimo di *Simulating WAves Nearshore*, la cui implementazione è stata sviluppata dal Dipartimento di Meccanica dei Fluidi dell'Università di Delft (Paesi Bassi). Lo SWAN permette di ottenere stime reali dei parametri d'onda in aree costiere, laghi ed estuari, una volta note le condizioni del fondo, del vento e delle correnti. In particolare, il modello simula lo sviluppo degli spettri d'onda che viaggiano da acque profonde verso acque poco profonde, come nel caso del moto ondoso che si propaga verso riva.

Oltre alla propagazione del clima ondoso da largo verso riva, comprendente le diverse classi di altezza d'onda significativa suddivise per differenti settori direzionali, è stata effettuata attraverso il modello SWAN la propagazione da largo fino ai 3 punti sottocosta rappresentativi, posti circa alla batimetrica -10 m, degli eventi estremi di moto ondoso associati ai periodi di ritorni più significativi ($T = 10, 25, 50$ e 100 anni). Ciò risulta utile nel dimensionamento e nella verifica delle

strutture di difesa costiera dall'erosione, in cui sono necessari i valori delle onde di progetto che possono direttamente incidere su di esse.

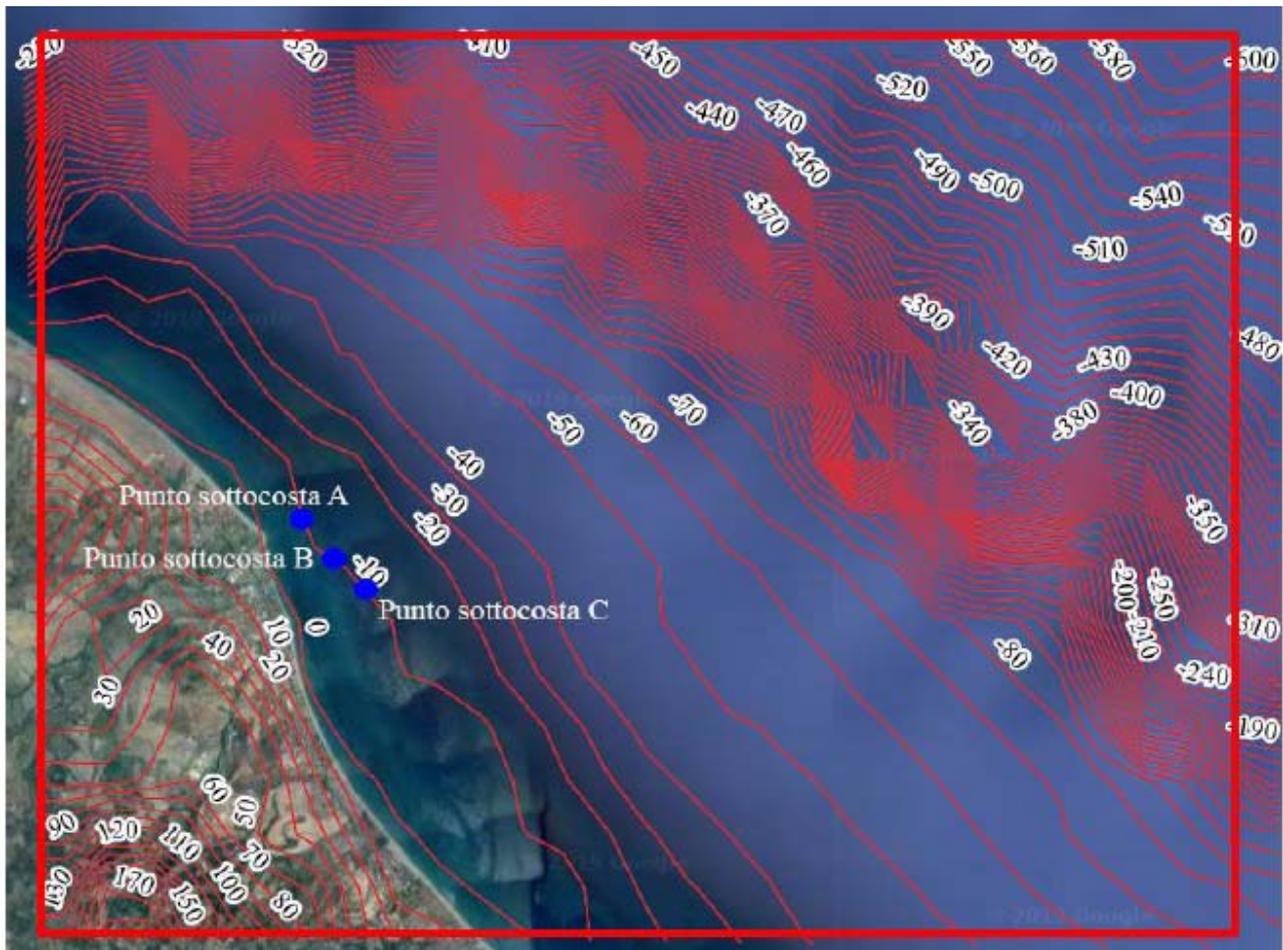


Figura 4 – Evidenziazione della griglia di calcolo generale, delle principali batimetriche e dei punti sottocosta (A: foce torrente Fiumarella, B: tratto centrale del litorale in esame, C: tratto Sud del litorale in esame)

Si osserva un progressivo abbattimento delle altezze d'onda significative estreme da largo a sottocosta all'aumentare del tempo di ritorno, con valori massimi compresi, rispettivamente, fra 3.80 m e 4.58 m.

In base alle analisi eseguite dai dati di onda, riportate nel dettaglio nella relazione R7, si sono estrapolate le onde al variare del tempo di ritorno che si riportano nella tabella seguente.

T (anni)	Settore 345°-15°			Settore 15°-45°			Settore 75°-105°			Settore omnidirezionale		
	Hs (m)	Tm (s)	Tp (s)	Hs (m)	Tm (s)	Tp (s)	Hs (m)	Tm (s)	Tp (s)	Hs (m)	Tm (s)	Tp (s)
10	4.26	5.66	7.96	3.95	5.51	7.75	3.58	5.32	7.48	4.41	5.73	8.05
25	4.40	5.73	8.04	4.17	5.62	7.89	3.67	5.37	7.55	4.59	5.82	8.17
50	4.49	5.77	8.10	4.31	5.69	7.99	3.74	5.41	7.60	4.73	5.88	8.25
100	4.58	5.81	8.16	4.44	5.75	8.07	3.80	5.44	7.64	4.86	5.93	8.33

Figura 5 – Eventi estremi direzionali a prefissato tempo di ritorno al largo del paraggio di Calopezzati (dai dati ERA5)

2.1. DETERMINAZIONE DELLA SCELTA DELL'ONDA DI PROGETTO

Per la progettazione delle opere occorre determinare la durata della vita presunta in relazione al progetto e alle sue caratteristiche funzionali.

Si deve valutare quindi il livello di rischio o probabilità di superamento dell'onda di progetto, tenuto conto dei danni che tali onde possono arrecare all'opera e alla possibilità di ripristinare la normale funzionalità con operazioni di manutenzione.

La determinazione dell'onda di progetto è eseguita in funzione di un fissato tempo di ritorno T_{rp} determinato in accordo con quanto riportato nelle *Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime* redatte dal *Ministero dei Lavori Pubblici*.

Per infrastrutture di uso generale si intendono opere di difesa di complessi civili, commerciali o industriali, che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita funzionale dell'opera. Per infrastrutture ad uso specifico si intendono le opere di difesa di singole installazioni industriali, di porti industriali, di depositi o piattaforme di carico e scarico, di piattaforme petrolifere, ecc.

Tipo dell'opera	Livello di sicurezza richiesto		
	1	2	3
	Vita di progetto (anni)		
Infrastrutture di uso generale	25	50	100
Infrastrutture ad uso specifico	15	25	50

Tabella 1 – Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo (T_v)

Il **livello di sicurezza 1** si riferisce ad opere o installazioni di interesse locale ed ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa (difese costiere, opere in porti minori o marina, scarichi a mare, strade litoranee, ecc.).

Il **livello di sicurezza 2** si riferisce ad opere ed installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdite di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso dell'opera (opere di grandi porti, scarichi a mare di grandi città ecc.).

Il **livello di sicurezza 3** si riferisce ad opere o installazioni per la protezione dall'inondazione, opere di interesse sopranazionale, comportanti un alto rischio di perdita di vite umane o di danno ambientale in caso di collasso della stessa (difese di centri urbani o industriali ecc.).

Nel caso in esame l'infrastruttura può essere classificata come **Infrastruttura di uso generale** ed essendo l'opera in progetto destinata alla diminuzione del rischio di erosione costiera, che comporta un rischio minimo di perdita di vite umane in un'opera di interesse locale si assume il **livello di sicurezza 1**.

La durata minima di vita per opere o strutture a carattere definitivo è pari a $T_v = 25$ anni.

Si assumeranno le probabilità corrispondenti al danneggiamento incipiente o alla distruzione totale riguardo alle deformazioni-modificazioni subite dall'opera in caso di danneggiamento e alla difficoltà di riparare il danno subito.

Per strutture rigide (dighe a parete verticale), per le quali è estremamente difficile riparare il danno, si assume la probabilità di distruzione totale.

Per le strutture flessibili o comunque per opere riparabili si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente come nel nostro caso.

Fissato un **rischio di perdita di vita umana** limitato e una **ripercussione economica** bassa in quanto si stima che il rapporto tra 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. Con tali valori si fissa $P_f = 0.50$. 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} dato da:

$$T_{rp} = \frac{T_v}{[-\ln(1 - P_f)]}$$

per cui si ottiene $T_{rp} = 36$ anni. Gli studi in oggetto saranno quindi eseguiti facendo riferimento ad un tempo di ritorno $T_{rp} = 50$ anni.

Danneggiamento incipiente

	Rischio per la vita umana	
Ripercussione economica	Limitato	Elevato
Bassa	0.50	0.30
Media	0.30	0.20
Alta	0.25	0.15

Distruzione totale

	Rischio per la vita umana	
Ripercussione economica	Limitato	Elevato
Bassa	0.20	0.15
Media	0.15	0.10
Alta	0.10	0.05

Tabella 2 – Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativo dell'opera (P_f)

I tempi di ritorno scelti sono ampiamente cautelativi rispetto alle opere oggetto di studio.

In relazione a questo tempo di ritorno, dalla statistica degli eventi estremi, si desumerà l'altezza d'onda di progetto, e dalla statistica altezza periodo il periodo di questa. L'onda così valutata ha approssimativamente la probabilità P_f di essere superata nell'arco di vita dell'opera. In relazione a questa intensità della sollecitazione ondosa, si sceglierà il valore caratteristico dell'altezza d'onda.

In funzione di tale valore dovranno essere assunti nei calcoli ulteriori margini di sicurezza, che assicurino una probabilità di danneggiamento dell'opera effettivamente prossima a P_f .

2.2. ALTEZZE D'ONDA IN CORRISPONDENZA DELLE OPERE

Per la definizione del progetto delle opere occorre conoscere il moto ondoso in corrispondenza delle stesse per cui, come riportato nella relazione R7, è stato effettuato l'avvicinamento dell'onda sottocosta per tre punti significativi.

T (anni)	Settore	LARGO				SOTTOCOSTA (-10 m, punto B)					
		Dir (°N)	H _s (m)	T _m (s)	T _p (s)	Δα (°)	Dir (°N)	H _s (m)	T _m (s)	T _p (s)	ΔH _s (%)
10	345°-15°N	0	4.26	5.66	7.96	1.63	1.63	3.81	2.84	7.96	10.56
25	345°-15°N	0	4.40	5.73	8.04	2.04	2.04	3.85	3.01	8.04	12.48
50	345°-15°N	0	4.49	5.77	8.10	2.40	2.40	3.89	3.16	8.10	13.42
100	345°-15°N	0	4.58	5.81	8.16	2.67	2.67	3.91	3.26	8.16	14.61
10	15°-45°N	30	3.95	5.51	7.75	3.75	33.75	3.62	5.70	7.75	8.41
25	15°-45°N	30	4.17	5.62	7.89	3.91	33.91	3.80	5.83	7.89	8.77
50	15°-45°N	30	4.31	5.69	7.99	4.02	34.02	3.93	5.94	7.99	8.91
100	15°-45°N	30	4.44	5.75	8.07	4.12	34.12	4.04	6.04	8.07	8.99
10	75°-105°N	90	3.58	5.32	7.48	-8.35	81.65	3.31	5.50	7.48	7.42
25	75°-105°N	90	3.67	5.37	7.55	-8.51	81.49	3.39	5.55	7.55	7.80
50	75°-105°N	90	3.74	5.41	7.60	-8.63	81.37	3.44	5.59	7.60	7.88
100	75°-105°N	90	3.80	5.44	7.64	-8.73	81.27	3.49	5.62	7.64	8.06
10	omnidirezionale	60	4.41	5.73	8.05	-2.73	57.27	4.20	6.20	8.05	4.78
25	omnidirezionale	60	4.59	5.82	8.17	-2.85	57.15	4.35	6.38	8.17	5.40
50	omnidirezionale	60	4.73	5.88	8.25	-2.94	57.06	4.44	6.51	8.25	6.02
100	omnidirezionale	60	4.86	5.93	8.33	-3.02	56.98	4.52	6.64	8.33	6.93

Tabella 3 – Eventi estremi direzionali di moto ondoso sottocosta con $T = 10, 25, 50$ e 100 anni (-10 m)
(punto B di coordinate nel dominio di calcolo: $x = 2850$ m, $y = 2875$ m)

Per le opere in oggetto il punto più significativo risulta “B” e pertanto si riporta la tabella delle onde sottocosta estratta nel punto B.

A vantaggio di sicurezza si utilizzerà l'onda incidente con maggiore altezza per fissato tempo di ritorno pari a 50 anni. L'onda per le verifiche risulta pertanto pari a $H_s = 3.93$ m e $T_m = 5.94$ s.

2.3. INTERVENTI PREVISTI SUL LITORALE DI CALOPEZZATI

Per il litorale di Calopezzati si nota che procedendo dal Torrente Fiumarella verso Sud la costa risulta essere protetta da opere radenti ed emergenziali ed è in erosione.

Tale zona risulta essere catalogata a rischio R2 ed R4 dal piano stralcio per l'erosione costiera con un livello di pericolosità P3.

Su tali basi si è ritenuto opportuno adottare un sistema articolato di protezione formato da pennelli “corti” e ripascimento.

I lavori relativi alla difesa dell’erosione del litorale di Calopezzati consistono nella realizzazione di n. 5 pennelli in massi naturali emergenti di circa 2,0 m s.l.m.m. della lunghezza di circa 50 m e posti ad interassi di circa 100 m disposti ortogonalmente alla linea di riva. L’intervento prevede anche il riempimento delle celle formate dai suddetti pennelli con materiale di opportuna granulometria proveniente dai tratti sovralluvionati degli alvei di fiumi e torrenti locali (Fiume Trionto) integrati da materiale derivante dagli scavi necessari all’imbasamento dei pennelli, e/o in questo modo oltre alla salvaguardia dall’erosione, si ha la possibilità di integrarsi con interventi di bonifiche e messa in sicurezza idraulica dei suddetti corsi d’acqua.

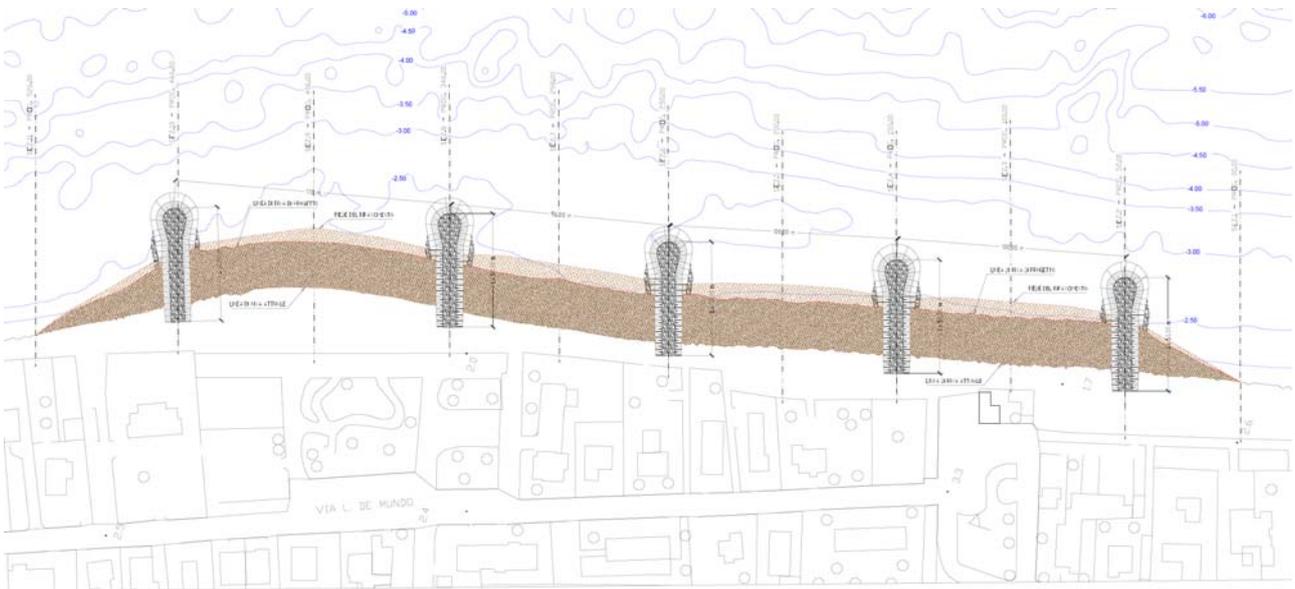


Figura 6 – Planimetria di progetto

In particolare si realizzeranno pennelli emersi del tipo “corto” di lunghezza pari a 50 m, radicato ed approfondito per 8 m dentro la spiaggia, con andamento trasversale alla linea di riva. La larghezza in berma misura 6,00 in tronco pennello, mentre in testata la berma sommitale dei pennelli è posta pari a 10,00 m. Il tronco del pennello è previsto in scogli di III ctg; la testata in scogli di IV ctg. Il pennello è emerso fino alla quota di +2,00 m.s.l.m. Le scarpate laterali sono previste con pendenza 1/1 mentre quella di testata 1/2. Il materiale di ripascimento, per un quantitativo di circa 20.000 mc, sarà prelevato dal Fiume Trionto. Si è scelto di non prelevare il materiale per il ripascimento dal torrente Fiumarella perché il quantitativo di materiale sovralluvionato non è sufficiente per garantire l’avanzamento della spiaggia previsto.

Non si prevedono escavi al fine di evitare contaminazioni ed aumenti di torbidità dell’area Sic prossima al sito di intervento.

Allo stesso modo non è stato costruito un nucleo con scogli di minore pezzatura al fine di realizzare dei pennelli permeabili. Il grado di permeabilità del pennello influisce sul flusso e sulla deposizione dei sedimenti su entrambi i lati.

SEZIONE AA - Scala 1:100

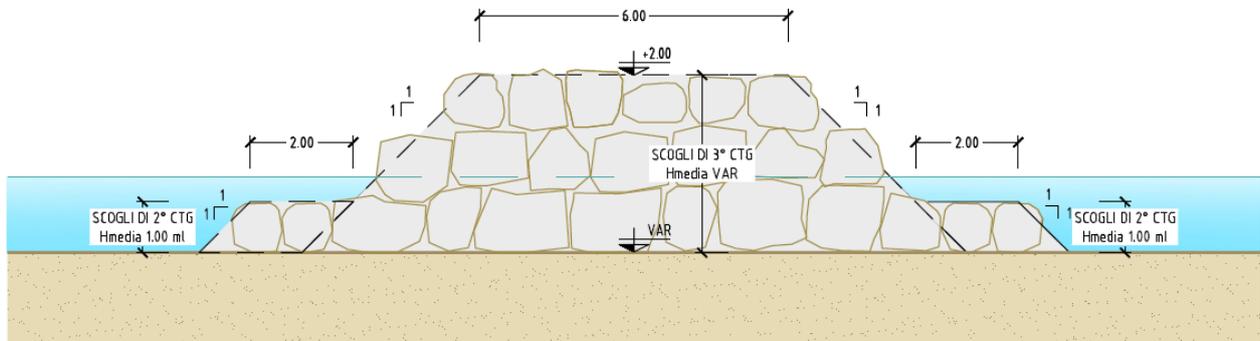


Figura 7 – Sezione tipo del tronco del pennello

SEZIONE BB - Scala 1:100

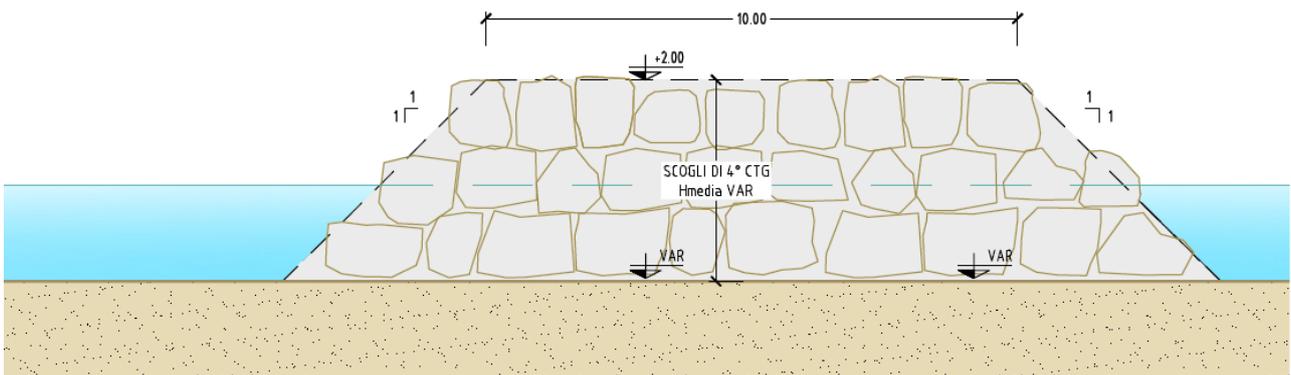


Figura 8 – Sezione tipo della testata del pennello

I pennelli permeabili favoriscono la diminuzione del flusso longitudinale dei sedimenti, garantendo la permanenza del materiale grossolano sopraflutto ed al contempo la minore asportazione di detriti sabbiosi dal lato sottoflutto. Una volta insabbiati essi sono scavalcati (oltre che aggirati alla testata come i pennelli impermeabili) dal flusso dei sedimenti, permettendo il passaggio della componente granulometrica utile alla formazione della spiaggia. Questo limita l'erosione delle spiagge sottoflutto, che subiscono le conseguenze di un deficit sedimentario solo nella fase iniziale di riempimento, e lo sviluppo di una linea di riva a dente di sega.

3. CRITERI DI VERIFICA DELLE SCOGLIERE DI PROTEZIONE

3.1. PREMESSA

Le “dighe a gettata” sono caratterizzate da un procedimento costruttivo che consiste nel versare scogli o massi in materiale lapideo o artificiale con mezzi terrestri o marittimi. In una diga a gettata si possono distinguere:

- una sottostruttura o imbasamento idonea a ripartire i carichi sul terreno di sedime costituita da scapolame. Quando il terreno di sedime è costituito da terreni compressibili si interpone uno strato filtro costituito da pietrisco o sabbia;
- una infrastruttura direttamente soggetta all'azione del moto ondoso incidente in blocchi naturali o artificiali il cui peso è determinato in funzione delle caratteristiche del moto ondoso stesso. La sommità orizzontale dell'infrastruttura è detta berma. mentre lo strato inclinato è detta mantellata;
- un nucleo interno che non è soggetto all'azione del moto ondoso che viene realizzato con materiale di cava (*tout-venant*) la cui granulometria varia tra confini piuttosto estesi; il nucleo può essere costituito anche con materiali provenienti dagli scavi se idonei a questa funzione; il nucleo è protetto da ulteriori strati intermedi in massi naturali o artificiali le cui dimensioni sono crescenti verso la mantellata secondo la regola dei filtri rovesci di Terzaghi;
- una eventuale sovrastruttura di coronamento comprendente il massiccio di carico e l'eventuale muro paraonde. La quota di imposta della sovrastruttura è generalmente fissata tale da risultare 1.00 - 2.00 ml s.l.m.m. per consentire il transito dei mezzi d'opera sia in fase di costruzione che in fase di manutenzione.

La verifica della stabilità delle varie parti di una diga a gettata ha proprio inizio con il calcolo della stabilità della mantellata (*armour layer*) che interagisce direttamente con il moto ondoso proteggendo gli strati sottostanti. Occorre verificare la stabilità idraulica ossia la capacità di ogni singolo elemento di restare nella propria sede e la stabilità strutturale cioè la capacità di resistenza a rottura dell'elemento stesso. Per valutare il danno idraulico occorre eseguire una misura della modifica del profilo della superficie della scarpata e un conteggio dei massi che si muovono sotto l'azione delle onde frangenti.

Si possono classificare i seguenti movimenti:

- nessun movimento;
- ondeggiamento del singolo masso;

- singoli massi spostati dalla loro posizione iniziale entro una distanza D pari alla lunghezza del masso;
- singoli massi spostati per una distanza maggiore della lunghezza D del masso;
- scivolamento di un gruppo di massi.

Il diametro D_n è detto diametro nominale del masso ed è dato da:

$$D_n = (W/\gamma)^{1/3}$$

in cui W è il peso del masso e γ il suo peso specifico.

Il *Van der Meer* ha stabilito i valori del danno S all'inizio del danneggiamento, a danneggiamento intermedio e a danneggiamento limite per una mantellata a massi naturali a doppio strato.

Scarpa	Danno Iniziale	Danno da mod. a forte	Cedimento
1:1.5	2	3-5	8
1:2	2	4-6	8
1:3	2	6-9	12
1:4	3	8-12	17

Tabella 4 – Percentuali di danno delle mantellate

Per mantellate realizzate con elementi artificiali si indica con N_0 il numero degli elementi mossi rapportato al numero di massi presenti nella fascia della mantellata di larghezza pari al diametro nominale D_n con $D_n = t \times h$ essendo h l'altezza dell'elemento artificiale e t un parametro che varia in funzione del tipo di elementi.

Per danno strutturale si intende un parametro che sia funzione del numero di massi rotti in una determinata area della scarpata. I massi artificiali sono classificati in funzione della loro resistenza strutturale in:

- elementi massicci (cubi *Antifer*, blocchi parallelepipedi);
- elementi tozzi (*Accropodi*, *Haro*);
- elementi snelli (*Tetrapodi*, *Dolos*);
- elementi forati (*Shed*, *Cob*).

Le sollecitazioni a cui gli elementi suddetti sono sottoposti sono:

- dinamica pulsante;
- dinamica d'impatto;
- abrasivo;
- termico;
- chimico.

Quella che prevale su tutte è la sollecitazione dinamica d'impatto dovuta all'azione dei pezzi rotti di altri elementi scagliati dall'onda su elementi integri.

3.2. PROGETTO DELLA MANTELLATA

Come già descritto in precedenza, le dighe a gettata sono costituite da una struttura a massi naturali di varia pezzatura disposti a strati successivi delimitata verso il mare da una mantellata di blocchi naturali o artificiali di peso adeguato ad assorbire l'onda incidente che vi si rompe al frangimento.

Per il calcolo del singolo masso di rivestimento si usa la formula di Hudson:

$$W = \gamma_m \times H^3 / [k_D \times (\gamma_m / \gamma_a - 1)^3 \times \cotg(\alpha)]$$

Nella formula precedente:

- γ_m = peso dell'unità di volume;
- γ_a = peso dell'unità di volume dell'acqua (1.03 ton/mc);
- H = altezza d'onda di progetto (ad esempio quella significativa);
- α = angolo della scarpata con l'orizzontale;
- k_D = coefficiente adimensionale di stabilità variabile con il tipo di masso.

Valori del coefficiente k_D della formula di HUDSON suggeriti dal CERC (Coastal Engineering Research Center, 1973)

Criteri di "non danneggiamento" e di minimo sormonto

Elementi	Numero di strati	Collocamento	Sezione corrente		Testata		Pendenza $\cotg \alpha$
			k_D §		k_D		
			Onda frangente	Onda non frangente	Onda frangente	Onda non frangente	
Massi naturali a spigoli arrotondati	2	alla rinfusa	2,1	2,4	1,7	1,9	1,5-3,0
" " " "	3	" "	2,8	3,2	2,1	2,3	//
" " " "	1	" " +	+	2,0	-	2,0	//
a spigoli vivi	2	alla rinfusa	3,5	4,0	2,9	3,2	1,5
a spigoli vivi	3	alla rinfusa	3,9	4,5	2,5	2,8	2,0
" " " "	2	ord. prest. ++	4,0	5,5	2,0	2,3	3,0
Tetrapodi e Quadripodi	2	alla rinfusa	7,2	8,3	3,7	4,2	//
Tribar	2	alla rinfusa	9,0	10,4	3,5	4,5	//
Oolos	2	alla rinfusa	22,0 //	25,0 //	5,9	6,8	1,5
Cubo modificato	2	alla rinfusa	6,8	7,8	5,5	6,1	2,0
Esapodo	2	" "	8,2	9,5	4,0	4,4	3,0
Tribar	1	uniforme	12,0	15,0	8,3	9,0	1,5
Massi naturali a spigoli vivi e con granulometria assortita (k_{RR})	-	alla rinfusa	2,2	2,5	7,8	8,5	2,0
					7,0	7,7	3,0
					13,5	15,0	2,0 §
					5,0	5,0	//
					7,0	7,0	//
					7,5	9,5	//

+ L'uso di massi naturali in un solo strato non è raccomandato e richiede in ogni caso grande accuratezza di esecuzione
 ++ Posa in opera con l'asse principale dei massi orientato ortogonalmente al piano del paramento
 § Applicabile nel campo di pendenze fra 1/1,5 e 1/5
 // Valori validi solo per pendenza 1/2
 // Valori adottabili nel campo di pendenze 1/1,5 e 1/3
 \$ Non sono raccomandate pendenze più elevate di 1/2
 * Il coefficiente k_{RR} (grado di danneggiamento 5%) è valido per granulometria assortita; il peso degli elementi da inserire nella formula è quello corrispondente alla percentuale del 50% di trattenuta nella curva granulometrica. La forma della curva stessa sembra abbia poca importanza.

Tabella 5 – Valori del coefficiente k_D della formula di Hudson suggeriti dal CERC

Nel coefficiente k_D reperibile in letteratura sono sintetizzate tutte le caratteristiche relative alla forma, all'angolo di attrito interno e all'indice dei vuoti degli elementi considerati. Il coefficiente k_D

è stato ottenuto in condizioni di moto ondoso regolare e per una opportuna condizione di danno, percentuale intesa come rapporto tra il volume di massi spostati e il volume totale della mantellata. Il coefficiente dipende poi della modalità di attacco da parte delle onde; si distinguono due situazioni tipiche e cioè quella di completa dissipazione dell'energia sulla mantellata (*no-breaking wave*) e quella di frangimento provocato dal fondale prima che le onde aggrediscano l'opera (*breaking-wave*).

Nel primo caso l'altezza d'onda da introdurre nella formula di *Hudson* è quella "significativa" di progetto intendendo un'onda caratterizzata da un "tempo di ritorno" quale si manifesta su fondali pari a quello esistente al piede dell'opera. Occorre notare che l'onda al largo può subire per effetto della rifrazione, attenuazioni o concentrazioni avvicinandosi alla zona di impianto dell'opera di difesa.

Valori del coefficiente di forma (detto anche di strato) K_D e della percentuale di vuoti P per diversi tipi di elementi da mantellata

Tipo di elemento	Numero di strati	Collocamento in opera	K_D	P
Massi naturali a spigoli arrotondati	2	alla rinfusa	1,02	38
" " vivi	3	" "	1,15	37
" " "	3	" "	1,10	40
Cubo modificate	2	" "	1,10	47
Tetrapodo	2	" "	1,04	50
Quadrupodo	2	" "	0,95	49
Esapodo	2	" "	1,15	47
Tribar	2	" "	1,02	54
Dolos	2	" "	1,00	63
Tribar	1	uniforme	1,13	47
Massi naturali	granulom. assortita	alla rinfusa	—	37

Tabella 6 – Valori del coefficiente K_D e della % dei vuoti

Valori del rapporto $H/H_{D=0}$ e del coefficiente K_D in funzione della percentuale di danneggiamento D

Tipo di elemento		Percentuale di danneggiamento (D)						
		0+5	5+10	10+15	15+20	20+30	30+40	40+50
Massi naturali (a spigoli arrotondati)	$H/H_{D=0}$	1,00	1,08	1,14	1,20	1,29	1,41	1,54
	K_D	2,4	3,0	3,6	4,1	5,1	6,7	8,7
Massi naturali (a spigoli vivi)	$H/H_{D=0}$	1,00	1,08	1,19	1,27	1,37	1,47	1,57
	K_D	4,0	4,9	5,6	8,0	10,0	12,4	15,0
Tetrapodi e Quadrupodi	$H/H_{D=0}$	1,00	1,09	1,17	1,24	1,32	1,41	1,50
	K_D	8,3	10,8	13,4	15,9	19,2	23,4	27,8
Tribar	$H/H_{D=0}$	1,00	1,11	1,25	1,36	1,50	1,59	1,64
	K_D	10,4	14,2	19,4	26,2	35,2	41,8	45,9

I valori della tabella sono validi per azione dell'onda ortogonale alla sezione corrente dell'opera, $n = 2$, collocamento alla rinfusa, condizioni di onde non frangenti e di minimo sormonto.

Tabella 7 – Valori del coefficiente K_D e della % di danneggiamento D

Particolare cura deve essere assicurata per il progetto della testata. I motivi per i quali la testata può essere più esposta sono i seguenti:

- la testata è usualmente ubicata in acque più profonde;
- la testata è spesso esposta all'attacco di onde che giungono da un più ampio settore di traversia;
- le onde incidenti possono essere riflesse, rifratte o diffratte dalla struttura o da altro frangiflutti posto all'ingresso del porto;
- l'azione di disturbo dell'onda può risultare accresciuta dalla riflessione o dalla diffrazione.

Per questi motivi i valori di k_D assunti per la testata sono inferiori rispetto a quelli assunti per la sezione corrente.

Il tempo di ritorno da adottare è legato al costo complessivo di costruzione e manutenzione.

Si ammette comunque che nell'opera sia indispensabile eseguire delle manutenzioni periodiche, dovute a perdita o rotture di elementi nel corso delle mareggiate. Non è pensabile realizzare un'opera in cui sia nullo il costo di manutenzione. Come onda di progetto si assume generalmente l'onda significativa con un tempo di ritorno di T_r (es. 10÷30 anni) ammettendo che in corrispondenza i danni siano limitati ($\leq 5\%$). La verifica può essere ripetuta per un tempo di ritorno maggiore (es. 30÷50÷100 anni) ammettendo che i danni siano gravi ma non irreparabili e che non comportino la rovina dell'opera.

Nel caso di frangimento dell'onda prima che esse pervengano al piede sulla struttura l'onda significativa non è più rappresentativa della distribuzione delle altezze d'onda. Pertanto nella formula di *Hudson* deve essere introdotta l'altezza d'onda al frangimento dipendente dalla pendenza del fondale al piede dell'opera. L'onda da introdurre non è generalmente quella che frange in corrispondenza del piede dell'opera ma quella di maggiore altezza frangente a una certa distanza dal piede stesso ed ancora in grado di dissipare gran parte della propria energia.

La formula di *Hudson* può essere espressa in funzione del numero di stabilità N_s e del diametro nominale D_n con la relazione:

$$N_s = H/[(\gamma_m/\gamma_a - 1) \times D_n] = [k_D \times \text{ctg}(\alpha)]^{1/3}$$

La stabilità statica corrisponde a valori del parametro N_s compresi tra 1 e 3. Frangiflutti di massi naturali fortemente mobili sia trasversalmente che longitudinalmente presentano valori di N_s compresi tra 4 e 20. Le spiagge di ghiaia ($0.4 < D_n < 10$ cm) hanno in genere $N_s = 15 \div 500$, mentre spiagge di sabbia presentano $N_s > 500$.

Lo spessore del rivestimento è dato dall'espressione:

$$s = n \times k \times (W/\gamma_m)^{1/3}$$

in cui n è il numero degli strati imposti dalla dimensione del masso del rivestimento ($n=2$), k è il coefficiente di stratificazione. I calcoli relativi al peso del masso, al numero di stabilità e allo spessore della mantellata sono riportati in tabelle in cui per i vari settori si riporta il calcolo del peso W del masso per diverse altezze d'onda e per diverse direzioni di provenienza dell'onda stessa. La densità di posa in opera è data da

$$N_r/A = n \times k \times (1-P/100) \times (\gamma_m/W)^{2/3}$$

in cui N_r è il numero richiesto di singoli massi per una data area di superficie A , k è il coefficiente di strato, P è la porosità media della mantellata in percento.

Le formule di *Van der Meer* sono state ricavate portando in conto l'azione delle onde irregolari che la formula di *Hudson* non prende in considerazione. Esse consentono di tenere conto anche degli effetti della variabilità del periodo, fattore particolarmente presente in acque molto basse in cui $d/L < 0.15$. Per mantellate costituite da massi naturali, sono state ottenute da *Van der Meer* due formule:

$$H_s/(\delta \times D_{n50}) = 6.20 \times (p^*)^{0.18} \times (S/N^{0.50})^{0.2} \times \xi_m^{-0.5}$$

che vale per opere soggette ad onde frangenti tipo *plunging* in cui $\xi_m \leq 2.5$, e

$$H_s/(\delta \times D_{n50}) = 1.00 \times (p^*)^{-0.13} \times (S/N^{0.50})^{0.2} \times \cot(\alpha)^{0.50} \times \xi_m^{p^*}$$

che vale per strutture investite da frangenti tipo *surging* in cui $\xi_m \geq 3.5$. Nelle formule di *Van der Meer*:

- $\delta = (\gamma_m/\gamma_a - 1)$;
- $\gamma_m =$ peso dell'unità di volume del materiale;
- $\gamma_a =$ peso dell'unità di volume dell'acqua (1.03 ton/mc);
- $H_s =$ altezza d'onda significativa;
- $\alpha =$ angolo della scarpata con l'orizzontale;
- $p^* =$ parametro indicatore della permeabilità della struttura variabile da 0.1 a 0.6;
- $D_{n50} =$ diametro nominale del masso di peso mediano;
- $S = A_e/D_{n50}^2$ è il livello di danneggiamento espresso come rapporto dell'area A_e della sezione trasversale erosa dalla mareggiata rispetto al profilo originale;
- $N =$ numero di onde presenti nella mareggiata;
- $\xi_m = \text{tg}(\alpha)/(H/L_0)^{0.50}$ è il parametro di frangimento (numero di *Iribarren* o *surf parameter*) con H/L_0 parametro di ripidità dell'onda ottenuto dal rapporto dell'altezza d'onda significativa davanti alla struttura e L_0 la lunghezza a largo riferita al periodo medio T_m .

Nell'intervallo di ξ_m compreso tra 2.5 e 3.5 si adotta la relazione che fornisce il valore minore di $H_s/(\delta \times D_{n50})$. Per dighe staticamente stabili dovrà essere $D_{85}/D_{15} < 1.5$.

3.3. STABILITA' DEGLI STRATI DI TRANSIZIONE E DEL NUCLEO

Il nucleo disposto nella parte centrale dell'opera a gettata è formato generalmente da un ammasso lapideo ottenuto da materiale di cava.

Nel caso in cui si realizza un nucleo in modo classico inoltre la granulometria dell'ammasso deve rispettare alcune esigenze fondamentali come la compattezza e la non trasmissibilità del moto ondoso attraverso il corpo che per la parte al di sotto del l.m.m. non viene costipato.

La funzione degli strati filtro consiste nella protezione del nucleo dall'azione del moto ondoso che potrebbe asportare il materiale fino che lo costituisce. Lo strato posto direttamente sotto la mantellata deve essere formato da pietrame di dimensioni tali da non poter essere asportato attraverso i vuoti esistenti tra gli elementi della mantellata. In sede di dimensionamento preliminare si può eseguire la regola che il primo sottostrato è costituito da elementi il cui peso è compreso tra 1/10 e 1/15 di quello degli elementi della mantellata se questa è di massi naturali.

4. CALCOLI DI VERIFICA DEI PENNELLI DI PROGETTO

4.1. PREMESSA

Nel presente capitolo si riportano i calcoli relativi delle opere a gettata previste nel presente progetto secondo i criteri esposti nei capitoli precedenti. Per le opere in esame, sono stati individuati i settori di traversia dai quali provengono le onde che sono state prese in considerazione per il progetto della mantellata.

Definite le altezze d'onda in corrispondenza della barriera e del pennello, si sono procede con il progetto della mantellata secondo quanto riportato nel paragrafo 3.2. Le onde prese in esame sono quelle significative corrispondenti ad un tempo di ritorno di 50 anni e per queste si ammette che il grado di danneggiamento sia limitato, inferiore al 5%. Per ogni onda si verifica che si tratti di un'onda frangente o di onda non frangente in modo da determinare il corretto coefficiente k_D , sempre fissato nell'ipotesi di sezione corrente.

Se l'onda è frangente al piede dell'opera non si assume più come onde di progetto l'altezza d'onda $H_{(1/3)}$, ma si assume l'altezza d'onda al frangimento H_b . Si verifica quindi se d_b , profondità di frangimento ricavata nello Studio Idraulico Marittimo, è superiore alla profondità che si ha al piede dell'opera in esame.

Tutte le opere a gettata previste sono costituite da scogli naturali. Il progetto delle mantellate è eseguito quindi con la formula di Hudson per condizioni di moto ondoso regolare e per la condizione di danno compreso tra 0 e 5% ed è riportato nella Tabella 4.2.

Per tenere conto delle onde irregolari e del periodo dell'onda si sono inoltre seguiti i criteri di progetto espressi dal *Van der Meer* e i risultati sono riportati nei paragrafi successivi per il settore peggiore. Nelle tabelle di calcolo con la teoria di *Van Der Meer* sono riportati i valori delle caratteristiche delle mantellate e degli strati filtro in funzione del settore e per un tempo di ritorno di 50 anni. Per ogni settore sono riportate il periodo e l'altezza d'onda significativa, le caratteristiche del fondo (pendenza e profondità al piede della struttura), le caratteristiche del masso (peso dell'unità di volume), il coefficiente di permeabilità della mantellata e il livello di danno di progetto.

Dall'analisi eseguita si ottengono lo spessore delle mantellate e dello strato filtro, la dimensione dei massi utilizzati D_n , il relativo peso W e la distribuzione percentuale delle varie pezzature. Sono riportati inoltre il numero di *Iribarren* (*Surf parameter*) che permette di definire la formula da utilizzare in funzione del tipo di frangimento, il *CERC stability number* che definisce il valore del numero di stabilità per danno zero e il *Dutch stability number* che è il valore del numero di stabilità definito con le espressioni di *Van der Meer*. Nel nostro caso poiché il numero massimo di stabilità a

danno zero pari a 1.71 si conclude che la mantellata è stabile. Il *Dutch stability number* per livello di danno 2 è minore di 3.00 per si può concludere che la barriera è stabile.

4.2. VERIFICA CON LA FORMULA DI HUDSON – TESTATA PENNELLO

HUDSON						
Dimensionamento della mantellata						
$\gamma_m =$	2,60	(ton/m ³)	(peso specifico scogli naturali)			
$\gamma_w =$	1,03	(ton/m ³)	(peso specifico acqua di mare)			
$p =$	1 / 2	(pendenza mantellata)				
$\alpha =$	26,6 °	(inclinazione mantellata)				
$\cot(\alpha) =$	2,0	(scarpa mantellata)				
$n =$	2	(numero degli strati)				
$k =$	1,15	(coefficiente di strato)				
$D =$	0/5 %	(percentuale di danneggiamento)				
$k_D =$	2,5	(coefficiente stabilità di Hudson - onda				frangente))
$P =$	37%	(percentuale di vuoti)				
$N_s =$	1,71	(numero di stabilità)				
settore	tipo sez.	H_s (m)	W (ton)	D_n (m)	s (ml)	Nr/A
B	testata	3,93	8,91	1,51	3,47	637,36

Tabella 8 – Verifica del pennello – Metodo di Hudson – sezione di testata

5. CALCOLI DI VERIFICA DEL RIPASCIMENTO DI PROGETTO

5.1. CALCOLO DI STABILITA'

Nel presente capitolo si riportano i calcoli relativi del ripascimento previsto nel presente progetto secondo i criteri esposti di seguito.

Per definire la larghezza minima della spiaggia nel tratto di litorale interessato dal ripascimento è stato adottato il criterio di garantire che le strutture presenti al limite della spiaggia emersa non siano raggiunte dalla risalita dell'onda per mareggiate estreme caratterizzate da un tempo di ritorno di 50 anni; nel calcolo è stato considerato un innalzamento del livello medio del mare dovuto alla marea astronomica e meteorologica come calcolato nello studio idraulico marittimo.

Grazie all'applicazione di un modello matematico è stato possibile determinare l'altezza d'onda al frangimento.

Per la verifica di stabilità del ripascimento si è assunto quale valore di altezza d'onda quello frangente al piede del ripascimento posto a diverse profondità in funzione del tipo di intervento.

Il valore limite della pendenza media del profilo di equilibrio del ripascimento si esprime in funzione delle caratteristiche del moto ondoso incidente e delle dimensioni dei grani costituenti il ripascimento stesso, secondo la seguente relazione (*Kamphuis*, 1992):

$$m_f = 0.15\sqrt{wT / H}$$

dove:

- w = velocità di sedimentazione dei granuli in acqua ferma;
- H = altezza d'onda al frangimento;
- T = periodo.

Pertanto la pendenza limite è stata confrontata con quella di progetto, che è stata posta in funzione dei litorali e si è verificato che essa risultasse stabile sotto l'azione del moto ondoso incidente.

5.2. CALCOLO DEL PROFILO DI EQUILIBRIO

Se si ipotizza, in via assolutamente astratta, che il moto ondoso si presenti con le stesse caratteristiche per un periodo abbastanza prolungato nel tempo, è lecito immaginare che si svilupperà un profilo di spiaggia cosiddetto di "equilibrio".

Un'espressione frequentemente usata per la descrizione del profilo di equilibrio è quella di *Bruun* (1954):

$$h = Ay^{2/3}$$

in cui h è la profondità; y è la distanza dalla linea di spiaggia; A è un fattore dimensionale [$m^{1/3}$] che risulta dipendere soprattutto dalla granulometria dei sedimenti.

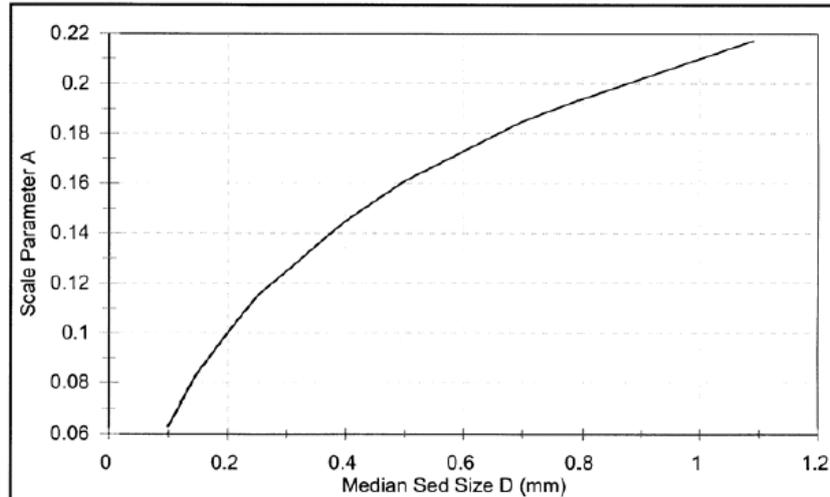


Figura 9 – Andamento del parametro A del profilo di equilibrio in funzione della granulometria (d_{50})

Il profilo calcolato attraverso il parametro A è mostrato in Figura 9. Come si osserva chiaramente dalla figura, la suddetta equazione non considera la presenza di barre e cavi, ma essa deve essere considerata come la migliore approssimazione di un profilo passante attraverso tali caratteristiche morfologiche del fondo.

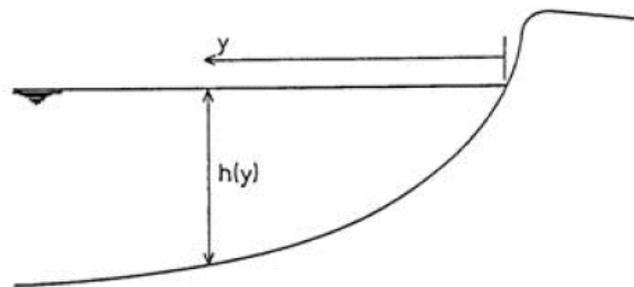


Figura 10 – Profilo di equilibrio (Bruun, 1954)

In natura, le condizioni del campo di moto sono in realtà in continua evoluzione, di conseguenza anche il profilo di spiaggia cambia continuamente, tendendo a raggiungere il profilo di equilibrio corrispondente. È evidente come il profilo d'equilibrio non possa essere mai raggiunto e che il concetto di profilo di equilibrio è una condizione ideale; sarebbe più corretto parlare di una sorta di equilibrio dinamico, in cui mediando su una scala temporale abbastanza estesa il profilo di spiaggia, lo stesso presenta con piccoli scostamenti lo stesso andamento.

In effetti, il profilo definito dalla legge di *Brunn* (1954) fornisce profondità crescenti indefinitamente con y . Ovviamente tale risultato è irrealistico; infatti, un profilo di spiaggia possiede una precisa profondità oltre la quale le condizioni del moto ondoso non producono effetti

sul fondo. In altre parole, i sedimenti possono muoversi avanti e indietro ma la profondità non varia più in maniera significativa.

Hallermeier (1981) introdusse a tal proposito il concetto di profondità di chiusura già ampiamente discusso in altri elaborati.

Il concetto di profilo di equilibrio torna particolarmente utile nei progetti di ripascimento. Infatti, come si evince dalla Figura 4, (da notare che con il pedice “N” si indicano le caratteristiche della sabbia pre-esistente o “*native sediments*”, mentre con il pedice “F” si indicano quelle della sabbia utilizzata per il ripascimento “*fill sediments*”) a seconda che la granulometria della sabbia utilizzata per il ripascimento sia più grossolana ovvero più fine di quella preesistente, possono realizzarsi tre diverse tipologie di profili. Detti profili, per mutazione dalla corrispondente terminologia anglosassone, sono chiamati “intersecanti”, “non intersecanti” e “sommersi”.

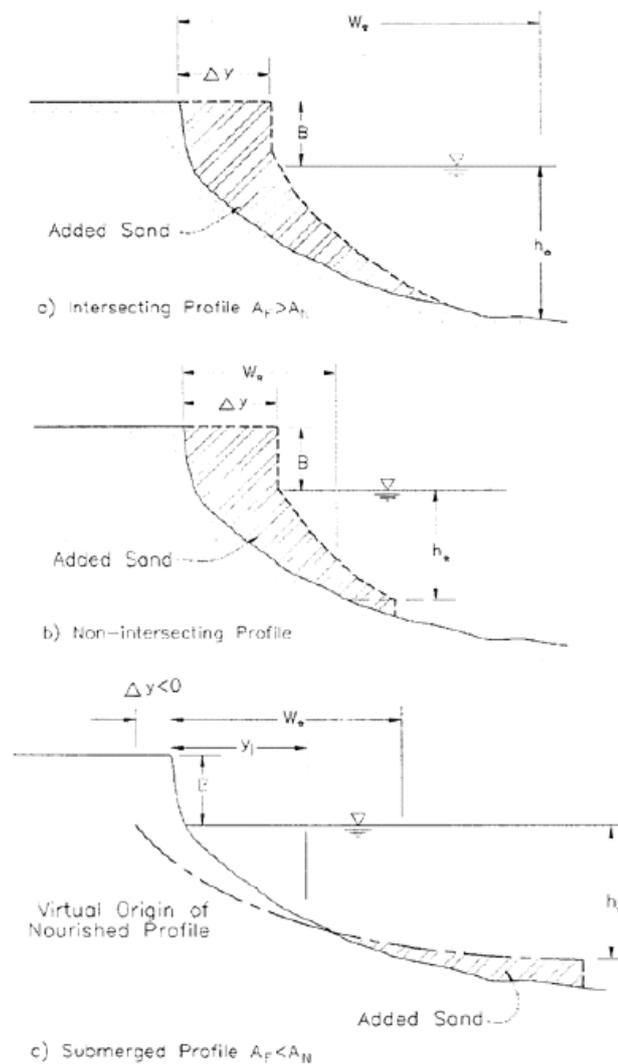


Figura 11 – Tipologie di profili di spiagge soggette a ripascimento (dall’alto vero il basso): (a) profilo intersecante; (b) profilo non intersecante; (c) profilo sommerso

Prima procedere è tuttavia opportuno introdurre i seguenti parametri adimensionali:

$$A' = A_F / A_N; \Delta y' = \Delta y / W^*; B' = B / h^*; V' = V / (BW^*)$$

in cui V indica il volume di sabbia apportato per unità di larghezza della spiaggia; B è l'altezza della berma ed h* è la profondità in cui il nuovo profilo si troverà in condizioni di equilibrio. Tale profondità, in generale, viene assunta pari alla profondità di chiusura. È importante infine notare che la distanza W* si basa sul fattore A_N, ossia quello relativo alla sabbia esistente in loco prima del ripascimento; infatti si ricava come:

$$W^* = (h^* / A_N)^{3/2}$$

L'importanza della granulometria si evince anche dalla Figura 11 in cui sono rappresentati quattro diversi profili, ciascuno caratterizzato da un medesimo valore di volume aggiunto per unità di larghezza, ma da A_F decrescenti (dall'alto verso il basso).

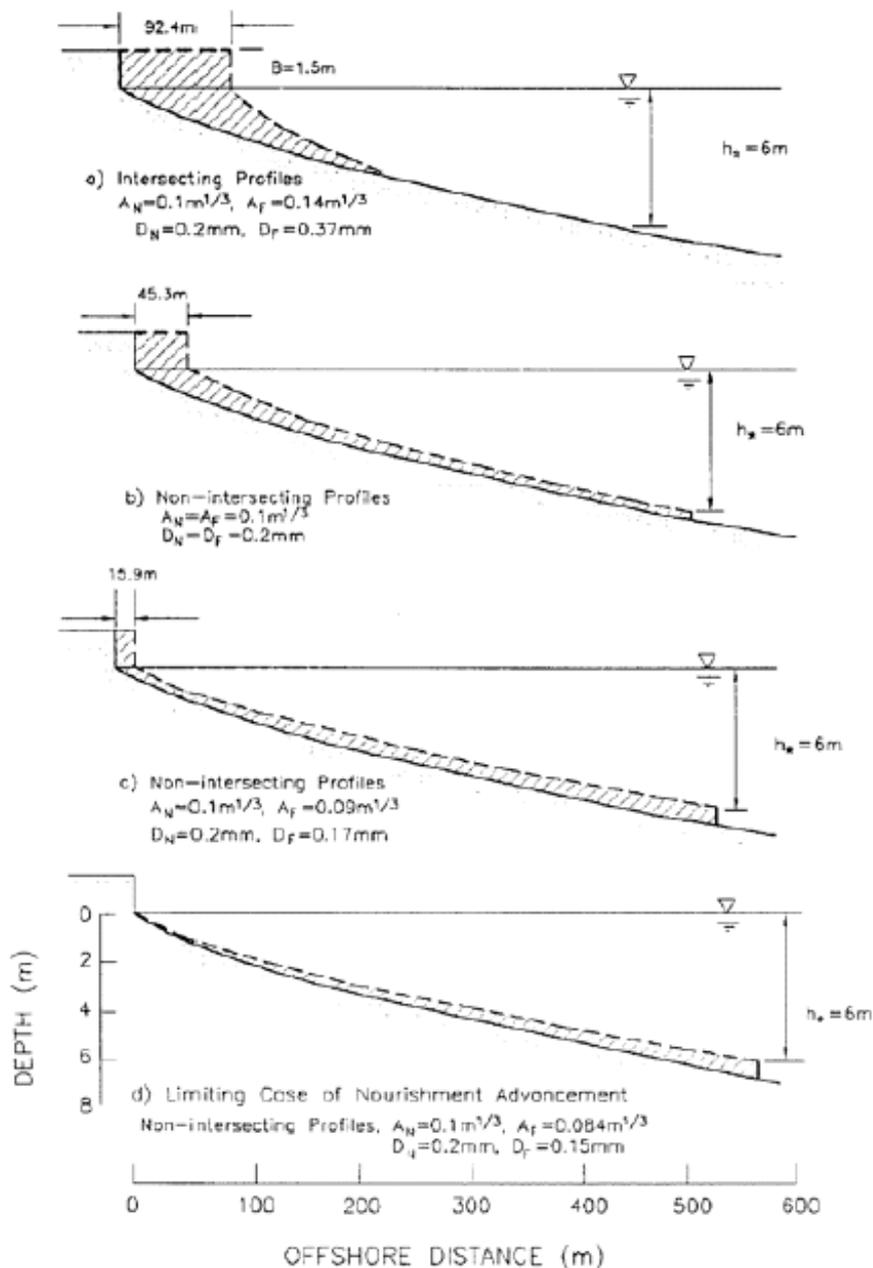


Figura 12 – Effetto del fattore AF sulla larghezza del ripascimento (Dean, 1991)

È possibile dimostrare che la larghezza della spiaggia emersa a seguito di ripascimento $\Delta y'$ può essere espressa in termini di tre grandezze adimensionali e precisamente:

$$\Delta y' = f(A' V' B')$$

Se si assume che il materiale utilizzato per il ripascimento è composto da una granulometria più grossa (o al più uguale) a quella della sabbia del posto, le relazioni che esprimono la condizione di intersezione o di non intersezione dei profili possono essere formulate come segue:

$$f' = \Delta y' + (1/A')^{3/2} - 1$$

se $f' < 0$, si hanno profili intersecanti, se $f' > 0$ si ottengono invece profili non intersecanti. Una volta che si è discriminato il caso di profili intersecanti o non intersecanti, è possibile determinare il volume adimensionalizzato corrispondente ad un avanzamento della spiaggia emersa pari a $\Delta y'$. Più precisamente, dando per scontato il fatto che la sabbia del ripascimento non è più piccola di quella del posto, nel caso di profili intersecanti si ha:

$$V1' = \Delta y' + \frac{3}{5B'} (\Delta y')^{5/3} \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{1}{A'}\right)^{3/2}\right]^{2/3}}$$

mentre per profili non intersecanti si ha:

$$V2' = \Delta y' + \frac{3}{5B'} \left\{ \left[\Delta y' + \left(\frac{1}{A'}\right)^{3/2} \right]^{5/3} - \left(\frac{1}{A'}\right)^{3/2} \right\}$$

Il caso di profilo sommerso non viene qui preso in considerazione poiché di scarso interesse applicativo.

La scelta del ripascimento deve essere innanzitutto motivata da considerazioni socio-economiche e inoltre bisogna porre attenzione non solo ai volumi di sabbia che bisogna apportare ma anche alla compatibilità dei sedimenti, compatibilità che deve essere accertata non solo da punto di vista geologico ma anche, specialmente per spiagge di interesse turistico, dal punto di vista cromatico.

5.3. RIPASCIMENTO PREVISTO NEL COMUNE DI CALOPEZZATI

Il progetto definitivo prevede versamento di circa 20.000 mc di materiale proveniente dagli scavi per l'imbasamento dei pennelli (in minima parte) e dalla scolmatura dell'alveo del fiume "Trionto". Il versamento verrà eseguito tra i pennelli di progetto, a sud del pennello P1 ed a nord del pennello P5 per ottenere il ripristino di una larghezza minima di spiaggia di 20 metri.

Dalle analisi delle curve granulometriche dei sedimenti dedotte lungo la spiaggia emersa e sommersa del tratto litoraneo in esame, è stato determinato un valore medio del diametro medio dei sedimenti, D_{50} , pari a 17.80 mm.

CALCOLO DELLA VELOCITA' DI SEDIMENTAZIONE (FALL VELOCITY)			
Dati caratteristici del fluido e delle particelle			
T° C	=	16	(temperatura dell'acqua)
ρ_w [g/m ³]	=	1.03	(densità dell'acqua)
ρ_s [g/m ³]	=	2.70	(densità delle particelle)
δ	=	2.62	(densità apparente)
ν [m ^{0.5} s]	=	1.11E-06	(viscosità cinematica)
d50	=	17.8 mm	(diametro medio delle particelle)
Calcolo della velocità di sedimentazione (Stokes)			
Wf =		252.3004 m/sec	
Calcolo della velocità di sedimentazione (Rubey)			
F =		0.7900	(se d ₅₀ > 1 mm F = 0.79)
Wf =		0.4204 m/sec	
Calcolo della velocità di sedimentazione (Van Rijn)			
Wf =		0.5315 m/sec	
Calcolo della velocità di sedimentazione			
Wf =		84.4174 m/sec	
CALCOLO DELLA PENDENZA DI PROGETTO			
H		3.00 m	(altezza d'onda al frangimento)
T		7.13 s	(periodo onda)
Wf		84.4174 m/sec	(velocità sedimentazione)
d50		17.8 mm	(diametro medio delle particelle)
mf		2.125	(pendenza limite)
mp		0.333	(pendenza progetto)
		OK	

Figura 13 – Calcolo di verifica stabilità del ripascimento

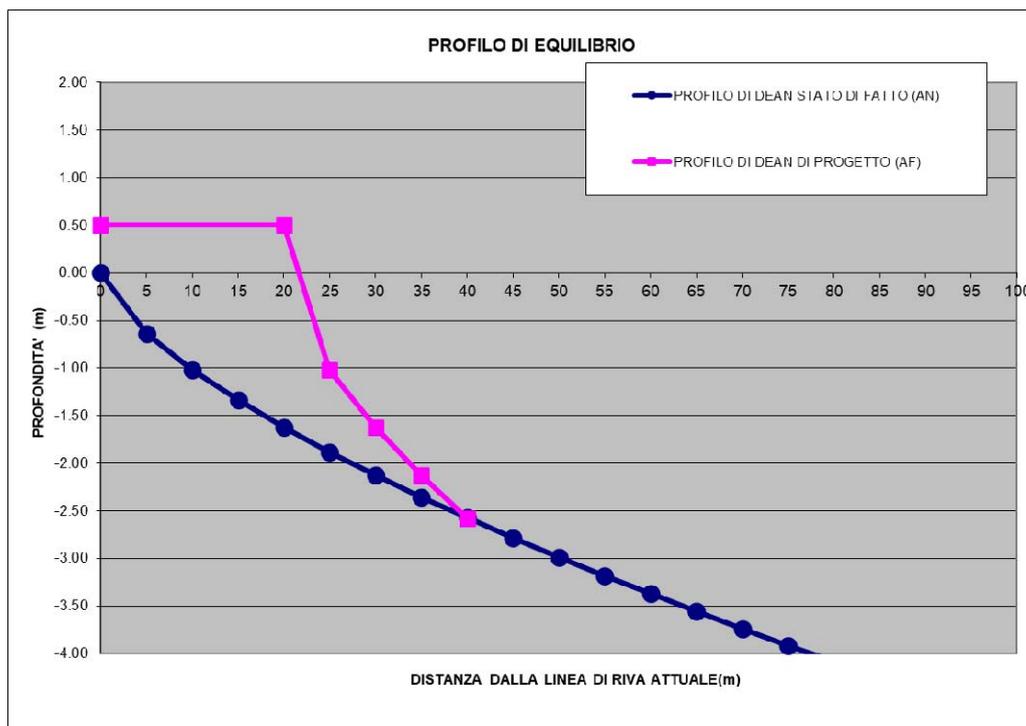


Figura 14 – Andamento del profilo di equilibrio