

Sui fenomeni di tracimazione, filtrazione e sovrizzo per opere di difesa longitudinale a cresta bassa

Piero Ruol¹, Luca Martinelli², Barbara Zanuttigh²,
Lorenzo Cappietti³, Diego Vicinanza⁴, Alberto Faedo⁵

¹ Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale, Geotecnica (IMAGE) - Università di Padova, Via Ognissanti, 39 - 35129 Padova. Tel.: +39 049 8277905, Fax: +39 049 8277988, E-mail: piero.ruol@unipd.it

² Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque, del Rilevamento, del Territorio (DISTART) - Università di Bologna, Viale Risorgimento 2 - 40136 Bologna, Tel.: +39 051 2093745, Fax: +39 051 6448346, E-mail: luca.martinelli@mail.ing.unibo.it, barbara.zanuttigh@mail.ing.unibo.it

³ Dipartimento di Ingegneria Civile (DIC) - Università di Firenze, Via S. Marta, 3 - 50139 Firenze. Tel.: +39 055 4796316, Fax: +39 055 495333, E-mail: cappietti@dicea.unifi.it

⁴ Dipartimento di Ingegneria Civile (DIC) - Seconda Università di Napoli - Via Roma n.29 - 81031 Aversa, Caserta. Tel.: +39 081 5010245, Fax: +39 081 5037370, E-mail: diego.vicinanza@unina2.it

⁵ Technital S.p.A., Via Cattaneo, 20 - 37121 Verona. Tel.: +39 045 80 53 689, Fax: +39 045 8011558, E-mail: a.faedo@technital.it

Riassunto

Questo articolo descrive i processi di tracimazione dell'onda, filtrazione e sovrizzo in presenza di opere longitudinali a cresta bassa; presenta i risultati di alcune prove sperimentali, eseguite nei canali ad onde dei laboratori marittimi delle Università di Padova e di Firenze, finalizzate allo studio del legame di tali processi; fornisce uno stato dell'arte e un confronto delle più accreditate formule di letteratura con il database a disposizione.

Tracimazione e filtrazione, in caso di opere a cresta bassa, sono condizionate dal grado di confinamento laterale: se il confinamento è totale, come per un modello in canaletta o una barriera indefinitamente lunga, la portata entrante netta è nulla ed il sovrizzo dovuto alla tracimazione (o *piling up*) è massimo; viceversa, per varchi molto ampi, il sovrizzo tende a zero ed è la portata entrante netta a tendere al valore massimo.

Il principale contributo delle prove sperimentali è relativo alle opere emerse e consiste nell'aver evidenziato che il rapporto fra il sovrizzo e la portata netta è lineare e che le due descritte condizioni limite di confinamento sono sufficienti a caratterizzare la portata entrante netta in tutte le altre situazioni. La funzione può parimenti essere ricavata da formule empiriche che quantificano la portata massima e la filtrazione.

Nel caso di opere sommerse, la tracimazione è di difficile valutazione e non sussistono a tutt'oggi formule accurate. In questo caso è proposto un metodo per stimare il sovrizzo in condizioni completamente confinate, sfruttando il bilancio della quantità di moto, e uno per valutare la tracimazione sulla base della formula dello stramazzo, considerando come forzante la differenza fra il sovrizzo massimo e quello effettivo.

Parole chiave: scogliera, cresta bassa, tracimazione, filtrazione, sovrizzo per tracimazione.

Abstract

This paper describes wave overtopping, filtration and piling up processes induced by low crested structures. Application of the mass balance to the protected area forces the net overtopping, i.e. the difference between overtopping and filtration, to equal the return flows through gaps. The opposite fluxes may be represented by two functions of piling up, whose intersection defines the equilibrium of mass fluxes.

The present paper describes the first of these functions; the quantification of the flow returning off-shore through gaps may be described in detail by the available numerical modelling.

Wave flume experimental investigation of the relation between overtopping and piling up were carried out in Padua and Florence Universities, by varying the recirculation discharge.

Overtopping and filtration are, in the case of low crested structures, strongly affected by the degree of lateral confinement: for total confinement, like in a flume or for an indefinitely long barrier, the total inward directed discharge is null and piling up is maximum; conversely, in presence of wide gaps, piling up is small and the discharge tends to its maximum value.

The main results of the experimental investigation are limited to the structures with an emerged crest: in this case the net overtopping is linearly dependent on piling up and the two limit cases of lateral confinement, above described, are sufficient to fully describe all the other conditions. The two limit responses, and thus the entire function, can be derived either experimentally or by theoretical formulae concerning overtopping and filtrations. The most recent procedures are reported and discussed. In the case of submerged structures, up to date there are no consolidated methods for the quantification of overtopping. In this paper a procedure to evaluate piling up in totally confined conditions, based on momentum balance, is suggested, and a simple tool to assess the overtopping on the basis of the difference between actual and maximum piling up, following the weir analogy is also presented. Submerged conditions are less critical than emerged ones, since their numerical modelling is simpler.

Keywords: breakwater, low crest, overtopping, seepage, piling-up.

Simboli

α	Pendenza del paramento lato mare
α_f, β_f	Coefficienti dell'equazione di Forchheimer (eq.1)
β	Obliquità delle onde
γ	Indice di frangimento, indice in condizioni di frangimento incipiente
$\gamma_f, \gamma_b, \gamma_b$	Coefficiente riduttivo per effetto scabrezza, larghezza berma, obliquità
δ_h	Sovralzo (funzione del grado di confinamento)
$\delta_{h,max}$	Sovralzo in condizioni di completo confinamento laterale
δ_{he}	Sovralzo in condizioni di assenza di filtrazione
δ_m	Aliquota di sovrarzo dovuto alla quantità di moto
δ_q	Aliquota di sovrarzo dovuto al flusso di ritorno
θ	Direzione dell'onda
λ	Fattore di scala
λ_F	Coefficiente riduttivo per effetto un piccolo bordo libero
ξ_m, ξ_o	Numero di Iribarren basato sul periodo medio, di picco
Π	Reazione vincolare
σ	Dispersione direzionale delle onde
τ_b	Attrito al fondo
B	Larghezza della barriera
B_1, B_2	Coefficienti di regressione
B_{eq}	Larghezza della struttura (valore equivalente)
C	Coefficiente di regressione
C_m	Coefficiente di massa aggiunta
D_{15}	Diametro relativo al 15% del passante in peso
D_{n50}	Diametro mediano nominale dei massi
F	Bordo libero (altezza della cresta rispetto al medio mare)
h	Fondale davanti alla struttura
h^*	Parametro di frangimento
H_{mo}	Altezza significativa al largo (ottenuta da analisi spettrale)
H_{moi}	Altezza significativa incidente
H_s	Altezza significativa
I	Pendenza motrice
k_1	Parametro di posizione
k_2	Parametro di forma
N_o, N_t	Numero delle onde, numero delle onde che tracimano
n	Porosità
p	Permeabilità della struttura
P_t	Probabilità di tracimazione
q	Portata media di tracimazione per unità di larghezza della struttura
q_r	Portata ricircolata
$q_{r,max}$	Portata ricircolata in condizioni di sovrarzo nullo
q_{out}	Portata di filtrazione (stima indiretta)
R_u	Risalita ondosa
R_{us}	Risalita ondosa significativa
R_{ut}	Risalita ondosa che genera tracimazione
s, s_b	sovrarzo per frangimento (in assenza di strutture)
s_{om}	Ripidità media dell'onda
T_p	Periodo di picco
u	Velocità locale
u_f	Velocità d'attrito
\bar{u}	Velocità media
\tilde{u}	Componente oscillatoria della velocità
P	Spinta idrostatica
R	Tensore di radiazione
T	Sforzo di taglio
V	Volume medio di tracimazione
X, Y, Z	Costanti dell'equazione di Forchheimer, che dipendono dalla porosità, dalla viscosità, e dalle dimensioni, classificazione, orientazione e forma dei massi.

Introduzione

Le opere di difesa a cresta bassa, o tracimabili, vengono sempre più frequentemente usate, a causa del loro minore impatto visivo rispetto alle opere emerse, negli interventi per proteggere arenili in erosione o per prolungare la vita tecnica di ripascimenti “protetti”.

Lo studio del comportamento di tali opere è, pertanto, un tema di crescente interesse nell'Ingegneria Costiera, anche alla luce degli insuccessi (incremento del fenomeno erosivo) di taluni di questi interventi (Mancinelli et al., 2005); gli esiti negativi vanno certamente addebitati alla non chiara interpretazione dei complessi fenomeni idrodinamici (e della conseguente evoluzione morfologica) che tali strutture inducono.

Le scogliere di tipo “tradizionale” sono alte, tracimate solo da alcune onde, e generalmente caratterizzate dalla presenza di un nucleo poco permeabile, per cui le portate trasmesse oltre le stesse raggiungono complessivamente valori modesti, quantificabili con buona approssimazione tramite le collaudate espressioni proposte in letteratura (e.g. Van der Meer e Janssen, 1995). Non vi è significativa differenza nel livello medio dell'acqua davanti e dietro le barriere e le formule di tracimazione assumono implicitamente che tale dislivello sia nullo.

Le stesse espressioni non sono tuttavia applicabili alle strutture a cresta bassa, che sono tracimate dalla maggior parte delle onde, sono altamente permeabili, soprattutto nella porzione più emersa, ed i valori di portate trasmesse possono essere di uno o più ordini di grandezza superiori rispetto alle strutture tradizionali. L'abbondante tracimazione comporta, generalmente, un significativo innalzamento del livello medio mare tra le scogliere e la spiaggia, detto sovrizzo per tracimazione, che si oppone alla portata entrante forzandone il ritorno verso il largo.

Il sovrizzo suddetto rende conto dell'accumulo dovuto alla tracimazione a tergo delle opere, in prossimità di queste; esso non coincide con il sovrizzo per frangimento, crescente sino a riva, che è dovuto unicamente alla spinta idrodinamica perpendicolare alla costa e caratterizza la variazione del livello medio lontano dalle strutture. La letteratura inglese distingue i due fenomeni indicandoli rispettivamente con i termini di *piling up* e *set up*. Nel seguito con il termine sovrizzo ci si riferisce al primo di questi meccanismi.

La portata entrante è condizionata dal grado di confinamento laterale: se il confinamento è totale, come per un canale sperimentale o per una barriera indefinitamente lunga, la portata entrante netta è nulla ed il sovrizzo è massimo; viceversa per varchi molto ampi, la portata entrante netta tende al valore massimo e non vi è accumulo a tergo delle barriere.

La Figura 1 presenta, per un grado di confinamento intermedio, la circolazione sul piano orizzontale evidenziando tutti i flussi in gioco, diretti verso l'area protetta ed uscenti da questa.

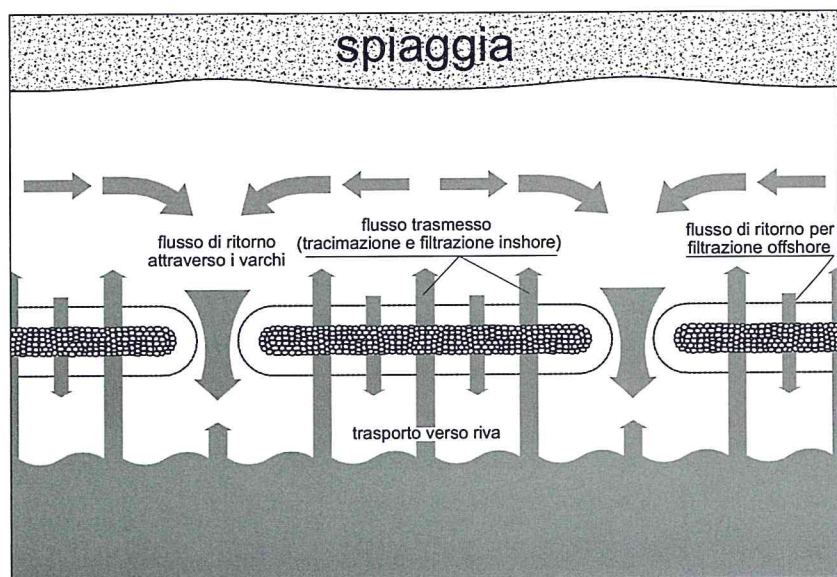


Figura 1 - Schema dell'interazione onde-struttura in corrispondenza di una scogliera a cresta bassa.

Il bilancio di massa nella zona protetta impone che la portata entrante netta, pari alla differenza fra la tracimazione e la filtrazione, uguagli il ritorno attraverso i varchi. I due flussi opposti possono essere descritti come due funzioni del sovralzo, la cui intersezione individua il valore di portata che soddisfa la conservazione della massa. La Figura 2 esemplifica tali funzioni riportando in ascissa ed ordinata la portata ed il sovralzo, come d'uso nei diagrammi che forniscono la curva della pompa (la portata netta entrante) e la curva d'impianto (la portata uscente dai varchi).

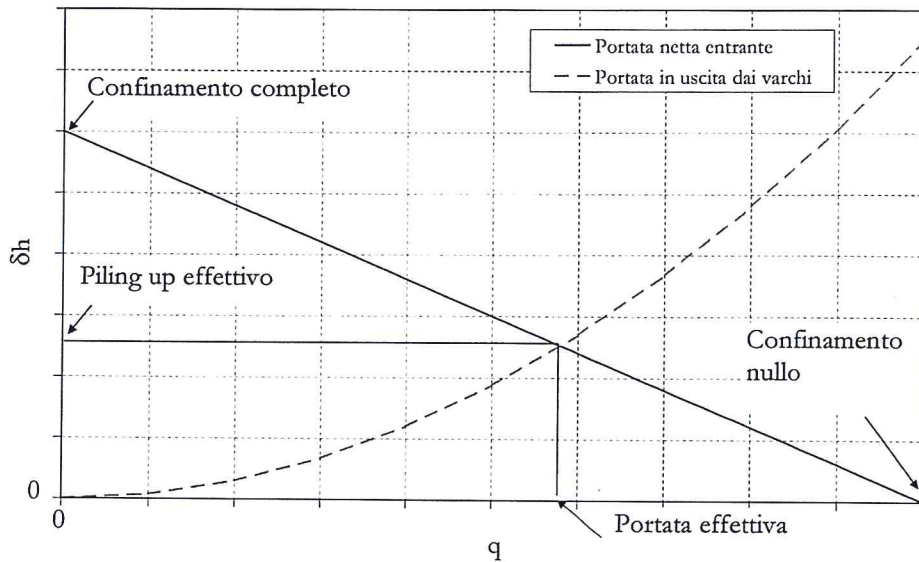


Figura 2 - Relazione fra sovralzo e portata netta entrante ed uscente dall'area protetta.

Un primario obiettivo di questo lavoro è descrivere la prima di queste funzioni, ovvero quantificare la portata entrante netta, nelle sue componenti di tracimazione e filtrazione, al variare del sovralzo. La portata netta diretta verso l'area protetta può convenientemente essere descritta mediante prove di laboratorio in canale ad onde, quali quelle effettuate presso due laboratori marittimi delle Università degli Studi di Padova e di Firenze, modificando la portata di ricircolo.

Il ritorno attraverso i varchi è, invece, legato alla resistenza al moto complessiva, problema che generalmente è affrontato con modelli idrodinamici bidimensionali, non è specifico delle strutture a cresta bassa e pertanto non viene trattato nel dettaglio.

Nel seguito vengono descritte le prove sperimentali e presentati i risultati inerenti ai vari processi che influenzano la portata netta entrante nella zona protetta, separando la risposta delle opere emerse da quella delle opere sommerse.

Un contributo importante di questo lavoro consiste nell'aver verificato che in laboratorio per strutture emergenti o, al limite, con cresta allo stesso livello del pelo libero, la portata entrante netta è linearmente dipendente dal sovralzo. In tali condizioni, si è osservato che la tracimazione è pressochè costante, indipendente dal livello medio, mentre la portata di filtrazione ne dipende linearmente. La linearità di questo legame è stata giustificata teoricamente, sulla base della formula di Forchheimer. In sostanza per conoscere la funzione "portata entrante" basta conoscere due coppie di valori: per esempio la portata massima di tracimazione, che si ha a sovralzo nullo, ed il sovralzo massimo, che si ha in condizioni confinate (portata netta nulla). In assenza dei valori sperimentali, è possibile stimare, con formule specifiche per opere a cresta bassa, la tracimazione (costante) e la funzione di filtrazione.

Per opere sommerse è molto più complesso stimare la portata di tracimazione che, inoltre, non è più lecito considerare indipendente dal sovralzo: sopra la struttura infatti si alterna il passaggio dell'onda frangente, che trasporta acqua verso la spiaggia (funzione dell'entità del frangimento), ed il flusso di ritorno verso il largo. Al momento, non sono disponibili in letteratura formule accurate per la stima della tracimazione netta.

D'altro canto, se la sommergenza è significativa, il sovrizzo può essere stimato direttamente da un bilancio della quantità di moto attraverso la barriera. Verrà fornito un metodo, supportato da un confronto con esperimenti di laboratorio, per la stima del sovrizzo in condizioni totalmente confinate. Per descrivere approssimativamente la tracimazione in caso di struttura sommersa, è richiamato lo schema a stramazzo di Fredsoe e Deigaard (1992) che assume come forzante idraulica la differenza fra il sovrizzo reale e quello massimo.

Prove sperimentali

Sono state eseguite due serie di prove sperimentali che hanno analizzato strutture emergenti e a zero *freeboard*.

La prima serie di prove è stata svolta nel canale del laboratorio marittimo del Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica (IMAGE) dell'Università di Padova, avente lunghezza di 36 m e larghezza di 1.0 m e pendenza del fondale pari ad 1:50. La seconda serie è stata svolta nel canale del Laboratorio del Dipartimento di Idraulica Costiera (DIC), dell'Università di Firenze, avente lunghezza di 47 m, larghezza di 0.8 m e pendenza del fondo pari a 1:100.

Le strutture rappresentate non si riferiscono ad un prototipo preciso; gli autori le considerano semplici schematizzazioni di opere tipiche, in rapporto di scala 1:20. Le prove sono state eseguite riproducendo onde irregolari con altezza significativa compresa tra 2.4 e 15.5 cm e periodi di picco tra 0.9 e 2.2 s.

La sezione trasversale è indicata qualitativamente in Figura 3 e le diverse configurazioni sono identificate in Tabella 1.

I canali sono dotati di un sistema di pompaggio che consente il ricircolo forzato a tergo della scogliera.

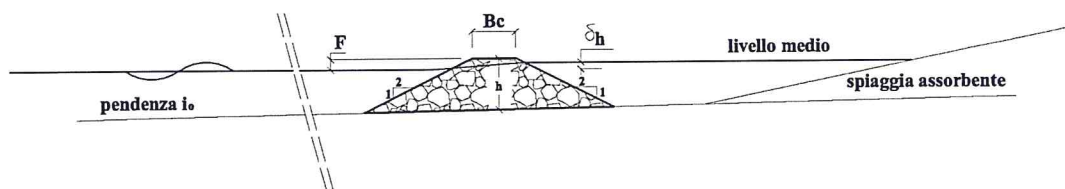


Figura 3 - Schema della sezione trasversale simulata (i valori sono dati in Tabella 1).

Tabella 1 - Tipologie di barriere studiate in prove su canale a Padova e Firenze.

Barriera	h [cm]	B _c [cm]	F [cm]	i _o
AE Padova	-20	20	+5.0	1:50
AE Firenze	-20	20	+5.0	1:100
D0 Firenze	-20	40	+0.0	1:100

I tests hanno fornito la misura del sovrizzo che si determina al variare della portata di ricircolo. A pompe disattivate, il sovrizzo è massimo tutta la portata tracimata filtra attraverso la struttura. Man mano che aumenta la portata di ricircolo, la frazione della tracimazione che deve tornare al largo attraverso la struttura diminuisce, e così diminuisce il sovrizzo che si produce. Al limite, quando la portata di tracimazione corrisponde alla portata ricircolata, il sovrizzo ed il ritorno per filtrazione sono nulli.

Per poter valutare l'entità delle portate di filtrazione lungo la verticale, le prove di Padova sono state ripetute per tre diverse configurazioni della scogliera, ovvero oltre alla configurazione iniziale, in cui si è riprodotta una struttura totalmente permeabile, si sono studiate altre due configurazioni per le quali è stato posto un setto impermeabile lungo il paramento lato riva che dal fondo raggiungeva rispettivamente la quota 0.0 e la quota della cresta della scogliera.

I risultati delle diverse configurazioni sono descritti in Ruol et al. (2003), e per brevità saranno in parte rappresentati in forma grafica insieme ai risultati di altre prove descritte nel seguito (Fig. 6).

Vengono presentate con maggior dettaglio le prove di Firenze, che non sono riportate in altra sede; Cappiotti et al. (2004) forniscono alcune analisi preliminari basate su tali prove.

Per l'esecuzione delle prove, il canale marittimo di Firenze è stato dotato di un sistema di ricircolo bidireziona-

le con la capacità di 25 l/s e di un misuratore di portata con accuratezza 0.15%. Il sistema di presa dell'impianto di ricircolo è costituito da una griglia forata posta a tergo della barriera. Uno schema dell'impianto è riportato in Figura 4. Le differenze rispetto all'impianto del laboratorio di Padova sono minime e non sostanziali. Per le acquisizioni dei dati di moto ondoso, dei livelli medi della superficie e delle velocità sono state utilizzate 15 sonde resistive, 4 piezometri collegati tra loro sopraflutto ed altrettanti sottoflutto con livello monitorato da punte piezometriche (6 piezometri), 2 trasduttori di livello laser, 2 velocimetri acustici *doppler* (di cui uno interno alla barriera per misurare le velocità di filtrazione) ed 1 micromulinello, posto a livello della cresta, per misurare la velocità dell'onda che sormonta la barriera. Uno schema del posizionamento degli strumenti è riportato in Figura 5.

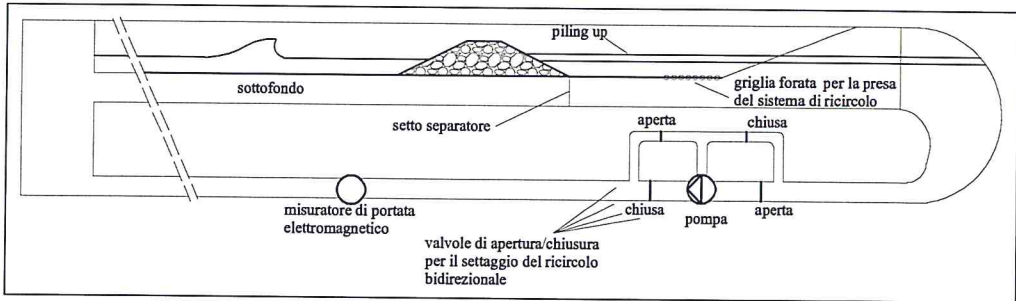


Figura 4 - Caratteristiche geometriche della sezione trasversale e messa a punto del modello di Firenze.

Sono stati generati 5 diversi spettri d'onda di tipo JONSWAP, caratterizzati dal fattore di picco pari a $\gamma = 3.3$. Il software di generazione di moto ondoso è stato sviluppato secondo la tecnica *Deterministic Spectral Amplitude (DSA)*, Cappietti (2003). Per ogni barriera, la maggior parte degli attacchi ondosi è stata riprodotta due volte, a distanza di una settimana.

Durante i test sono stati riprodotti attacchi ondosi caratterizzati da altezza significativa H_{mo} compresa tra 5 e 15 cm e periodi di picco T_p tra 1.0 e 2.6 s.

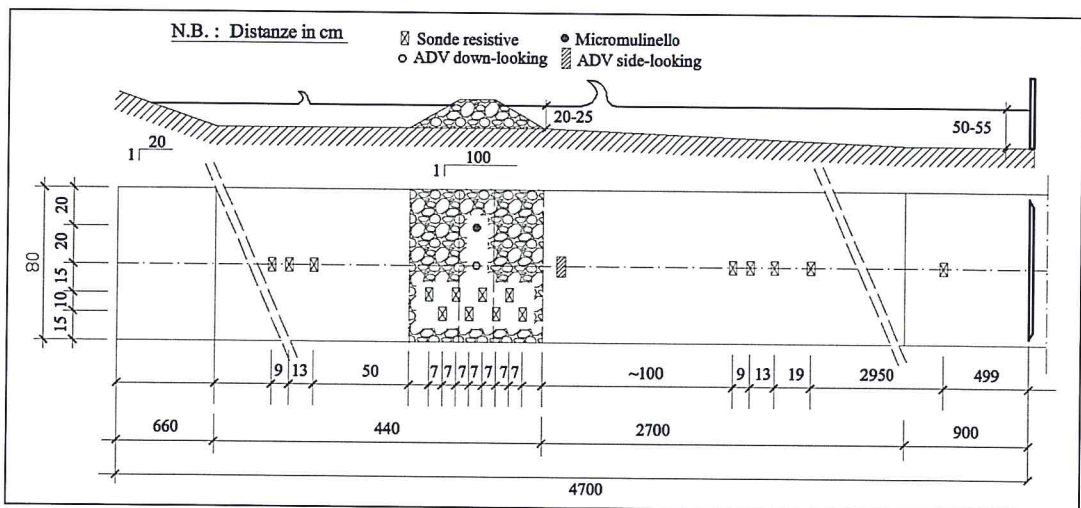


Figura 5 - Posizionamento delle sonde utilizzate in canale a Firenze.

Durante ogni attacco ondoso, della durata di 120 minuti, è stata variata la portata di ricircolo da zero fino al valore che approssimativamente annullava il sovralzo (letto ai piezometri durante la prova). Per ogni esperimento, la regolazione della portata di ricircolo è stata effettuata 6 volte in modo da avere intervalli di 20 minuti (pari ad almeno circa 500 periodi di picco per ogni attacco ondoso) che, sulla base di indagini preliminari, sono stati ritenuti necessari per il raggiungimento del massimo livello di sovralzo potenziale. Gli esperimenti eseguiti nel laboratorio

di Firenze hanno confermato l'evidenza sperimentale osservata a Padova, ossia che il sovrizzo ha un andamento decrescente in funzione della portata di ricircolo, secondo una legge sensibilmente lineare, e l'analisi dei dati, effettuata considerando gli ultimi 5 minuti (120 periodi di picco) di acquisizione, ha fornito i valori di sovrizzo, della portata di ricircolo e filtrazione riportati in Tabella 2.

Per facilità di consultazione, in analogia con la tabella che riporta i risultati dei test di Padova (Ruol et al., 2003), nell'ultima colonna della tabella è riportato il valore q_{out} non direttamente misurato. Esso rappresenta la filtrazione ed è stato ottenuto come differenza fra la portata ricircolata in condizioni di sovrizzo nullo ($q_{r,max}$) e quella effettiva (q_f).

In tabella compaiono anche valori negativi di sovrizzo, in quanto durante le prove è stata forzata una portata di ricircolo troppo grande, ovvero maggiore della portata entrante. Tali valori non sono realistici in natura, ove il ricircolo è naturale e indotto dal sovrizzo stesso.

Per ogni prova è stata riportata in Figura 6 la curva che lega la portata di ricircolo q_r con il sovrizzo δ_f . La portata di ricircolo q_r è necessariamente pari alla portata netta entrante nella zona protetta dalla barriera. Come nel caso dei test eseguiti a Padova, il legame fra tali valori è risultato lineare a parità di condizioni ondose. La figura riporta anche i risultati ottenuti dalle prove sperimentali eseguite sulla configurazione "permeabile" studiata a Padova.

Tabella 2 - Risultati ottenuti dagli esperimenti eseguiti a Firenze.

F	Prova	H _{moi}	T _p	δ _h	q _r	q _{out}				
[cm]	[n°]	[cm]	[s]	[cm]	[l/s/m]	[l/s/m]				
+5.0	1	1.06	1.00	0.08	0	0.36				
				0	0.36	0				
				-0.08	0.6	-0.24				
				-0.16	1.09	-0.73				
				-0.34	1.75	-1.39				
				-0.57	2.44	-2.08				
				-0.6	2.55	-2.19				
+5.0	2	3.88	1.50	0.71	0	2.13				
				0.56	0.37	1.76				
				0.37	1.04	1.09				
				0	2.13	0				
				-0.12	2.57	-0.44				
				-0.4	3.23	-1.09				
				-0.5	3.7	-1.57				
+5.0	3	7.52	1.50	1.23	0	4.4				
				1.07	0.92	3.47				
				0.84	1.16	3.24				
				0.76	1.59	2.81				
				0.47	2.41	1.99				
				0.14	4.07	0.32				
				0	4.4	0				
+5.0	3bis	7.85	1.50	1.23	0	3.53				
				0.94	1.25	2.28				
				0.35	2.55	0.98				
				0.03	3.5	0.03				
				0	3.53	0				
				-0.32	3.95	-0.42				
				-0.45	5.02	-1.5				
+5.0	4	8.34	1.80	1.3	0	4.31				
				0.91	0.95	3.36				
				0.61	2.11	2.2				
				0.3	2.81	1.5				
				0.14	4.32	-0.01				
				0.14	3.6	0.71				
				0	4.31	0				
+5.0	4bis	7.77	1.80	1.2	0	3.82				
				0.81	1.25	2.57				
				0.61	2.27	1.54				
				0.13	2.82	0.99				
				0.09	3.5	0.32				
				0.07	3.81	0				
				0	3.82	0				
+5.0	5	8.74	2.60	1.49	0	3.74				
				0.93	0.84	2.9				
				0.6	1.64	2.1				
				0.39	2.09	1.65				
				0	3.74	0				
				0	2.51	1.23				
				-0.12	4.97	-1.24				
+5.0	5bis	8.31	2.60	1.44	0	4.65				
				0.84	1.1	3.55				
				0.68	2.1	2.55				
				0.35	3.56	1.09				
				0	4.65	0				
				-0.07	5.64	-0.99				
				-0.29	4.88	-0.23				
0.0	1	1.01	1.00	0.15	0	2.76				
				0.1	0.97	1.78				
				0.07	1.34	1.42				
				0.06	0.37	2.38				
				0.04	0.71	2.05				
				0	2.76	0				
0.0	2	4.07	1.50	1.04	0	4.12				
				0.81	0.63	3.49				
				0.67	1.31	2.8				
				0.4	2.16	1.95				
				0.1	3.19	0.93				
				0	4.12	0				
				-0.22	5.44	-1.32				
				0.0	2bis	4.21	1.50	1.08	0	4.41
								0.76	1.15	3.26
								0.6	2.02	2.38
								0.32	2.92	1.48
								0	4.41	0
-0.01	4.07	0.33								
-0.05	4.97	-0.57								
0.0	3	7.05	1.50					1.82	0	7.1
								1.79	0.63	6.48
								1.36	1.6	5.5
								1.32	2.11	4.99
								0.88	3.49	3.62
				0.32	6.01	1.09				
				0	7.1	0				
				0.0	3bis	6.74	1.50	1.8	0	7.57
								1.63	1.31	6.26
								1.29	2.25	5.32
								1.08	3.3	4.27
								0.47	5.12	2.45
0.25	6.82	0.75								
0	7.57	0								
0.0	4	8.07	1.80					1.68	0	6.95
								1.31	1.25	5.7
								1.18	2.05	4.9
								0.86	2.56	4.38
								0.66	3.84	3.11
				0.09	6.86	0.08				
				0	6.95	0				
				0.0	4bis	7.86	1.80	1.75	0	5.07
								1.5	1.14	3.93
								1.23	1.99	3.08
								0.7	3.3	1.77
								0.18	4.6	0.47
0	5.07	0								
-0.39	5.94	-0.87								
0.0	5	8.15	2.60					1.85	0	8.67
								1.43	1.14	7.53
								1.37	0.66	8
								1.33	2.19	6.48
								0.93	3.36	5.3
				0.49	6.37	2.29				
				0	8.67	0				
				0.0	5bis	8.52	2.60	1.82	0	5.27
								1.15	1.14	4.13
								0.66	3.17	2.1
								0.21	4.22	1.05
								0	5.27	0
-0.17	6.7	-1.43								
-0.28	5.45	-0.18								

Il risultato sperimentale si interpreta agevolmente considerando una portata di tracimazione costante, funzione della geometria e delle caratteristiche ondose, e una portata di filtrazione (diretta in verso opposto, ossia verso il generatore) che dipende linearmente dal sovrizzo. Si riscontra appieno quanto presentato nell'introduzione: quando la portata di ricircolo è nulla, il sovrizzo è massimo e genera una filtrazione pari alla tracimazione. Emerge inoltre che il sovrizzo ha un andamento linearmente decrescente in funzione della portata di ricircolo. Il motivo per cui la serie di dati sono così simili dipende dal fatto che non solo la geometria, ma anche la permeabilità delle strutture usate a Padova e Firenze sono simili (massicciata delle stesse dimensioni, eseguita con materiale di pezzatura di circa 4 cm).

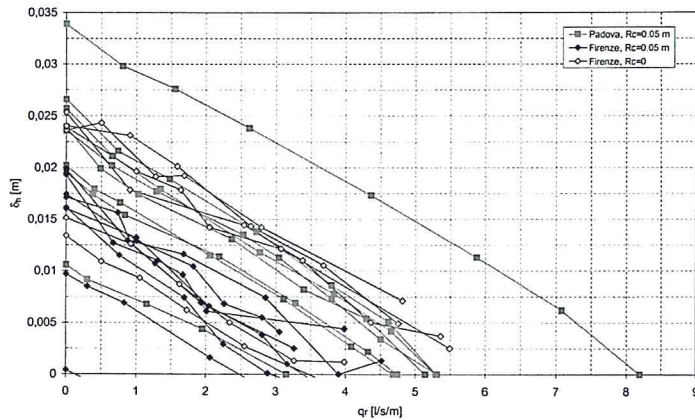


Figura 6 - Relazione tra portata netta entrante (q_r) e livelli di *pilig-up* (δ_h).

Per portate di ricircolo via via crescenti (condizione che rappresenta varchi via via più ampi tra le barriere), la portata diretta verso il largo per filtrazione è minore, e quindi lo è il sovrizzo. Al limite, quando la portata di ricircolo è identicamente uguale alla portata di tracimazione, la filtrazione ed il sovrizzo sono nulli. Per definire la curva, è allora sufficiente conoscere due coppie di valori: per esempio il sovrizzo a portata di ricircolo nulla (e conseguente sovrizzo $\delta_{h, \max}$), corrispondente alla situazione di scogliera infinitamente lunga, e la portata che fornisce il valore nullo del sovrizzo, corrispondente alla portata di tracimazione netta che si realizza nel caso di una scogliera isolata (100% del flusso di ritorno attraverso i varchi).

Tali coppie di valori sono di fatto identificabili con un solo punto: la Figura 7 riporta in ascissa i valori della portata massima di tracimazione $q_{r, \max}$ (ossia della portata di tracimazione a sovrizzo nullo), ed in ordinata i valori di sovrizzo massimo $\delta_{h, \max}$ (corrispondenti alla portata nulla di tracimazione).

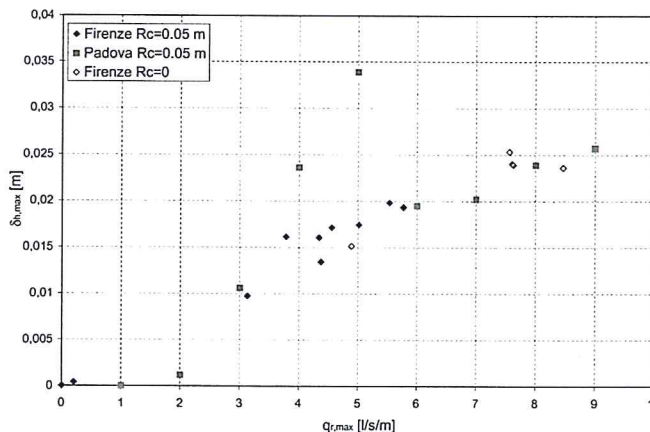


Figura 7 - Risultati sperimentali: sovrizzo δ_h dietro l'opera in funzione della portata di tracimazione netta q_r .

Filtrazione

Come accennato in precedenza, nella valutazione delle portate trasmesse on/off-shore attraverso un'opera altamente permeabile, riveste un ruolo di primaria importanza la determinazione dei flussi di filtrazione attraverso la struttura stessa.

Tale valutazione può basarsi sull'equazione di Forchheimer riportata, ad esempio, da Van Gent (1993):

$$I = \frac{X u}{D_{n50}^2} + \frac{Y u |u|}{D_{n50}} + Z \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\alpha_f \nu}{g} \left(\frac{1-n}{n D_{n50}} \right)^2 \frac{u}{n} + \frac{\beta_f}{g} \frac{1-n}{n D_{n50}} \frac{|u|}{n^2} + \frac{n + C_m(1-n)}{g} \frac{\partial u}{n \partial t} \quad (1)$$

ove I è la pendenza motrice o perdita di carico per unità di lunghezza, u è la velocità attraverso il mezzo permeabile, C_m è il coefficiente di massa aggiunta e $X, Y, Z, \alpha_f, \beta_f$ sono costanti che dipendono dalla porosità n , e dalle dimensioni, classificazione, orientazione e forma dei massi (gravità e viscosità sono assunte costanti).

Si passa ad esaminare la (1) basandosi sull'analisi effettuata da Zanuttigh e Lamberti (2006). Il terzo termine al secondo membro è zero quando la derivata è zero e quindi sia in media sia in condizioni estreme. Per il secondo termine al secondo membro di (1), consideriamo ad esempio i tests condotti a Padova e a Firenze, riportati nel paragrafo precedente. Il diametro medio dei sassi componenti la struttura D_{n50} è 3.8 cm; la porosità è circa 0.45 e assumendo $\alpha_f = 11000$ e $\beta_f = 2.8$, X è pari a $3.7 \cdot 10^{-3}$ e Y a 1.7. Quando le onde frangono sulla struttura, I può raggiungere valori attorno ad 1; la massima velocità u da (1) risulta 0.12 m/s e il corrispondente numero di Reynolds è prossimo a 4700; il secondo termine costituisce il 68% della pendenza motrice totale I . Si può valutare il valore medio di I tramite la:

$$\langle I \rangle = \frac{X}{D_{n50}^2} \langle (\bar{u} + \tilde{u}) \rangle + \frac{Y}{D_{n50}} \langle (\bar{u} + \tilde{u}) \cdot |\bar{u} + \tilde{u}| \rangle \quad (2)$$

ove \bar{u} la velocità di filtrazione media e \tilde{u} è la componente oscillante della velocità.

La pendenza motrice media $\langle I \rangle$ si può esprimere come il rapporto tra il sovrizzo δ_b e la larghezza media B della parte sommersa della barriera. Per tenere conto della maggiore filtrazione nella parte alta della struttura, B è valutata dagli autori a 1/3 della profondità del fondale all'opera, nel caso questa sia emersa, oppure a 1/3 dell'altezza della struttura, nel caso questa sia sommersa. Per i tests riportati nel database in Tab. 3, $\langle I \rangle$ assume valori massimi tra 1/20 (Debski e Loveless, 1997; Cappietti et al., 2004) e 1/14 (Ruol e Faedo, 2002; Ruol et al., 2003).

Il termine quadratico in (2) può valutarsi approssimativamente come $K \bar{u} \tilde{u}_{rms}$ quando $|\tilde{u}| < \tilde{u}_{rms}$, dove \tilde{u}_{rms} rappresenta lo scarto quadratico medio della componente oscillatoria della velocità. Il coefficiente K è pari a 1.8 per una fluttuazione sinusoidale, mentre per una fluttuazione Gaussiana è 1.6 ed è uguale a 2.0 per fluttuazioni che assumano alternativamente l'una o l'altra forma; nel seguito si adotta $K=1.8$. Considerando attacchi ondososi contenenti un numero significativo di onde frangenti, la pendenza piezometrica dovuta all'onda è di un ordine di grandezza maggiore della pendenza piezometrica media e l'eq. (2) si può scrivere:

$$\frac{\delta_b}{B} = \left(\frac{X}{D_{n50}^2} + 1.8 \frac{Y \cdot \tilde{u}_{rms}}{D_{n50}} \right) \cdot \bar{u} \quad (3)$$

da cui si ricava \bar{u} . Il termine laminare in (2) risulta un ordine di grandezza più piccolo dell'altro, quindi le considerazioni di scala di seguito tengono conto soltanto del secondo termine.

La pendenza piezometrica dovuta all'onda si conserva in ogni modello e quindi il fattore di scala \tilde{u} deve scalare secondo la legge di Froude, ossia come la radice quadrata del fattore di scala del diametro medio o delle altre lunghezze. La legge di scala che si deriva da (3) per la velocità media di filtrazione \bar{u} tra modelli in scala di Froude di strutture simili risulta:

$$\lambda_{\bar{u}} = \frac{\lambda_{S_u}}{\lambda_B} \lambda_{D_{n50}}^{1/2} \quad (4)$$

Per verificare il modello proposto (eq. 4), Zanuttigh e Lamberti (2006) hanno predisposto un database (Tab. 3) che include dati di letteratura (Debski e Loveless, 1997) e dati tratti da esperimenti condotti nel corso del progetto PRIN (Ruol e Faedo, 2002; Ruol et al., 2003; Zanuttigh et al., 2004; Cappietti et al., 2004). La Figura 8 mostra, al variare dell'altezza della cresta dell'opera sul medio mare F , la relazione tra la velocità media di filtrazione \bar{v} , scalata con la permeabilità della struttura ($\sqrt{gD_{n50}}$), ed il sovrizzo δ_h , scalato con la larghezza media dell'opera B . Se si confronta la Figura 8 con l'eq. (3) ed i grafici in letteratura che presentano una relazione lineare tra il sovrizzo δ_h e la portata di filtrazione (Fig. 6 di questo articolo; Ruol et al., 2003; Cappietti et al., 2004), si nota un apparente disaccordo che si spiega osservando che tutti i dati in Figura 8 corrispondono ad esperimenti effettuati in presenza di onde ed assenza di ricircolo. In caso vi sia ricircolo, infatti, la velocità media \bar{v} può variare indipendentemente dalle onde e soddisfare una relazione lineare tra il flusso attraverso la struttura ed il sovrizzo, in accordo con (3).

La Figura 8 mostra chiaramente che il processo di filtrazione è differente per struttura emersa e sommersa o a medio mare, come già osservato da Debski e Loveless (1997). Per strutture sommerse o a $F=0$, gli scambi di massa d'acqua avvengono principalmente sulla cresta della barriera e la percolazione verticale dentro la barriera stessa gioca il ruolo più rilevante. Per strutture emerse, per più bassi valori del rapporto δ_h/B , le onde mettono in pressione la struttura e la filtrazione può risultare diretta verso riva; quando δ_h cresce oltre un valore di soglia δ_{hc} (ossia quando supera il carico piezometrico generato dall'onda dentro la struttura) si ha filtrazione diretta verso largo.

Tabella 3 - Database utilizzato per l'analisi della filtrazione: h_s è l'altezza della struttura, B_c è la larghezza della struttura in cresta, α_i e α_o sono la pendenza del paramento lato riva e lato mare rispettivamente. Valori in scala modello.

Identificatore	Laboratorio	h_s [m]	$\cot\alpha_i$	$\cot\alpha_o$	B_c [m]	F [m]	D_{n50} [m]	D_{15} [m]	Riferimento Bibliografico
D&L, Modello 1	Canale, Università di Bristol	0.50	1.5	2	0.40	-	0.050	0.046	Debski e Loveless, (1997)
D&L, Modello 3		0.50	1.5	3		0.100	0.035	0.031	
Bari	Vasca, Università di Bari	0.13	2	2	0.03	- 0.017 0.016	0.050	0.040	Zanuttigh et al. (2004)
Padova	Canale, Università di Padova	0.20	2	2	0.20	0.050	0.045	0.038	Ruol e Faedo (2002)
Firenze	Canale, Università di Firenze	0.20	2	2	0.20 0.40	0.000 0.050	0.045	0.038	Cappietti et al. (2004)

A differenza di quanto Debski e Loveless (1997) hanno concluso, si può identificare una curva univoca anche per le strutture emerse, con maggior dispersione in corrispondenza dei valori più bassi di δ_h/B . Questo può essere in parte ascritto a zone a permeabilità diversa interne alla struttura e a differenti modi di permeazione della stessa, e, in parte, a incertezza nelle misure e a risultati ottenuti da diverse tecniche: misure di velocità dentro le strutture (Debski e Loveless, 1997; Zanuttigh et al., 2004) oppure di portata di ricircolo (Ruol e Faedo, 2002, 2003; Cappietti et al., 2004). Si deve notare, infine, che si sono riportati in Figura 8 solo casi caratterizzati da condizioni ondose cinematiche simili: si sono eliminati, ad esempio, casi di strutture emerse frequentemente tracimate.

La Figura 8 dimostra che, utilizzando una scala appropriata per le variabili di interesse, come in (4), dati tratti da esperimenti diversi, e quindi caratterizzati da diversi tipi di struttura e materiale, si raggruppano su due curve che dipendono unicamente dalla sommergenza della struttura.

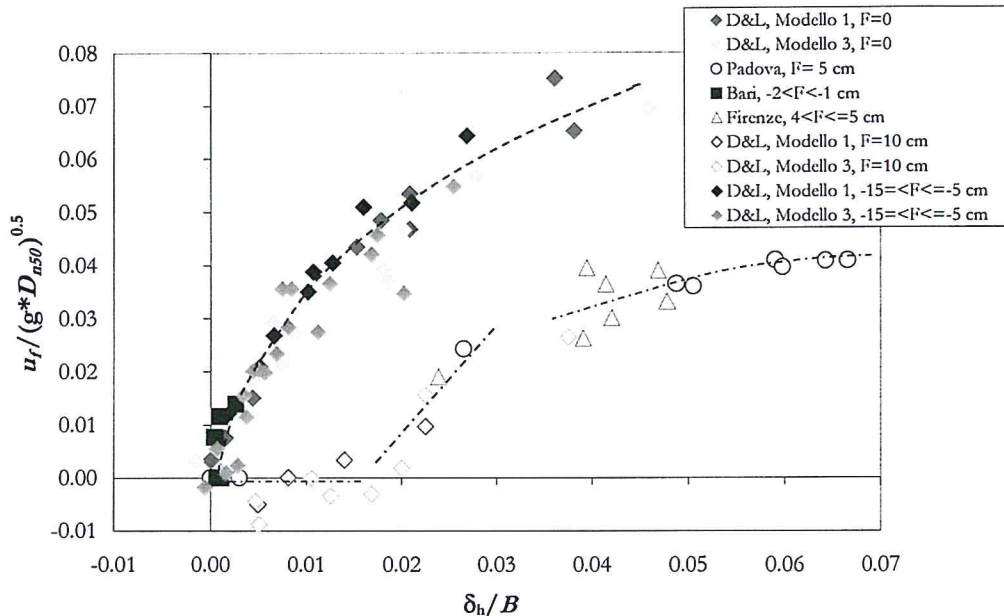


Figura 8 - Relazione tra la velocità di filtrazione (adimensionalizzata con la porosità della struttura) e il sovralzato (adimensionalizzato con la larghezza media della struttura). Dati in Tabella 3.

Portate di tracimazione

La stima della portata di tracimazione per un'opera a cresta bassa è un obiettivo di primario interesse per una esaustiva interpretazione e per una possibile previsione del comportamento (e dunque per la progettazione) di tali sistemi di difesa dei litorali.

Nel seguito, vengono pertanto presentati i più significativi approcci analitici e sperimentali, atti a valutare tali fenomeni, che non sono affatto interpretabili con le formule tradizionali.

Per tracimazione si intende genericamente la portata che transita sopra la cresta della struttura; essa andrebbe meglio definita, indicando se si considera la sezione verticale che passa per lo spigolo lato terra o lato mare: la differenza, che consiste nella percolazione che avviene sulla cresta, può essere rilevante.

Nel seguito, la stima della tracimazione è relativa al ciglio lato mare. Essa è accurata solo nel caso di opere emerse. In condizioni di elevata sommergenza, le formule attualmente note che derivano la tracimazione sulla base delle onde incidenti non interpretano il processo in modo corretto. Per tali condizioni, un metodo alternativo basato sulla valutazione del sovralzato sarà riportato in calce alla descrizione di tale processo.

Analisi statistica del processo di tracimazione

Se la struttura non è sommersa con continuità, il processo si può interpretare come una successione di diversi eventi (il passaggio delle creste delle onde), caratterizzati da una certa massa e quantità di moto (o volume e velocità). La distribuzione statistica del processo è, generalmente, caratterizzata attraverso vari frattili, rappresentativi di effetti differenti: ad esempio la massima quantità di moto di una singola cresta che tracima è responsabile del danno alla struttura mentre il volume medio d'acqua che tracima per unità di tempo (o portata media di tracimazione) è importante per definire l'idrodinamica in condizioni di regime. L'intensità media della tracimazione è anche il valore più semplice da misurare.

La durata complessiva del fenomeno e il volume totale di acqua tracimata sono semplicemente la somma della durata e del volume tracimato per ogni singola onda. Questa banale osservazione è la base della relazione tra la portata media di tracimazione q , la probabilità di tracimazione P , il volume medio di tracima-

zione \overline{V}_t ed il periodo medio delle onde T_m (a meno delle onde più basse, ossia degli spruzzi d'acqua):

$$q = \frac{\sum_{onde} Volumi}{\sum_{onde} Periodi} = \frac{N_t \cdot E(V_t)}{N_o \cdot E(T)} = P_t \frac{\overline{V}_t}{T_m} \quad (5)$$

ove la probabilità di tracimazione P_t è il rapporto tra il numero di onde che tracimano N_t ed il numero di onde riconoscibili N_o .

Dal momento che ogni onda che supera la cresta della struttura produce tracimazione, la probabilità di tracimazione allo spigolo della struttura lato mare è pari alla probabilità che l'onda provochi una risalita superiore alla cresta.

Per onde regolari P_t è 0.0 se $R_u \leq F$ oppure è 1.0 se $R_u > F$.

Per onde irregolari, Van der Meer (1992) ha suggerito di adottare, per il calcolo della risalita dell'onda in presenza di strutture permeabili in massi, una distribuzione di probabilità di Weibull, con parametri k_1 e k_2 dipendenti dalle caratteristiche delle onde incidenti e dalla pendenza del paramento; da questa relazione si può dedurre la probabilità di tracimazione:

$$\text{Prob}(R_u \leq z) = 1 - \exp(-(z/k_1)^{k_2}) \Leftrightarrow P_{ovt} = \exp(-(F/k_1)^{k_2}) \quad (6)$$

ove, $k_1 = 0.4H_{st} s_{om}^{-0.25} \cotg \alpha^{-0.2}$ s_{om} è la ripidità media dell'onda e α la pendenza del paramento lato mare; $k_2 = 3.0 \xi_m^{-0.75}$ per onde di tipo *plunging* ($\xi_m < 2.5$) e $k_2 = 0.52 p^{-0.3} \xi_m^p \sqrt{\cot \alpha}$ per onde di tipo *surging* ($\xi_m > 2.5$) essendo ξ_m il numero di Iribarren basato sul periodo medio dell'onda e p la permeabilità della struttura. Più recentemente Van der Meer e Janssen (1995) hanno fornito una più semplice espressione della distribuzione della risalita in presenza di pareti verticali: il parametro di forma $k_2=2$, (i.e. distribuzione Rayleighiana), e il parametro di posizione è proporzionale all'altezza d'onda incidente. La distribuzione di Rayleigh approssima, in ogni caso, piuttosto bene la distribuzione della risalita ondosa.

Nell'eq. (5), P_t è il fattore che controlla l'ordine di grandezza della portata media di tracimazione e risente principalmente dell'altezza relativa della cresta rispetto al medio mare F/H_s , visto che può facilmente variare anche di ordini di grandezza come conseguenza di piccole variazioni della altezza della cresta; si veda ad

esempio Steendam et al. (2004), ove approssimativamente:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \cong 0.1 \cdot 10^{-\left(\frac{F}{H_s}\right)^2} \quad (7)$$

Questa immediata conseguenza della distribuzione quasi-Rayleighiana della risalita ondosa non è stata precedentemente messa a fuoco, quindi la maggior parte delle formule attualmente disponibili approssima il termine alla destra dell'eq. (7) con una legge esponenziale-lineare piuttosto che con una esponenziale-parabolica. La forma parabolica rappresenta una decrescita molto rapida a zero della portata di tracimazione al crescere dell'altezza della cresta, che può interpretarsi come un valore di soglia.

La relazione tra frequenza di tracimazione (Fig. 9), statistiche dei volumi (Figg. 10 e 11) e portata media (Fig. 12) è esaminata nel seguito sulla base dei dati relativi agli esperimenti effettuati nella vasca di Aalborg su configurazioni perpendicolari ed oblique (dettagli dei tests in Kramer et al., 2005) e nel bacino di Bari (parte del database in Tab. 3, Martinelli et al., 2004). La tracimazione è riferita allo spigolo lato mare della struttura, ed è ottenuta dalle misure di livello prese sulla cresta delle strutture, mediante l'analisi onda-per-onda descritta in Lamberti et al. (2003).

La figura 9, riferita al caso di strutture emerse, rappresenta la probabilità di tracimazione osservata P_t al variare dell'intensità ondosa, rappresentata dalla risalita ondosa significativa R_{us} . R_{us} è stato valutato con l'eq. (6), assumendo una probabilità di superamento pari a 0.14 e tenendo conto degli effetti dell'obliquità mediante il fattore moltiplicativo $v_\beta = \cos(|\beta| - 10^\circ)$, in cui β è l'obliquità media (angolo di inclinazione medio tra creste delle onde e allineamento della struttura).

Per onde irregolari, P_t (invariabilmente uguale a 1 per onde regolari) cresce al crescere di R_{us} seguendo una curva più o meno a forma di 's'; tracciato e valori sono in buon accordo con le previsioni di Van der Meer e con l'eq. (6).

I volumi di tracimazione possono essere bene approssimati mediante una distribuzione di Weibull, come in Van der Meer e Janssen (1995). I valori medi di tale distribuzione \bar{V}_t mostrano una relazione all'incirca parabolica con la risalita dell'onda R_{m1} che è il valore mediano della potenziale risalita delle onde che producono tracimazione (Fig. 10). R_{m1} è derivato da (6) come il valore che fornisce la probabilità di superamento pari esattamente a metà dell'altezza della cresta o metà della probabilità di tracimazione. Come suggerito da Pilarczyk (2000), quando la tracimazione è sporadica, \bar{V}_t risulta per lo più proporzionale a $(R_{m1}-F)^2$; questo implica una forma fissa delle creste tracimanti. I volumi scalati, tuttavia, crescono in modo significativo non appena P_t eccede valori di 0.4-0.5. Il parametro di posizione k_1 della distribuzione (valore tipico del volume di tracimazione) si può ottenere come valore medio $k_1 = \bar{V}_t / \Gamma(1+k_2)^{-1}$.

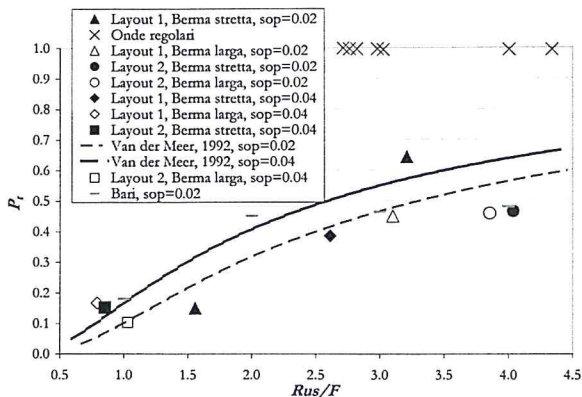


Figura 9 - Probabilità di tracimazione osservata P_t in funzione della risalita dell'onda rispetto all'altezza della cresta R_{m1}/F per strutture emergenti.

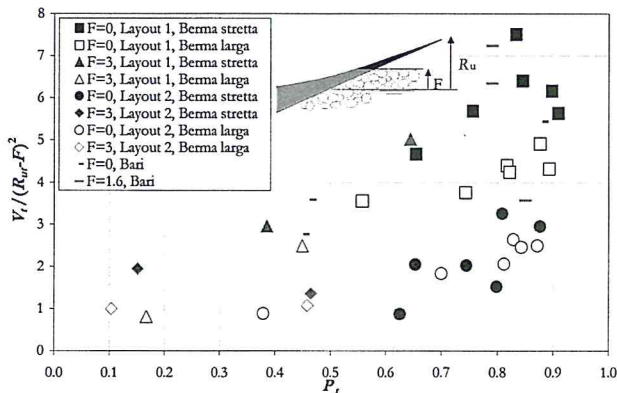


Figura 10 - Volume medio di tracimazione \bar{V}_t scalato con $(R_{m1} - F)$ in funzione della probabilità di tracimazione P_t , strutture con cresta a medio mare ed emergente.

Il parametro di forma k_2 della distribuzione cresce al crescere di P_t (Fig. 11). Il suo valore è compreso approssimativamente tra 1 e 3; i valori più bassi si riferiscono al caso di tracimazione sporadica e i valori più alti a tracimazione molto frequente. Se si presta la doverosa attenzione alla differenza tra la frequenza di tracimazione e le incertezze del parametro, i valori più bassi non sono sostanzialmente differenti dal valore $\frac{3}{2}$ suggerito da Van der Meer e Jansen (1995).

In conclusione, per strutture a cresta bassa che sono tracimate dalla maggior parte delle onde, e non soltanto dalle più alte, il livello della cresta, nella distribuzione approssimata di Rayleigh della risalita dell'onda, è così basso che la forma di tutte le distribuzioni delle variabili rappresentative della tracimazione diviene più simmetrica e meno variabile (più elevati parametri di forma nella distribuzione di Weibull) e le creste tracimanti diventano più lunghe. La combinazione della distribuzione di Weibull o Rayleigh per la risalita dell'onda, che fornisce la probabilità della tracimazione, e di un modello di forma per le creste tracimanti, come quello suggerito da Pilarczyk, rappresenta propriamente il processo se i parametri di forma sono assunti variabili con la probabilità di tracimazione.

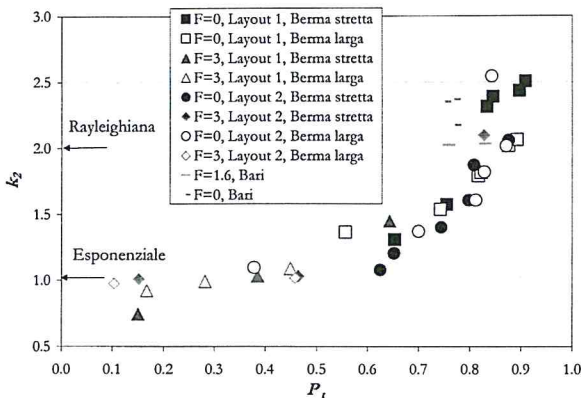


Figura 11 - Parametro di forma k_2 della distribuzione di Weibull del volume di tracimazione in funzione della probabilità di tracimazione P_t , strutture con cresta a medio mare ed emergente (F in cm).

Quando la berma è larga, una parte significativa del volume di tracimazione è persa per percolazione dentro la struttura. La spinta dell'acqua pone in pressione la struttura stessa e fluisce in parte verso largo e in parte verso riva. E' questionabile se questa parte debba essere inclusa nella portata media di tracimazione: essa usualmente non è neppure misurata.

I dati sperimentali descrittivi della tracimazione di strutture a cresta bassa non sono ad ora sufficienti per mettere a punto una nuova formula per la tracimazione ondosa.

Metodi empirici per il calcolo delle portate di tracimazione

La maggior parte delle formulazioni presentate in questa sezione si applica a strutture emerse o a scogliere che sono raramente tracimate, e si fonda su approssimazioni empiriche di dati sperimentali. Queste formule sono dunque soggette ad effetti scala (De Rouck et al., 2001) ed il loro campo di validità è limitato alle condizioni ondose ed alle configurazioni sottoposte a prova. In generale, la portata media di tracimazione per unità di larghezza della struttura, q , è espressa in funzione dei parametri standard: H_s , altezza d'onda significativa; T_p , periodo d'onda associato al picco spettrale; σ , *spreading* delle onde *short-crested*; β , direzione dell'attacco ondoso rispetto all'asse della struttura; F , altezza della cresta della struttura rispetto al medio mare; h , fondale davanti alla struttura; geometria della struttura. Per pareti verticali e composite, Allsop et al. (1995) hanno dimostrato che la tracimazione è fortemente influenzata dalla forma delle onde incidenti, e non soltanto dalle loro caratteristiche H_s e T_p . Onde di piccola ampiezza rispetto alla profondità del fondale sono in genere riflesse quando incontrano la parete; onde di ampiezza significativa rispetto al fondale possono, invece, frangere contro la struttura, producendo una improvvisa variazione delle caratteristiche della tracimazione.

Queste osservazioni hanno portato alla formulazione del parametro di frangimento: $b^* = \frac{h}{H_s} \frac{2\pi b}{gT_m^2}$.

A seconda che le onde siano prevalentemente pulsanti (per $b^* > 0.3$) od impulsive (per $b^* \leq 0.3$, condizione tipicamente realizzata dalle strutture tracimabili) si hanno le seguenti due espressioni per la portata di tracimazione:

$$\begin{cases} \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0.05 \exp\left(-2.78 \frac{F}{H_s}\right) & b^* > 0.3 \\ \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 1.37 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{F}{H_s} b^*\right)^{-3.24} & b^* \leq 0.3 \end{cases} \quad \text{per} \quad (8)$$

Per dighe a cassoni in acque profonde sottoposte ad onde lunghe, Franco e Franco (1999) forniscono la relazione:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0.082 \exp\left(-3 \frac{F}{H_s}\right) \quad (9)$$

che può adattarsi con un opportuno coefficiente riduttivo al caso di onde corte ed oblique.

Le formule riportate nel seguito sono state sviluppate sulla base di insiemi di dati sperimentali contenenti diverse tipologie di strutture: impermeabili, a massi, verticali e con berma inclinata.

La prima formulazione, risalente ad Owen (1980) e valida per dighe, tiene conto degli effetti della scabrezza e della pendenza della struttura mediante due diversi coefficienti sperimentali A_f e B_f :

$$\frac{q}{gH_s T_m} = A_f \exp\left(-\frac{B_f}{\gamma_f} \frac{F}{T_m \sqrt{gH_s}}\right) \quad (10)$$

ove T_m e H_s sono il periodo medio e l'altezza d'onda significative al piede della struttura, γ_f è un coefficiente riduttivo dipendente dalla scabrezza della berma.

Assumendo una formulazione del tipo "a stramazzo", Hedges e Reis (1998) hanno analizzato di nuovo i dati di

Owen (1980), allo scopo di migliorare la stima della portata per valori grandi di F e per F prossimo a zero, ottenendo la relazione:

$$\frac{q}{\sqrt{g(CH_s)^3}} = A_2 \left(1 - \frac{F}{CH_s} \right)^{B_2} \quad (11)$$

da cui la portata q risulta nulla se $F > CH_s$. In (11), A_2 e B_2 sono coefficienti di regressione e il coefficiente C correla il massimo *run-up* durante l'attacco ondosso all'altezza d'onda significativa ($CH_s = R_{u, \max}$). Se il *run-up* ha una distribuzione di tipo Rayleighiana, il massimo valore osservato può esprimersi come funzione della probabilità di non superamento p e del numero di onde nella registrazione $(R_{u, \max})_{p\%} = R_{u, s} \left\{ \frac{1}{2} [\ln N - \ln(-\ln p)] \right\}^{0.5}$. Hedges e Reis (Tab. 4) calcolano i coefficienti A e B per il valore modale ($p=37\%$) e per quello estremo ($p=99\%$). L'espressione di riferimento per la valutazione del *run-up* significativo è $R_{u, s} = 1.35 \xi_{op}$ se $\xi_{op} < 2$; $R_{u, s} = 3.00 - 0.15 \xi_{op}$ se $2 < \xi_{op} < 12$.

Tabella 4 - Coefficienti per il modello di Hedges e Reis (1998), eq. (11).

α		$C = (R_{\max})_{37\%} / H_s$ (tracimazione frequente)	$C = (R_{\max})_{99\%} / H_s$ (tracimazione rara)
1:1	A_2	0.00703	0.00515
	B_2	3.42	6.06
1:3	A_2	0.00753	0.00542
	B_2	4.17	7.16
1:4	A_2	0.0104	0.00922
	B_2	6.27	10.96

Van der Meer e Janssen (1995) forniscono due espressioni diverse per il calcolo della portata di tracimazione per onde di tipo *plunging e surging*, rispettivamente (12.1) e (12.2). I coefficienti della regressione sono quelli adottati Van der Meer (2002), basati su Van der Meer et al. (1998), e sono validi per dighe. La portata di tracimazione si ottiene come massimo delle equazioni:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \frac{0.067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \xi_o \exp \left(- (5.2 \div 4.7) \frac{F}{H_{m0} \xi_o \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \gamma_v} \right) \quad (12.1)$$

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \exp \left(- (2.6 \div 2.3) \frac{F}{H_{m0} \gamma_f \gamma_\beta} \right) \quad (12.2)$$

ove H_{m0} è l'altezza d'onda significativa al piede della diga ($4\sqrt{m_0}$), ξ_o è l'indice di frangimento al piede della diga basato sul periodo d'onda spettrale, γ_b è il coefficiente riduttivo per la larghezza della berma, γ_f è il coefficiente riduttivo per la scabrezza del paramento, γ_β è il coefficiente riduttivo per l'obliquità dell'attacco ondosso, γ_v è il coefficiente riduttivo in presenza di muro paraonde e $\tan \alpha$ è la pendenza della struttura. I fattori γ possono assumersi, in prima approssimazione, pari a 1. I due coefficienti moltiplicativi riportati tra parentesi corrispondono, rispettivamente, a valori medi e cautelativi.

Per interpretare correttamente le (12), occorre tenere presente che nello stesso rapporto Van der Meer (2002) si trova una procedura simile per il calcolo del *run-up*, ossia questo va valutato come il minimo delle espressioni (13.1) e (13.2):

$$R_{u, 2\%} / H_{m0} = (1.65 \div 1.75) \cdot \xi_o \cdot \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \quad (13.1)$$

$$R_{u, 2\%} / H_{m0} = \left[(4.0 \div 4.3) - (1.5 \div 1.6) / \sqrt{\xi_o} \right] \cdot \gamma_f \gamma_\beta \quad (13.2)$$

Sulla base di un set di dati espanso, contenente condizioni limite di $F(0 \text{ e } \infty)$, Schüttrumpf e Oumeraci (2001) elaborano, per dighe, la seguente espressione:

$$\begin{cases} \frac{q}{\sqrt{2gH_s^3}} = 0.038\xi_o \exp\left(-5.5\frac{F}{R_{n2\%}}\right) & \xi_o < 2 \\ \frac{q}{\sqrt{2gH_s^3}} = \left(0.096 - \frac{0.160}{\xi_o^3}\right) \exp\left(-5.5\frac{F}{R_{n2\%}}\right) & \xi_o \geq 2 \end{cases} \text{ per} \quad (14)$$

Per piccoli valori di F , Kofoed e Burcharth (2002) suggeriscono il seguente fattore riduttivo della portata da inserire nella (12.2) per valori medi di q :

$$\lambda_F = 0.6 + 0.4 \sin\left(\frac{2}{3}\pi \frac{F}{H_s}\right) \quad (15)$$

valido per $\frac{F}{H_s} \leq 0.75$ ed onde di tipo *surging*.

Per strutture permeabili, le formulazioni esistenti (12 e 14) sovrastimano la portata di tracimazione (Lamberti et al., 2003), come si può vedere dal confronto in Figura 12. Il dataset in Figura 12 (quello completo è in Tab. 3) contiene i dati desunti dalle prove in canale svolte a Padova ('Padova', Ruol e Faedo, 2002), dalle prove in vasca effettuate a Bari e ad Aalborg (rispettivamente 'Bari' e 'AAU, Layout 1/2'; Lamberti et al., 2003). I dati sperimentali mostrano una dispersione elevata e una decrescita di q al diminuire del *run-up* molto più rapida rispetto alle stime teoriche. Inoltre, la dispersione non mostra alcuna chiara relazione con l'obliquità dell'attacco ondoso ('AAU, Layout 2', frangiflutti inclinato di 30° rispetto alla spiaggia) o con la larghezza della berma.

Ricerche in corso mirano ad una maggiore accuratezza nella stima della portata di tracimazione q e ad una più precisa identificazione del legame con i fattori che la controllano (de Rouck et al., 2002); di seguito, riportiamo sinteticamente questi fattori significativi ed i loro effetti.

- L'altezza d'onda significativa incidente, H_s ; un incremento di H_s comporta una crescita esponenziale della tracimazione q .
- L'altezza della cresta della struttura relativa al medio mare, F ; al diminuire di F , q aumenta in modo esponenziale. L'effetto di F è simile a quello di H_s , tuttavia le variazioni di F , rispetto alle corrispondenti variazioni di H_s , determinano variazioni di q di un ordine di grandezza inferiori.
- L'obliquità dell'attacco ondoso β (pari a zero per onda incidente parallela all'asse della struttura). Sussistono diversi lavori sull'argomento; Owen (1980) conclude che l'effetto principale consiste nella crescita della tracimazione q al crescere di β fino a 30°, con un massimo per $\beta = 15^\circ$. Owen ha desunto coefficienti correttivi per A_l e B_l in caso di obliquità β compresa tra 0° e 60°.

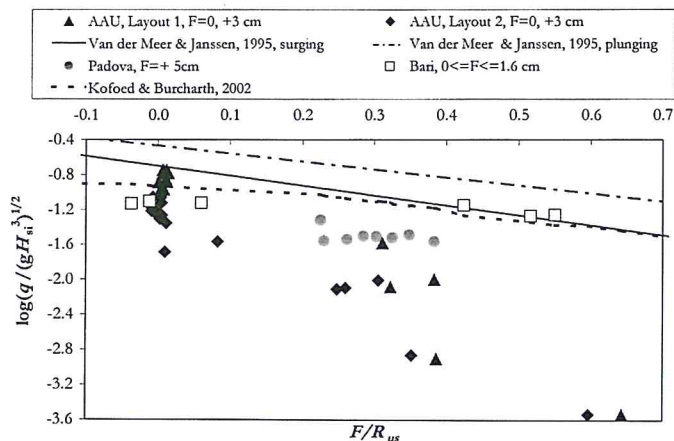


Figura 12 - Portata di tracimazione q in funzione dell'altezza della cresta sul medio mare F e del *run-up* significativo R_{us} . Confronto tra dati sperimentali e formule (12.1), (12.2), (14).

Per strutture sommerse, la tracimazione avviene in modo differente e non può descriversi con le formule disponibili; il flusso sopra la barriera durante un ciclo d'onda è alternativamente diretto verso riva e verso largo, indotto dalle onde e dal *sovrizzo*.

Sovralzo

Il sovrizzo si manifesta come un accumulo nella zona compresa tra il sistema difensivo e la riva, che dipende dalle portate di tracimazione e dalle resistenze associate ai percorsi di ritorno (attraverso i varchi, sopra e attraverso la struttura).

In caso di opere emerse, il sovrizzo è completamente determinato dal legame con tali flussi di ritorno, non avendo effetto sulla tracimazione. In caso di strutture sommerse, invece, è necessario conoscere anche il legame fra sovrizzo e tracimazione. Tale relazione, pur difficile da descrivere nel dettaglio, può essere studiata attraverso il bilancio della quantità di moto.

Considerando la propagazione, su spiaggia libera, di un'onda progressiva con angolo θ rispetto alla direzione x_i , la spinta media per unità di larghezza esercitata dall'onda sulla colonna d'acqua è individuata dal tensore di radiazione (Mei, 1983): detta spinta è pari alla somma della pressione dinamica integrata sulla verticale e del flusso di quantità di moto (per unità di larghezza) originato dalla componente oscillatoria della velocità.

Il tensore di radiazione, per onde sinusoidali è:

$$\overline{\overline{R}} = \overline{\overline{R}}_p + \overline{\overline{R}}_m = \frac{E}{2} G \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} + \frac{E}{2} (1+G) \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta \\ \cos \theta \sin \theta & \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (16)$$

$$\text{ove } G = \frac{2kb}{\sinh(2kb)} \quad (\text{vale 1 in acque basse e 0 in acque profonde})$$

Per tenere nella giusta considerazione la forma delle onde, si possono applicare dei coefficienti correttivi: per esempio la forma limite a dente di sega è associata ad un tensore pari a 2/3 di quello dato dalla eq. 16. Il flusso di massa non contribuisce al termine di pressione ma instaura delle circolazioni secondarie che possono generare delle tensioni d'attrito al fondo. Quest'aspetto è studiato nel dettaglio nel metodo CVB, presentato nel seguito.

Il bilancio della quantità di moto in direzione x_i può essere scritto come:

$$\rho(b + \overline{\eta}) \left(\frac{\partial}{\partial t} + U_j \frac{\partial}{\partial x_j} \right) U_i + \rho g(b + \overline{\eta}) \frac{\partial \overline{\eta}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_i} (R_{ij} + R'_{ij}) + \tau_i^b = 0 \quad (17)$$

dove R_{ij} è la componente ij del tensore di Reynolds integrato lungo la verticale, e τ^b è l'attrito al fondo.

Le onde che si propagano verso riva determinano, prima di frangere, un leggero set-down, che al frangimento è dell'ordine del 4% del fondale.

Se la spiaggia è prismatica, ovvero le isobate sono rettilinee e parallele alla riva, non vi è alcuna spinta lungo riva anche se l'onda è obliqua. All'interno della zona dei frangenti invece la divergenza del tensore di radiazione determina una spinta che in direzione trasversale viene bilanciata dal sovrizzo per frangimento e in direzione longitudinale mette in moto e sostiene delle correnti lungo riva, in proporzione all'angolo di incidenza delle onde stesse.

In letteratura, i modelli che valutano il sovrizzo per frangimento attraverso la risoluzione semplificata del bilancio di quantità di moto in direzione trasversale sono talora detti di tipo H-p (Svendsen, 1992). Tipicamente il bilancio delle spinte è basato sulle equazioni lineari in acque basse assumendo geometria delle strutture e del fondo uniformi lungo riva, assenza di correnti e trascurano gli attriti al fondo (Svendsen, 1984; 1984b).

Sotto opportune ipotesi l'eq. (17), integrata dal punto di frangimento verso riva, fornisce una classica e semplice relazione che consente di valutare il sovrizzo per frangimento in assenza di opere:

$$s - s_b = \frac{\frac{3}{8}\gamma^2}{1 + \frac{3}{8}\gamma^2} (b_b - b) \quad (18)$$

La eq. (18) consente di valutare il sovrizzo per frangimento s a riva del punto di frangimento s_b (dove la superficie libera è mediamente soggetta ad un abbassamento per *set-down* dell'ordine del 4% del fondale). Per profili a debole pendenza, l'innalzamento massimo, riferito come d'uso al livello medio in assenza di onde, risulta pari a circa 8+15% del fondale al frangimento h_b (per $\gamma=0.6\div 0.8$).

Metodo sperimentale per il calcolo del sovrizzo per strutture emerse a bassa permeabilità

Diskin et al. (1970) presentano una formula empirica per la stima del sovrizzo in condizioni confinate, calibrata su struttura a bassa permeabilità:

$$\frac{\delta_b}{H_i} = 0.6 e^{-\left(0.7 - \frac{F}{H_i}\right)^2} \quad (19)$$

La struttura dell'equazione (19) riproduce, almeno qualitativamente, l'andamento del sovrizzo al variare della sommergezza: il sovrizzo è piccolo per strutture molto emerse, per le quali la tracimazione è rara, e per strutture molto sommerse, per le quali è bassa la resistenza del flusso di ritorno (verso il largo) sopra alla barriera. E' noto (Loveless et. al, 1998) che la formula sovrastima di molto il sovrizzo per strutture in massi, ovvero permeabili. La formula di Diskin è pertanto adatta solo a barriere emerse quasi impermeabili, simili a quelle spesso usate per le prove sperimentali, oppure per strutture sufficientemente sommerse per le quali il flusso di ritorno per filtrazione è trascurabile rispetto al flusso di ritorno sopra la barriera.

Metodo analitico per il calcolo del sovrizzo per strutture sommerse

Un contributo significativo allo studio del fenomeno del sovrizzo nel caso delle barriere sommerse ($F < 0$), è dovuto alle sperimentazioni eseguite su modello fisico nel Large Wave Flume, *GWK*, di Hannover (Calabrese, Vicinanza e Buccino, 2003). Sulla base di queste prove è stata calibrata una formula di previsione del sovrizzo partendo dall'equilibrio lungo la direzione orizzontale (che diremo x) delle forze agenti su un volume di controllo che circonda la scogliera, supposta impermeabile. Le forze in questione sono, con riferimento alla Figura 13:

- La componente R'_{xx} del flusso di quantità di moto totale associato al moto ondoso incidente;
- La componente R_{xx} del flusso di quantità di moto totale associato al moto ondoso trasmesso;
- la pressione dell'acqua integrata sulla superficie limite "di largo", P_1 ;
- la pressione dell'acqua integrata sulla superficie limite "di costa", P_2 ;
- la pressione integrata sul paramento di largo Π_{x1} ;
- la pressione integrata sul paramento di costa Π_{x2} ;
- lo sforzo di taglio T lungo la superficie della barriera dovuto al flusso di ritorno.

I gradienti di P e Π_x ed il taglio T sono chiaramente funzione del sovrizzo δ . Si tratta dunque di risolvere un'equazione del tipo:

$$R'_{xx} - R_{xx} + P_1 - P_2 + \Pi_{x2} - \Pi_{x1} - T = 0 \quad (20)$$

La relazione (20) è stata semplificata scomponendo idealmente il sovrizzo in due aliquote: la prima trascura il contributo del flusso di ritorno ($T=0$), ed è essenzialmente connessa alla differenza del tensore di radiazione ai due estremi dell'opera; la seconda, che bilancia il taglio, è dovuta all'influenza della corrente media nel periodo diretta offshore e che, nell'ipotesi di struttura impermeabile, defluisce al di sopra di essa. Le due aliquote verranno indicate nel seguito con δ_m (dove il pedice m sta per "momentum", ovvero flusso di quantità di moto) e δ_q (dove q indica la portata del flusso di ritorno). Il sovrizzo totale risulterà dunque dalla somma $\delta = \delta_m + \delta_q$.

L'aliquota δ_m si calcola a partire dall'equazione:

$$\Delta R'_{xx} + \Delta P + \Delta \Pi_x = 0 \quad (21)$$

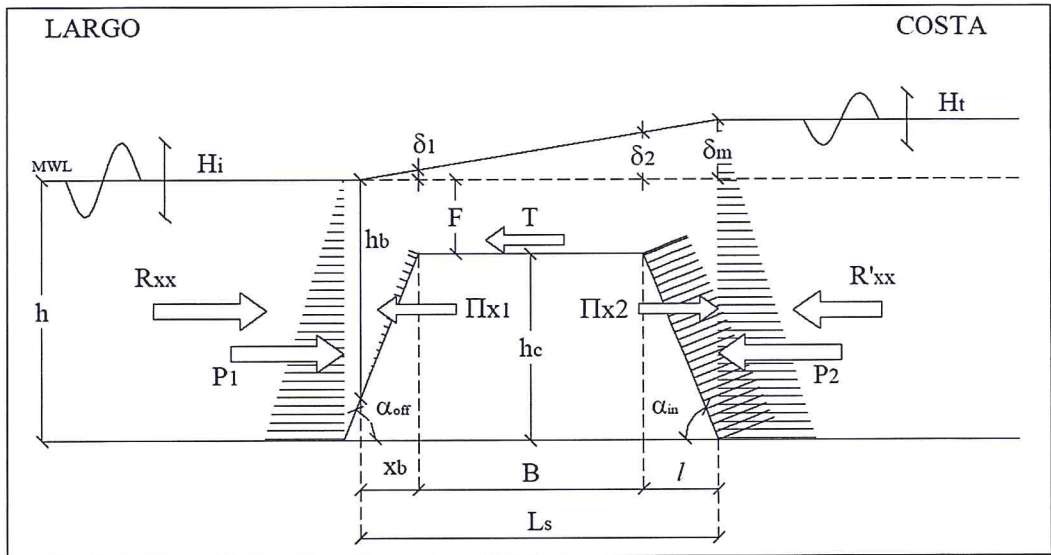


Figura 13 - Forze agenti sul volume di controllo circostante la barriera.

Per semplicità si assume che:

- l'ostacolo, oltre che impermeabile, sia anche non riflettente;
- le forze che agiscono sui paramenti dell'opera siano idrostatiche in media;
- la zona dei frangenti si estenda fino all'estremità verso riva della barriera, e che lungo di essa il sovrizzo cresca linearmente.

La batimetria di frangimento h_b è stata determinata a partire dalla teoria del moto ondoso lineare in acque basse:

$$\frac{H_b}{H_{mo,i}} = \left(\frac{h_i}{h_b} \right)^{1/4} \Rightarrow \frac{\gamma_b h_b}{H_{mo,i}} = \left(\frac{h_i}{h_b} \right)^{1/4} \quad (22)$$

dove γ_b è l'indice di frangimento incipiente e H_b è l'altezza d'onda al frangimento. Essendo il fenomeno del sovrizzo legato alla perdita d'energia dell'onda che viaggia sulla barriera, nel calcolo del tensore di radiazione è parso opportuno agli Autori utilizzare un'altezza d'onda rappresentativa dell'energia connessa al moto ondoso, H_{en} , calcolata come $H_{mo,i} \sqrt{2}$. Nelle formule precedenti e in tutte quelle che seguono, i pedici i e t stanno ovviamente per "incidente" e "trasmessa".

Si ha dunque:

$$h_b = \left(\frac{H_{mo,i}}{\gamma_b} \right)^{4/5} h_i^{1/5} = \left(\frac{H_{mo,i}}{0.56 \exp(3.5 \tan \alpha_{off})} \right)^{4/5} h_i^{1/5} \quad (23)$$

Nella (23) per il calcolo di γ_b , è stata utilizzata la nota formula di Kamphuis (1991). Sono state poi introdotte le seguenti quantità di rilievo:

$$x_b = (h_b - |F|) \cotg \alpha_{off}, \quad L_s = x_b + B + h_c \cotg \alpha_{in}$$

L'espressione della componente R_{xx} del tensore di radiazione è:

$$R_{xx} = \frac{1}{8} \rho g H_{en}^2 \left(\frac{2kh}{\sinh 2kh} + \frac{1}{2} \right) \quad (24)$$

Poiché nei test eseguiti al *GWK* il rapporto h/L variava tra 0.06 e 0.13, gli Autori hanno per semplicità utilizzato l'espressione di R_{xx} valida per acque basse (l'espressione fra parentesi nell'eq. 24 risulta pari a 3/2).

Dalla (24) e (21) si ottiene un'equazione di secondo grado nell'incognita δ_m :

$$\delta_m^2 + b\delta_m + c = 0 \tag{25}$$

con coefficienti pari a:

$$b = (2b - A); \quad A = \left\{ \left[1 + \frac{x_b + B}{L_s} \right] b_c - \left[x_b \frac{b_b + F}{L_s} \right] \right\} \tag{26a}$$

$$c = \frac{1}{4} H_{en,i}^2 \left(1 - K_t^2 \right) \left(\frac{2kb}{\sinh 2kb} + \frac{1}{2} \right) \tag{26b}$$

La (25) ammette un'unica soluzione positiva:

$$\delta_m = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4c}}{2} \tag{27}$$

Ovviamente se l'onda non frange sulla struttura, essa non genera alcun sovralzo: tale condizione è tradotta imponendo un sovralzo nullo ($\delta=0$) se l'altezza significativa ($H_{mo,F}$) sulla cresta della barriera (trasformata in acque basse come descritto dall'eq. 22, per tenere conto della variazione del fondale) è inferiore al 56% della sommergenza ($-F$).

Resta a questo punto da determinare il sovralzo δ_q . Assumendo l'ostacolo rettangolare con lunghezza equivalente B_{eq} (Figura 14), lo sforzo di taglio T provocato dal flusso di ritorno si può scrivere come:

$$T = \rho g F B_{eq} i = \rho g \delta_q F \tag{28}$$

da cui:

$$\delta_q = i B_{eq} \tag{29}$$

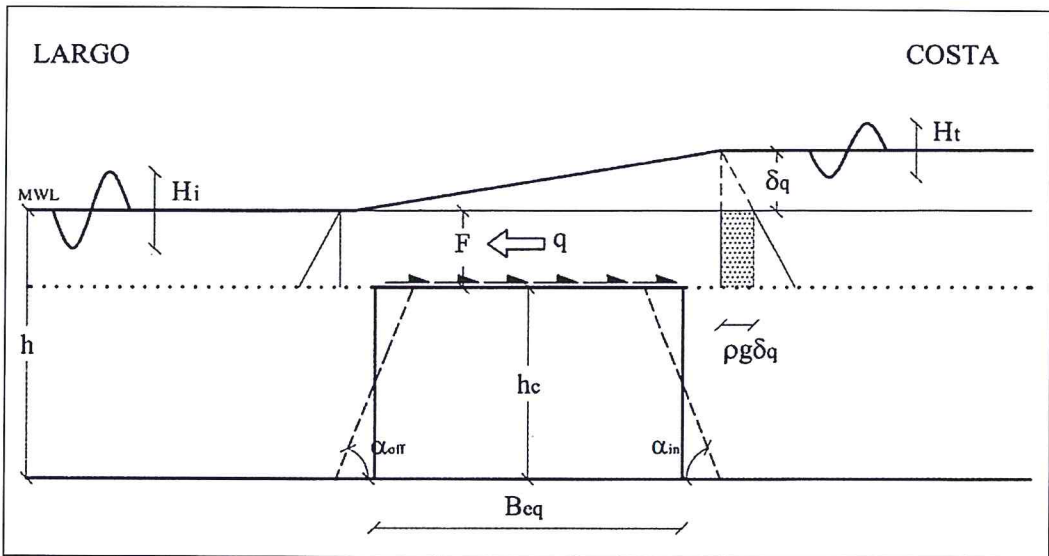


Figura 14 - Schema per la determinazione del sovralzo dovuto al flusso di ritorno δ_q .

Il sovralzo dovuto al flusso di ritorno può dunque vedersi come il prodotto fra la lunghezza della barriera rettangolare equivalente per la perdita di carico i . Se si ipotizza il flusso uniforme, utilizzando la nota formula di resistenza di Gauckler-Strickler si ottiene:

$$\delta_q = \left(\frac{q^2}{f^2 F^{10/3}} \right) B_{eq} \tag{30}$$

dove:

- la sommergenza F funge da raggio idraulico;
- $B_{eq} = B + b_c \cotg \alpha_{off}$;
- f è un coefficiente che è nominalmente funzione della scabrezza della superficie della barriera, ma che in pratica tiene in conto il complesso delle semplificazioni, talvolta anche grossolane, introdotte nel metodo di calcolo;
- q , infine, è la portata associata al flusso di ritorno, calcolata come un semplice *Stokes drift* del moto ondoso incidente. Si ricorda che nella teoria di Stokes al primo ordine, la componente orizzontale u della velocità si scrive:

$$u = \frac{agk}{\sigma} \frac{\cosh [k(z+h)]}{\cosh kh} \cos \vartheta \quad (31)$$

Ricordando che in acque basse $\cosh kh \approx 1$, si può scrivere più semplicemente:

$$u = \frac{agk}{\sigma} \cos \vartheta \quad (32)$$

La portata che si trasmette nel tempo attraverso un tirante b fra la superficie dell'onda ed il fondo è pari a:

$$Q(t) = \int_{-b}^{\eta+} u dz = \int_{-b}^0 u dz + \int_0^{\eta+} u dz = \frac{agk}{\sigma} b \cos \vartheta + \frac{agk}{\sigma} \eta \cos \vartheta \quad (33)$$

La portata media nel periodo è data da:

$$q = \frac{1}{T} \int_0^T Q(t) dt \quad (34)$$

Poiché in acque basse $L/T = c = \sqrt{gb}$, si ha:

$$q = \frac{1}{8} \sqrt{gb} \frac{H^2}{b} \quad (35)$$

Nell'applicazione dello *Stokes drift* al moto ondoso irregolare, si è semplicemente sostituito all'altezza d'onda H , l'altezza d'onda (incidente) energeticamente equivalente $H_{en,i}$.

Il modello *CVB*, così detto dalle iniziali degli Autori, ha mostrato un'ottima accuratezza nella previsione dei valori di sovrizzo osservati al *GWK*, sui cui dati è stato calibrato un fattore d'attrito $f = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, valore non troppo dissimile da quello normalmente utilizzato per canali con fondo in roccia.

Nel corso di studi più recenti (Calabrese, Vicinanza e Buccino, 2005) gli Autori hanno poi evidenziato come l'applicazione del metodo *CVB* al caso di barriere imbasate su profondità relative maggiori di quelle proprie dei test svolti al *GWK*, potrebbe condurre ad una sottostima del sovrizzo.

Ciò è stato attribuito alle caratteristiche della formula (35) che, decrescendo al crescere del fondale, è tuttavia indipendente dalla sommergenza dell'opera.

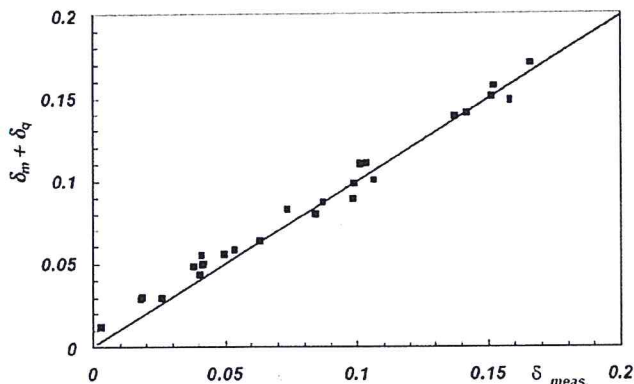


Figura 15 - Confronto fra i valori di sovrizzo misurati al *GWK* e quelli previsti con il modello *CVB*.

Gli Autori hanno così proposto una nuova espressione per il calcolo della portata da inserire nella eq. 30, nella quale si tiene conto oltre che dell'effetto della quota di cresta anche del contributo al trasporto di massa dovuto al roller superficiale delle onde frangenti, nonché (almeno in parte), della variabilità dello sforzo di taglio connessa alla progressiva riduzione dell'altezza d'onda sulla barriera.

Stima della tracimazione e del sovralzo per strutture sommerse

Fredsøe e Deigaard (1992) hanno proposto un semplice schema derivato da Dalrymple (1978) in cui la portata entrante è posta in relazione alla differenza fra un valore di sovralzo reale ed uno limite, legato a flusso di massa nullo. La portata di tracimazione è, similmente ad il caso di uno stramazzo rigurgitato, data da:

$$q \approx b_e \sqrt{2g(\delta_{b,\max} - \delta_b)} \quad (36)$$

per $h_c = F\delta_h$.

In caso di modesta sommergenza, h_c in eq. 36 è circa pari al sovralzo stesso δ_h ; ipotizzando ulteriormente che la tracimazione sia solo dovuta al flusso di ritorno sulla struttura, come per le strutture quasi impermeabili studiate da Diskin, la portata di tracimazione può essere stimata abbinando le eq 36 e 19, ottenendo una formula di tracimazione che ha struttura simile a quella di Owen (1980).

In questa logica, appare alquanto opportuno valutare il caso limite di sovralzo associato ad una portata media nulla sopra la barriera in condizioni confinate, ovvero come se l'area protetta dalla barriera fosse un bacino stagno. Per valori superiori di sovralzo, vi sarebbe un ritorno sopra la barriera; per valori inferiori, vi sarebbe una portata di tracimazione positiva.

I casi reali non sono mai completamente confinati lateralmente, per cui si instaura un equilibrio delle spinte con una portata che normalmente entra per tracimazione nella zona difesa dalle barriere ed esce per la presenza di disomogeneità longitudinali (tipicamente i varchi). La forzante del flusso di ritorno è proprio il carico idraulico dovuto all'accumulo dietro la barriera.

Conclusioni

La progettazione a regola d'arte di un sistema di difesa dei litorali realizzato con scogliere longitudinali a cresta bassa deve considerare con il necessario approfondimento la complessa interazione tra il moto ondoso e le barriere. Tale processo deve necessariamente appoggiarsi ad una affidabile stima delle portate di tracimazione e filtrazione che caratterizzano queste opere e del conseguente fenomeno del sovralzo che si realizza a tergo di esse. Il presente lavoro contribuisce alla rappresentazione dei fenomeni descritti, che devono essere posti in relazione al grado di confinamento laterale.

Sulla base dei risultati di prove in canale d'onda eseguite presso i laboratori marittimi delle Università di Padova e di Firenze si è identificata una dipendenza lineare fra il sovralzo e la portata di ricircolo.

La linearità deriva da una proporzionalità diretta fra carico e velocità di filtrazione. Il modello interpretativo utilizzato per la filtrazione, basato sulla formula di Forchheimer, consente di giustificare tale comportamento sperimentale considerando la combinazione fra un regime di filtrazione turbolento e la natura oscillatoria della velocità.

Il processo della tracimazione è stato descritto attraverso due approcci. Il primo, legato alla quantificazione del volume tracimato da ciascuna onda, è stato calibrato sulla base di alcuni dati relativi a strutture emergenti. Il secondo approccio richiama le formule tradizionali per la stima diretta della portata media. Le formule sono state adattate al caso di opere tracimabili, ma non valutano l'effetto di una portata di ritorno sopra la cresta dell'opera ed entrano in crisi quando le strutture sono sommerse. È stato proposto per il caso sommerso il modello concettuale (eq. 36) di Fredsøe e Deigaard (1992).

Per la quantificazione della filtrazione, tracimazione e del sovralzo in qualsiasi condizione di confinamento laterale, sono state identificate due procedure che risultano applicabili, seppure con diversa accuratezza, per tutte le geometrie di struttura. Le procedure si diversificano sulla base della quota di cresta della struttura rispetto al livello medio del mare.

Per strutture emerse, i processi in esame possono essere stimati attraverso un semplice bilancio di massa, in cui appare come unica incognita il sovralzo nella zona protetta. Si identificano le corrette relazioni per descrivere la filtrazione (eq. 1+4), la portata di tracimazione attraverso la descrizione della tracimazione

onda per onda (eq. 5÷7) o attraverso la descrizione della portata media (eq. 8÷15) e le portate uscenti attraverso i varchi (con metodi standard non specifici di opere a cresta bassa, per esempio con una opportuna formula per lo stramazzo, in cui il carico è dato dal sovrizzo).

In caso di strutture sommerse si suggerisce di valutare il sovrizzo che si avrebbe in condizioni di confinamento laterale impedita (barriera infinitamente lunga) attraverso il bilancio della quantità di moto semplificato (eq. 20÷34), noto come approccio *CVB* (Calabrese ed al, 2003), e stimare la portata netta entrante nella zona protetta attraverso una relazione schematica (eq. 36). In tal modo risulta incognito il sovrizzo effettivo, che può essere desunto, ancora una volta, dal bilancio delle portate. Si consiglia tuttavia cautela nell'applicare il metodo *CVB* così come proposto nel presente lavoro per profondità relative maggiori di 0.20 (Calabrese et al., 2005). Si è cercato di riconoscere e caratterizzare i limiti di tutte le formule presentate, che in generale interpretano il processo in modo fisicamente basato. Nel caso specifico della stima della portata per opere sommerse, è invece suggerito un modello concettuale non validato da prove sperimentali: questo risulta l'aspetto tecnico che necessita di maggiori approfondimenti in futuro.

Ringraziamenti

La ricerca e le prove in canale descritte nel presente articolo sono state finanziate dal MIUR, nell'ambito del progetto PRIN 2001 "Idrodinamica e morfodinamica di spiagge protette da opere trascinabili" Prot. 2001082247. Le prove sperimentali in vasca presso l'Università di Aalborg (Danimarca) sono state effettuate nell'ambito del Progetto DELOS, "Environmental design of low-crested coastal defence structures", EVK3-CT-00041, finanziato dalla Unione Europea.

Il lavoro di ricerca svolto presso il Coastal Research Centre - Forschungszentrum Kuste di Hannover (Germania), dal titolo "Low Crested and Submerged Structures in Presence of Broken Waves", è stato portato a termine nell'ambito del progetto "Transnational Access To Major Research Infrastructure" finanziato dall'Unione Europea.

Bibliografia

- Allsop N.W.H., Besley, P. e Madurini L. (1995) - *Overtopping performance of vertical and composite breakwaters, seawalls and low reflection alternatives*. Paper 4.6 in Final Proceedings of MCS Project, University of Hanover, Hanover, Germany.
- Calabrese M., Vicinanza D. e Buccino M. (2003) - *2D wave set up behind low crested and submerged breakwaters*. Proc. 13th International Conference ISOPE, Honolulu, Hawaii, USA: 831-836.
- Calabrese M., Vicinanza D. e Buccino M. (2005) - *Verification and recalibration of an engineering method for predicting 2D wave setup behind submerged breakwaters*. Proc. International Coastal Symposium 2005, Hornafjörður, Iceland, available at www.itv.is/ics2005/Data/B8.4/Calabrese_PA.pdf.
- Cappiotti L. (2003) - *Interazione onda-corrente*. Tesi di dottorato, Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli studi di Firenze, pp. 140.
- Cappiotti L., Martinelli L. e Zanuttigh B. (2004) - *Experimental analysis of filtration and set-up in presence of low-crested structures*. XXIX Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche3, Trento: 713-720.
- Dalrymple R. (1978) - Rip current and their causes. Proc. 16th ICCE, Hamburg, ASCE: 1414-1427.
- De Rouck J., Van der Meer J.W., Allsop, N.W.H., Franco L. e Verhaeghe H. (2002) - *Wave Overtopping at coastal structures: Development of a database towards up-graded prediction methods*. Proc. 28th Int. Conf. on Coastal Engineering, Cardiff: 2140-2152.
- De Rouck J., Troch P., Van de Walle B., Van Gent M., Van Damme L., De Ronde J., Frigaard P. e Murphy J. (2001) - *Wave run-up on sloping coastal structures: prototype measurements versus scale model tests*. Coastlines, structures and breakwaters 2001, London.
- Debski D. e Loveless, J. (1997) - *The design and performance of submerged breakwaters*, Report, Ministry of Agriculture, Fisheries and Food, contract CSA 2606.
- Diskin M.H., Vajda M.L. e Amir I. (1970) - *Piling-up behind low and submerged permeable breakwaters*. Journal of Waterways and Harbours Division, ASCE, 96: 353-372.
- Franco C. e Franco L., (1999) - *Overtopping Formulas for Caisson Breakwaters with Nonbreaking 3D Waves*. ASCE, Journal of Waterways Port, Coastal, and Ocean Engineering, 125, no. 2: 98-108.
- Fredsøe J., Deigaard R. (1992) - *Mechanics of Coastal Sediment, Transport*, Adv. Series on Ocean Engineering. World Scientific, 3, pp. 370.

- Hedges T.S. e Reis M.T. (1998) - *Random Wave Overtopping Of Simple Seawalls: a New Regression Model*, Proc. ICE Water, Maritime e Energy, pp.130, 1-10.
- Kamphuis J.W. (1991) - *Incipient wave breaking*, Coastal Engineering, 15 (3): 185-203.
- Kofoed J.P. e Burcharth H. F. (2002) - *Estimation of overtopping rates on slopes in wave power deviced and other low crested structures*. Proc. 28th. ICCE, 2: 2191-2202.
- Kramer M., Zanuttigh B., Van der Meer J. W., Vidal C., Gironella X. (2005) - *2D and 3D experiments on Low Crested Structures*, Coastal Engineering, 52 (10-11): 867-855.
- Lamberti A., Zanuttigh B. e Kramer M. (2003) - *Wave and current flow around low-crested coastal defence structures*. Proc. Coastal Structures 2003, Portland, Oregon.
- Loveless J.H., Debski D., MacLeod A.B. (1988) - *Sea level set-up behind detached breakwaters*. Proc. Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE: 1665-1678.
- Mancinelli A., Aminti P.L., Archetti R., Atzeni A., Canu V., Capietti L., Lorenzoni C., Zanuttigh B. (2005) - *Opere di difesa realizzate con strutture sommerse ed a cresta bassa ad Alghero (SS), Perde Sali (CA), Marina di Massa (MS), Marina di Pisa (PI), Porto Recanati (MC), Marina di Montemarignano (AN), Lido di Dante (RA) e Pellestrina (VE)*, Studi costieri, presente volume.
- Martinelli L., Zanuttigh B., Clementi E., Guerrero M. e Lamberti A. (2004) - *Experimental analysis and 2DH numerical simulations of morphodynamics around Low-Crested Structures*. Proc. Proc. 28th Int. Conf. on Coastal Engineering, Lisbona.
- Mei C. C. (1983) - *The Applied Dynamics of Surface Ocean Waves* (Wiley, New York).
- Owen M.W. (1980) - *Design of seawalls allowing for wave overtopping*. Report EX 924, Hydraulics Research Station, Wallingford, UK.
- Pilarczyk K. (2000) - *Geosynthetics and geosystems in hydraulic an coastal engineering*, Balkema, pp.913.
- Ruol P., Faedo A., Paris A. (2003) - *Prove sperimentali sul comportamento di una scogliera a cresta bassa e sul fenomeno del piling-up a tergo di essa*. Studi Costieri, vol. 7/2003.
- Ruol P., Faedo A. (2002) - *Physical Model Study on Low-Crested Structures under Breaking Wave Conditions*. Proc. of the Intern. MEDCOAST Workshop on Beaches of the Mediterranean e the Black Sea, Kusadasi, Turchia: 83-96.
- Schüttrumpf H., Oumeraci H. (2001) - *Prediction of wave overtopping flow parameters on the crest and landward slope of sea dikes*. OPTICREST Research Report on Subtask 3.5.
- Steendam G. J., Van der Meer J. W., Verhaeghe H., Besley P., Franco L. e Van Gent M. (2004) - *The international database on wave overtopping*, Proc. ICCE 2004, Lisbona.
- Svendsen I. A. (1984) - *Wave Heights and Setup in a Surf Zone*. Coastal Engineering, 8 (4): 303-329.
- Svendsen I. A. (1984b) - *Mass flux and undertow in the surfzone*. Coastal Engineering, 8 (4): 347-365.
- Svendsen I. A. (1992) - *Hydrodynamics of the surfzone. Design and Reliability of Coastal Structures*, Attached to the Proc. of the 23rd ICCE, ASCE: 109-146.
- Van der Meer J. W. (2002) - *Technical Report Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes*. Technical Advisory Committee on Flood Defence, Delft, The Netherlands, pp 43.
- Van der Meer J. W. (1992) - *Conceptual design of rubble mound breakwaters*, ICCE 1992, Proc. of the short course on Design and reliability of coastal structures, Venezia, Italia.
- Van der Meer J.W., Janssen W. (1995) - *Wave Run-up and Wave Overtopping at dikes. Wave Forces on Inclined and Vertical Structures*, Task Committee Reports, ASCE: 1-27.
- Van Gent M. R. A. (1993) - *Stationary and oscillatory flow through coarse porous media*. Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, Report N. 93-9, Delft University of Technology 1993.
- Zanuttigh B. e Lamberti A. (2006) - *Experimental analysis and numerical simulations of waves and current flows around low-crested coastal defence structures*, accettato, ASCE, Journal of Waterways, Port, Harbour and Coastal Eng., 132 (1): 10-27.
- Zanuttigh B., Martinelli L. e Lamberti A. (2004) - *Hydrodynamics induced by low-crested rubble-mound structures: wave basin experimental analysis and 2DH numerical simulations*. XXIX Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, 3: 645-652, Trento.

Manoscritto ricevuto il 17/07/2005, accettato il 12/10/2005.