

**CALCESTRUZZO PER MASSI  
FRANGIFLUTTI**

*Oggetto*

*Mix design per un cubo Antifer da diga a scogliera*

*Corso*

**MATERIALI PER L'INGEGNERIA CIVILE**

*Docente*

**Prof. Fabio Carassiti**



*Stoccaggio cubi Antifer - Bosaso*

*Studenti*

**Campoese Mattia  
Guerino Fabio  
Melchiorre Fabrizio  
Paccapelo Marco**

*Anno*

**2006 / 2007**

# Sommario

Introduzione.....	2
Dighe frangiflutti gettate in opera.....	2
L'azione principale: il moto ondoso.....	3
Il calcestruzzo.....	4
Il cubo Antifer in calcestruzzo non armato.....	5
Localizzazione della diga.....	8
Vincoli di progetto del masso.....	10
Azione meccanica principale: moto ondoso.....	10
Dimensionamento mantellata.....	10
Altre azioni meccaniche.....	12
Abrasione.....	12
Erosione.....	12
Cavitazione.....	12
Urti tra massi.....	12
Attacchi chimico-fisici e biologici.....	13
Dilavamento.....	13
Organismi e micro-organismi marini.....	13
Temperatura.....	14
Gradienti termici.....	14
Nebbie litoranee.....	15
Solfati.....	15
Cloruri.....	16
Carbonatazione.....	17
Alterazione del calcestruzzo.....	17
Ritiro e rigonfiamento.....	17
Viscosità.....	18
Mix design.....	19
Descrizione del metodo.....	19
Vincoli progettuali per l'opera in analisi.....	20
Durabilità.....	22
Cemento.....	23
Aggregati.....	24
Massima dimensione aggregato.....	25
Scelta del diametro massimo aggregato per il masso.....	26
Tipo di inerti adottati.....	26
Aria intrappolata.....	26
Rapporto acqua / cemento.....	27
Porosità del calcestruzzo.....	28
Penetrazione dei cloruri.....	28
Lavorabilità.....	30
Scelta della lavorabilità: quantitativo di acqua necessario.....	31
Calcolo dei volumi.....	33
Granulometria.....	34
Additivi.....	37
Verifiche.....	38
Peso minimo necessario.....	38
Calore d'idratazione.....	38
Riepilogo.....	40
Riferimenti.....	41

# Introduzione

Il seguente lavoro consiste nel progetto del calcestruzzo per un masso di tipo *Antifer* non armato facente parte di una diga frangiflutti gettata in opera in ambiente marino. Si ritiene necessario pertanto un excursus sulle caratteristiche di queste opere e sul calcestruzzo prima di procedere con il progetto.

## Dighe frangiflutti gettate in opera

Le dighe vengono utilizzate per proteggere una data area marina ( per esempio un porto, oppure un tratto di spiaggia dall'erosione) dal moto ondoso che incide su di essa. Le tipologie di dighe maggiormente utilizzate in ambiente marino sono quelle a parete verticale e quelle a scogliera.

Le tipologie a scogliera, dette anche a gettata, hanno una tipica sezione trapezoidale, composta da un *nucleo interno* poco permeabile che compone il 70-80% dell'opera composto da “tout-venant” di cava di pezzatura tra i 0,1-500Kg .

Il rivestimento esterno, detto *mantellata*, è la parte visibile che ha la funzione di assorbire le azioni del moto ondoso tramite il peso dei massi che la costituiscono; la sua pendenza è limitata dai vincoli geotecnici di stabilità dell'ammasso.

Tra la mantellata e il nucleo vengono posti dei *filtri*, ossia strati di pezzature intermedie con la funzione di impedire l'asportazione del materiale fino che compone il nucleo.

La diga esplica la sua funzionalità dando luogo a una parziale riflessione del moto ondoso incidente, dissipando buona parte dell'energia sia per effetto della *risalita* della lama su acqua sulla struttura stessa (“Run-Up”), sia per fenomeni di *permeazione* all'interno delle stessa in quanto, non essendo i massi legati, hanno un alto coefficiente di permeabilità, sia per fenomeni dissipativi come il *frangimento* e la *vorticosità* che si sviluppa tra i massi.

Questa tipologia è caratterizzata da una relativa semplicità di posa in opera della stessa in quanto i massi vengono semplicemente gettati in opera, senza necessità di leganti tra gli stessi, ne tantomeno di controlli precisi sulla loro posizione (fatta eccezione per alcune tipologie).

Altra caratteristica saliente delle dighe gettate è la loro *flessibilità* al danneggiamento. Per queste opere, infatti, consideriamo dei tempi di ritorno più modesti di quelli adottati per dighe a parete, in quanto le opere gettate ammettono per loro stessa natura dei danneggiamenti durante la loro vita utile, oltre al fatto che non essendo legate è possibile procedere a manutenzione con costi non eccessivi. Questi danneggiamenti sono da intendersi come percentuale di massi spostati. Questo comporta che con il tempo strutture flessibili assumono un profilo a S causato dalla erosione della parte esposta al moto ondoso e il deposito di questa sul fondo. Ciò è sintetizzato nel *NUMERO DI*

*STABILITA'* dato dal rapporto  $\frac{H}{(\Delta \cdot D)}$  dove H è l'altezza dell'onda di progetto,  $\Delta$  è la differenza tra la densità del materiale con cui si costruiscono i massi e quello dell'acqua marina, mentre D indica il parametro geometrico della struttura (per le dighe a scogliera può assumere valori tra 1 e 4).

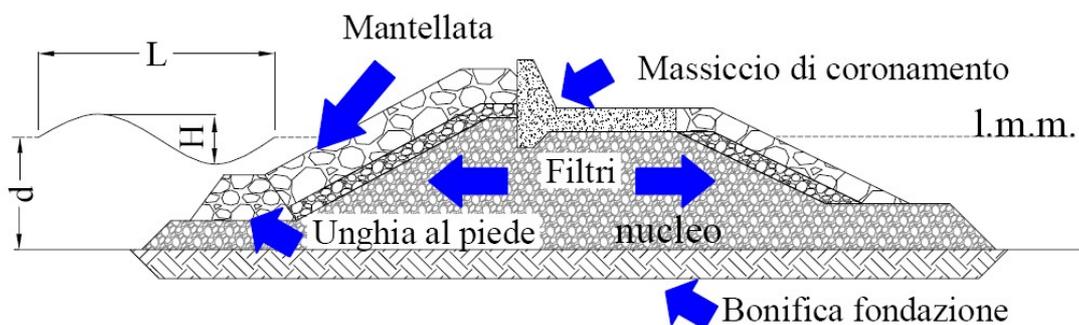


Fig. 1: Sezione tipo di una diga a scogliera (con in aggiunta un massiccio di coronamento)

## L'azione principale: il moto ondoso

L'onda marina è un movimento della superficie libera dell'acqua. Analizzandola in un piano ad essa normale essa è rappresentabile come un'onda piana sinusoidale caratterizzata dai seguenti parametri:

- *Altezza (H)*: distanza verticale tra la cresta ed il cavo
- *Ampiezza dell'onda (a)*: distanza tra la superficie libera ed il livello medio indisturbato (s.w.l.)
- *Periodo (T)*: distanza temporale tra due creste o due cavi successivi
- *Tirante idrico (h)*: profondità del fondale rispetto allo s.w.l.
- *Lunghezza (L)*: distanza tra due creste o due cavi successivi. La relazione che la teoria lineare del moto ondoso<sup>[1]</sup> fornisce per il calcolo è  $L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(2\pi \frac{h}{L}\right)$
- *Ripidità (s)*: rapporto  $H/L$ ; oltre un certo limite (che dipende dal tipo di onda e dal fondale) si ha il frangimento, ovvero la “rottura” dell'onda che cede energia tramite turbolenze, rumore e calore.

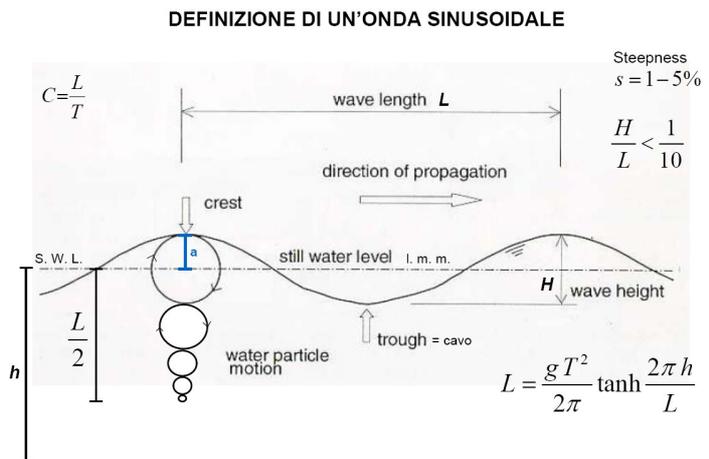


Fig. 2: Definizione di un'onda sinusoidale

Con questi parametri è possibile procedere con i dimensionamenti delle opere tramite relazioni presenti nella letteratura tecnica del settore dell'ingegneria costiera.

Si trascurano in questa analisi fenomeni sismici che porterebbero al collasso l'intera struttura e quindi ad inevitabili urti e cedimenti della “fondazione” dell'opera, mentre si considereranno gli attacchi chimici, fisici e meccanici che possono insorgere in ambiente marino.

## Il calcestruzzo

Il calcestruzzo è un conglomerato costituito da una miscela di legante idraulico (*cemento*), aggregati (*sabbia, ghiaia*), *additivi*, eventuali *aggiunte minerali* ed *acqua*. Il legante, idratandosi con l'acqua, indurisce e conferisce alla miscela una resistenza tale da renderlo simile ad una roccia.

Il confezionamento del calcestruzzo è oggi effettuato nelle centrali di betonaggio o in appositi impianti di cantiere; è quasi scomparso il confezionamento artigianale-manuale, se non per piccolissime quantità. Di conseguenza, le indicazioni sulle quantità dei singoli componenti hanno perso di significato. Oggi si tende infatti a richiedere un calcestruzzo con prestazioni ben definite e la sua composizione, in base ai requisiti che esso dovrà possedere, è oggetto di un apposito studio, chiamato *mix design*, che tiene conto di numerose variabili quali resistenza, durabilità, aggressività dell'ambiente, contenuto d'aria inglobata, rapporto acqua/cemento, additivi e via dicendo.

Il calcestruzzo, una volta in cantiere, va gettato in un'apposita *cassaforma*. Esso, infatti, ha l'apparenza di un fluido denso privo di forma: la cassaforma serve, appunto, a dare forma al calcestruzzo e a creare, quindi, pilastri, travi, solai, solette, fondazioni, massi o altro.

Una volta gettato nella cassaforma, il calcestruzzo va opportunamente *vibrato*, onde evitare la formazione all'interno del manufatto di bolle d'aria, che potrebbero accorciare drasticamente la vita dell'acciaio annegato, oltre a creare pericolose discontinuità nel materiale.

### *Maturazione del calcestruzzo:*

Una volta messo a riposo nella cassaforma, il calcestruzzo ha bisogno di maturare per un certo periodo. È questo il periodo in cui l'acqua reagisce con il cemento generando il fenomeno dell'idratazione, che trasforma i granelli di cemento in cristalli che, interagendo tra loro, induriscono il manufatto.

Durante la maturazione il calcestruzzo, essendo costituito da leganti idraulici, ha bisogno di rimanere il più possibile in ambiente umido (U.R.% > 95%), per garantire il processo di idratazione. Per questo motivo, per ottenere il massimo sviluppo di resistenza è necessario ritardare il più possibile l'operazione di rimozione dei casseri (*scasseratura*), a meno che si utilizzino tecniche di stagionatura differenti come la bagnatura delle superfici del calcestruzzo indurito.

Durante la maturazione è bene non accelerare l'evaporazione dell'acqua, perché si possono manifestare lesioni, tipiche da ritiro igrometrico. Il clima, in questa fase, è di fondamentale importanza: l'aria secca può accelerare l'evaporazione e quindi il *ritiro*. Anche la temperatura dell'aria è importante: temperature troppo elevate (superiori ai 30-35°C) possono generare eccessiva evaporazione, mentre temperature troppo basse (inferiori allo 0°) possono produrre nella struttura dannosissimi cristalli di ghiaccio, che abbattano la resistenza finale del manufatto. Gli additivi nel conglomerato sono scelti anche in base al clima durante il quale dovrà avvenire la maturazione del calcestruzzo, onde evitare i predetti problemi.

Si deve oltretutto fare attenzione allo spessore del manufatto: se l'elemento strutturale che stiamo gettando ha il lato minore molto grande (superiore a 70-80cm) possono verificarsi delle lesioni (più importanti di quelle da ritiro) dovute all'eccessivo *calore di idratazione* sviluppato nel cuore della struttura; infatti il processo di idratazione, che avviene nelle prime ore del getto, provoca un innalzamento della temperatura del calcestruzzo (si veda l'analisi dei vincoli di progetto).

## Il cubo Antifer in calcestruzzo non armato

*La scelta del calcestruzzo:*

La scelta di un masso in calcestruzzo piuttosto che in pietra naturale è dovuta a diverse ragioni. La principale è l'azione del moto ondoso che è rilevante a tal punto da rendere necessario l'utilizzo di massi che garantiscano un peso notevole (oltre le 20t). I massi naturali sono invece limitati a pezzature decisamente inferiori (intorno alle 10 – 12t) tra l'altro non facilmente reperibili e trasportabili, a differenza dei primi che vengono realizzati in opera (per i dettagli sui pesi da adottare si veda in seguito il dimensionamento dei massi secondo le relazioni indicate in letteratura).

La scelta del calcestruzzo rispetto come materiale costruttivo è ulteriormente giustificata dal grafico seguente:

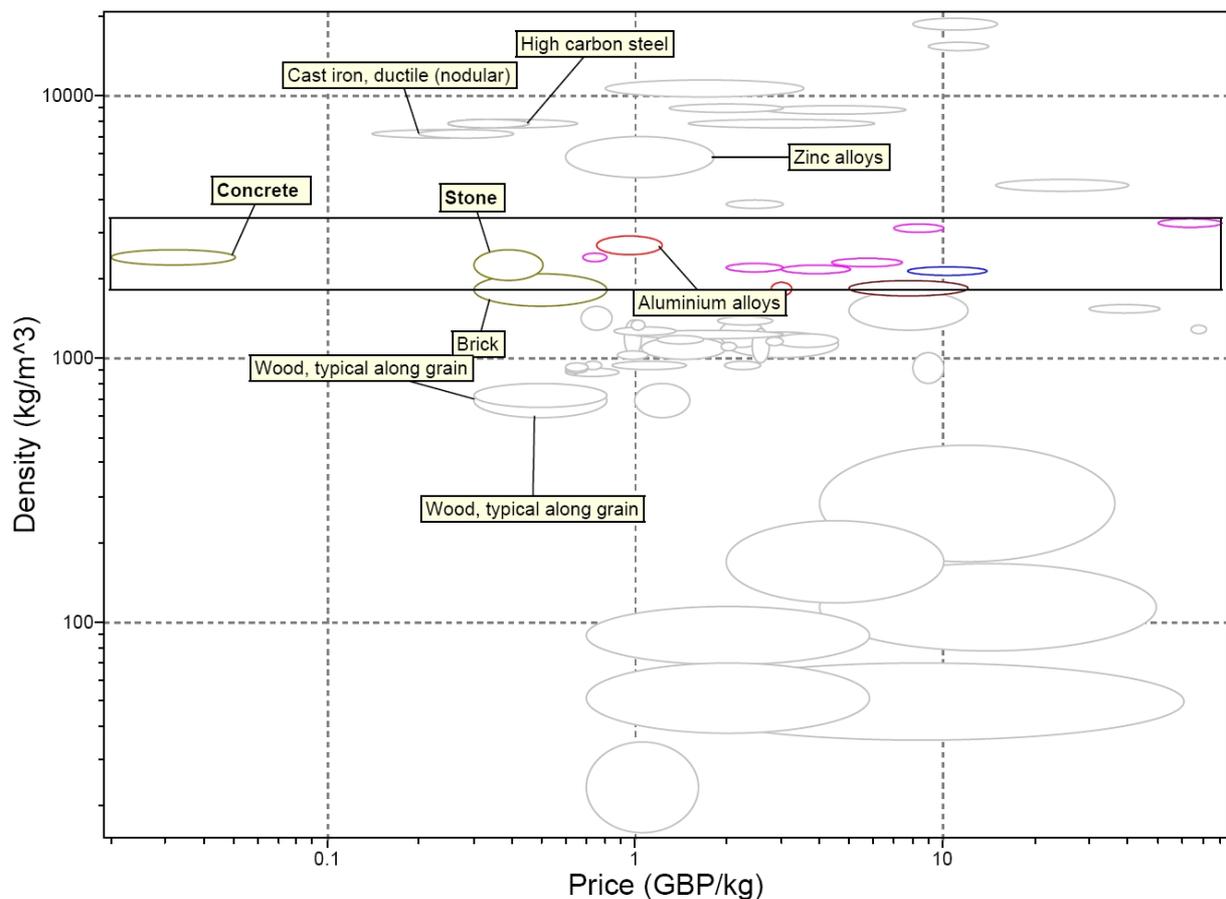


Fig. 3: Grafico densità / prezzo dei materiali esistenti – fonte “CES Edupack 2005”

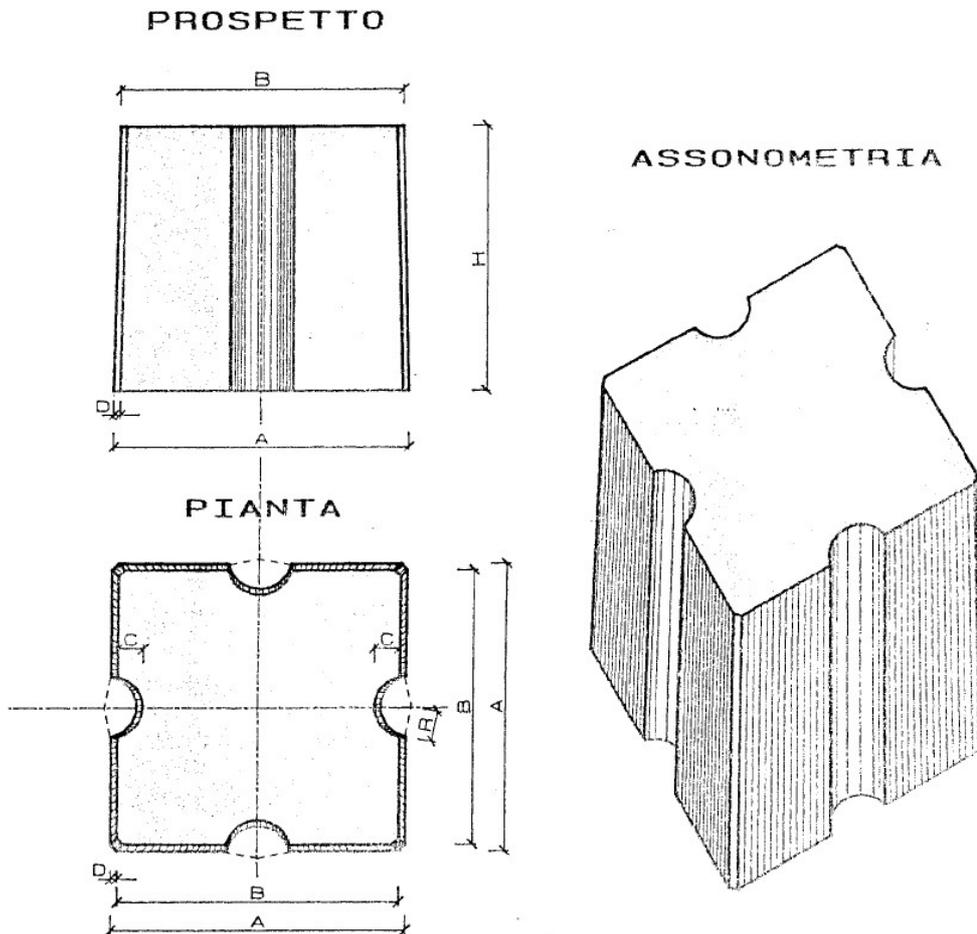
Il grafico riassume la distribuzione dei materiali esistenti in commercio esprimendo la densità in funzione del prezzo (in scala logaritmica per rendere i dati confrontabili). E' evidente come – per densità variabili dai 2000 a oltre 3000 Kg/m<sup>3</sup> (ovvero densità compatibili con le dimensioni geometriche convenzionali e con il modello utilizzato per il dimensionamento dei massi) – il calcestruzzo sia nettamente più conveniente in termini di costo della materia prima rispetto alla roccia. Inoltre con la possibilità di realizzare i manufatti direttamente in loco (i massi sono realizzati e stoccati sulla spiaggia in attesa della loro posa in opera) si abbattano i costi di trasporto.

La possibilità di poter confezionare con sufficiente accuratezza il contenuto del calcestruzzo tramite il mix design permette di ottimizzarne il comportamento in esercizio, ottenendo infine migliori garanzie sulle prestazioni e sulla durabilità del masso rispetto a blocchi monolitici in pietra naturale (principalmente rocce carbonatiche o ignee intrusive).

Il cubo Antifer:

Le specifiche tecniche del cubo Antifer sono riassunte nella scheda seguente:

## ANTIFER



**ANTIFER DA 11.57 t (5 m<sup>3</sup>)**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

$V=5 \text{ m}^3 = 1.0247 H^3$   
 per cui  $H = 1.70 \text{ m}$   
 $A=1.086 \times H = 1.86 \text{ m}$   
 $B=1.005 \times H = 1.72 \text{ m}$   
 $C=0.095 \times H = 0.16 \text{ m}$   
 $D=0.024 \times H = 0.04 \text{ m}$   
 $r=0.1215 \times H = 0.21 \text{ m}$

**ANTIFER DA 22.8 t (9.7 m<sup>3</sup>)**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

$V=9.7 \text{ m}^3 = 1.0247 H^3$   
 per cui  $H = 2.12 \text{ m}$   
 $A=1.086 \times H = 2.30 \text{ m}$   
 $B=1.005 \times H = 2.13 \text{ m}$   
 $C=0.095 \times H = 0.20 \text{ m}$   
 $D=0.024 \times H = 0.05 \text{ m}$   
 $r=0.1215 \times H = 0.26 \text{ m}$

Fig. 4: Specifiche tecniche cubo Antifer con due tipologie di riferimento e dimensioni della cassaforma

I cubi Antifer sono tronchi di piramide con modesta inclinazione delle facce laterali, le quali presentano al centro scanalature ad arco di cerchio aventi lo scopo di migliorare le capacità di *appoggio* fra elementi contigui, la *scabrezza idraulica* e di favorire le operazioni di *scasseratura* a getto indurito. Di forma massiccia, sono poco sensibili a rotture per eccesso delle forze agenti. Sono preferiti ai classici cubi, che mal si prestano ad una posa in opera sufficientemente irregolare, garanzia di notevole permeabilità e rugosità del complesso.

La posa in opera avviene nel periodo estivo in quanto sono presenti le condizioni meno gravose di agitazione del moto ondoso (soprattutto nel periodo tra fine giugno e inizio luglio).



*Fig. 5: Realizzazione blocchi Antifer – Bosaso*

Il mix design del calcestruzzo per il cubo Anifer considererà le condizioni peggiori tra quelle di masso sommerso in profondità, masso a livello della superficie libera e masso asciutto; è ovviamente antieconomico differenziare la composizione dei calcestruzzi per prestazioni richieste comunque molto simili (e possibili per quasi tutti i massi a seconda della variazione del livello del mare) oltre a creare “confusione” in cantiere nella fase di posa in opera. Discorso diverso va affrontato nel caso si stia analizzando anche la sezione in testata della diga (dove il masso, a causa dell'azione tangenziale del moto ondoso, non riesce ad esplicare al meglio la sua funzione) nella quale a volte è necessario l'utilizzo di massi diversi con aggiunte di inerti più pesanti, ma non è il caso in esame.

# Localizzazione della diga

L'opera da realizzare è il rifacimento del tratto in sezione corrente della diga foranea frangiflutti del porto di Catania, già realizzato con cubi Antifer:

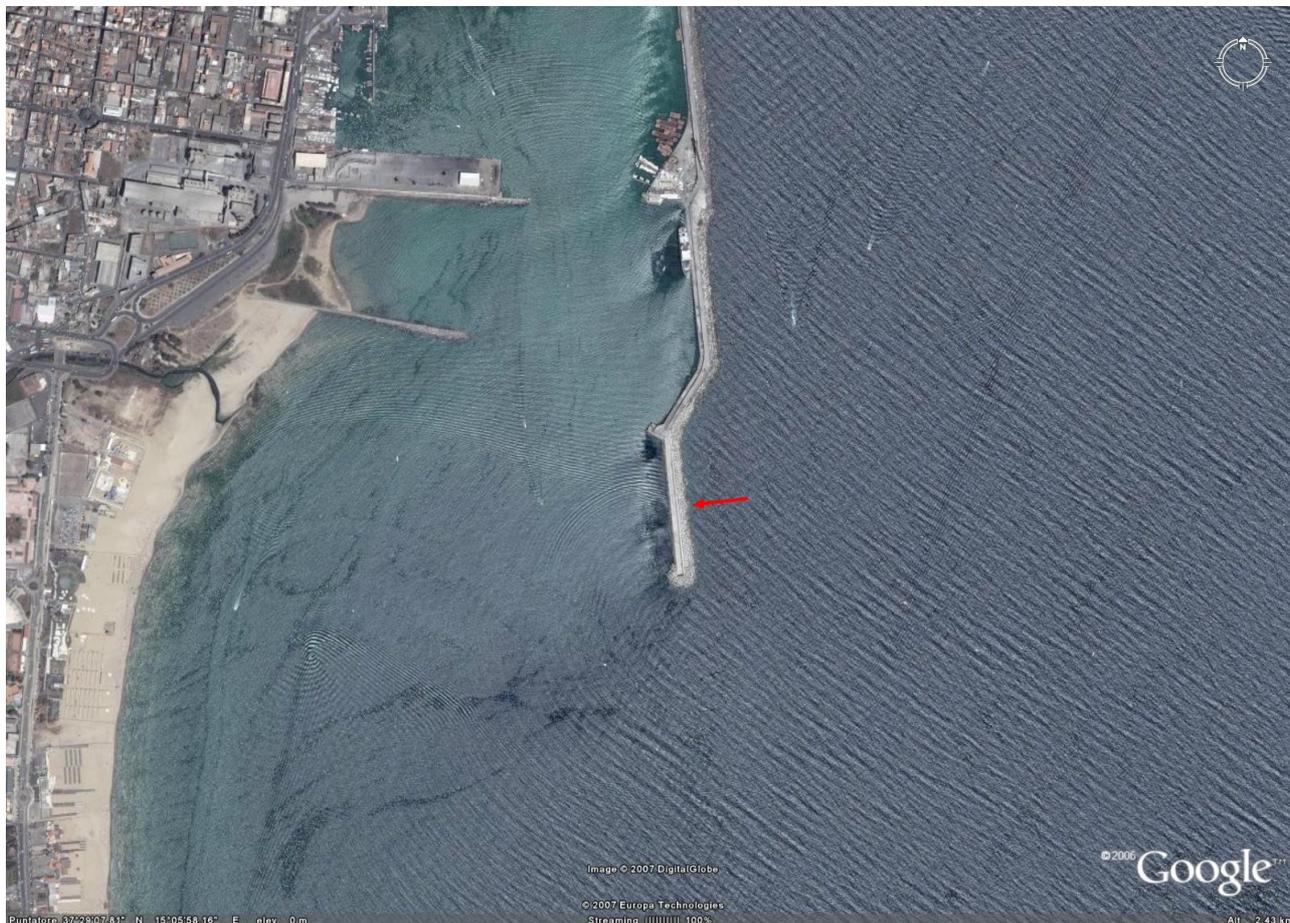


Fig. 6: Foto satellitare diga foranea del porto di Catania – fonte "Google Earth"

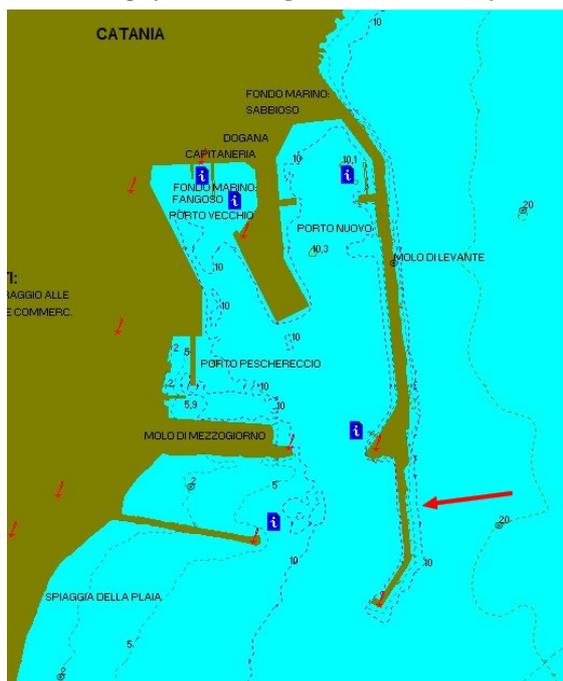


Fig. 7: Isobate porto Catania – fonte "SailPlan"

La freccia nelle due immagini indica la sezione di scogliera nella quale andrà posizionato il masso in esame (la non perfetta corrispondenza delle due rappresentazioni è trascurabile essendo presente la stessa azione del moto ondoso).

Si può notare come al piede dell'opera sia presente una *berma* (strato dove vengono dislocati dei massi utile per fornire il sostegno alla mantellata e per ridurre l'incidenza dell'onda) che rende il fondale profondo 10 m.

Dalle misure ondamiche effettuate dalla boa della R.O.N. (Rete Ondametrica Nazionale) situata proprio a Catania, si ricava il settore angolare che presenta la più alta frequenza di apparizione delle onde più alte:

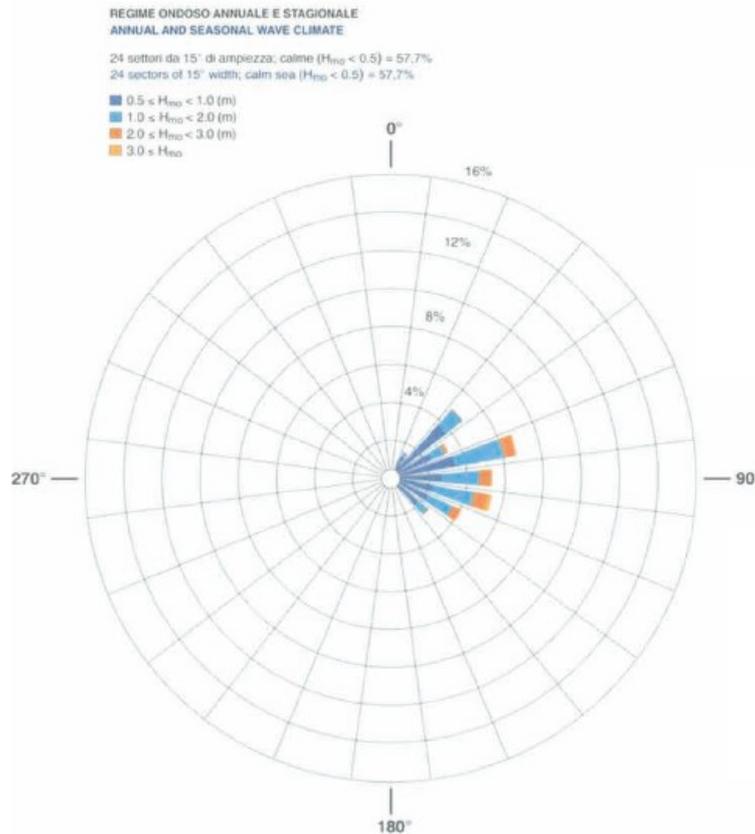


Fig. 8: Settori di provenienza delle onde rispetto al nord geografico<sup>[2]</sup>

I dati climatici registrati dal 1961 al 1990 per la temperatura media dell'aria e le rilevazioni della temperatura superficiale dell'acqua marina dal 2002 al 2006 sono i seguenti:

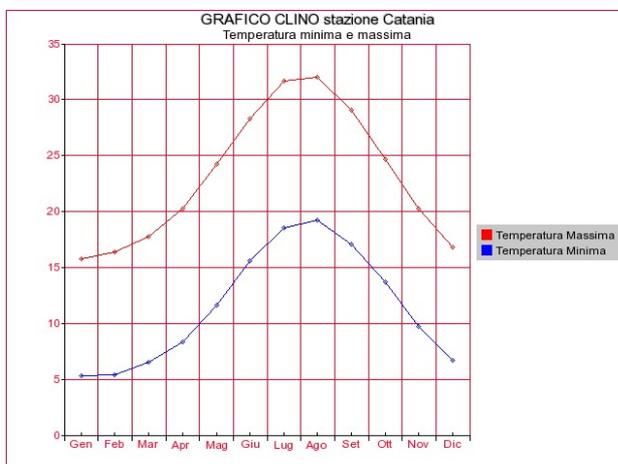


Fig. 9: Media delle temperature minime e massime<sup>[3]</sup>

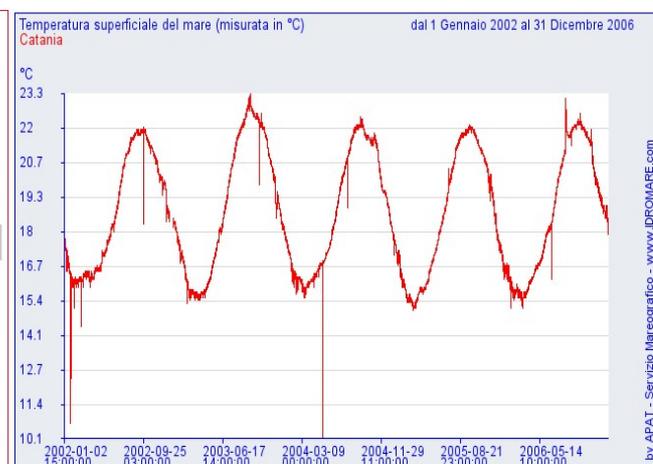


Fig. 10: Temperatura superficiale acqua marina<sup>[4]</sup>

# Vincoli di progetto del masso

Il masso dovrà sostenere durante la vita utile dell'opera alla quale appartiene oltre alle azioni meccaniche di progetto anche gli attacchi che gli agenti fisici, chimici e biologici dovuti all'ambiente aggressivo nel quale è posizionato.

## Azione meccanica principale: moto ondoso

### Dimensionamento mantellata

Si è interessati al tratto di sezione corrente della scogliera, ovvero al tratto dove il fronte d'onda è parallelo alla diga e si ha impatto diretto. Per questi scopi si è interessati esclusivamente alla scelta del peso dei massi che costituiscono l'opera.

### Formule di progetto

Per la determinazione del peso dei massi si utilizza la **formula di Hudson**:

$$P = \frac{\gamma_s H_s^3}{\Delta^3 K_d \cot(\alpha)} \quad \text{con:}$$

- $H_s$  : altezza di onda significativa in metri al piede dell'opera (onda di progetto)
- $\alpha$  : angolo formato dalla scarpata della mantellata con l'orizzontale
- $K_d$  : “coefficiente di non danneggiamento”
- $\Delta = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_a} - 1\right)$  con  $\gamma_a = 1,03 \text{ t/m}^3$ , peso specifico dell'acqua marina
- $\gamma_s$  : peso specifico del materiale costituente il masso

La formula è valida nel caso di onda non frangente. Per verificare questa condizione deve essere soddisfatta la condizione che la ripidità dell'onda di progetto sia minore di quella limite, calcolabile tramite la **formula di Miche**:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = 0,142 \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad \text{con:}$$

- $L$  : lunghezza dell'onda (esprimibile con la relazione fornita dalla teoria lineare del moto ondoso)
- $d$  : profondità del mare al piede dell'opera

### Determinazione dei parametri necessari al dimensionamento

#### *Onda di progetto e vita utile dell'opera*

L'onda di progetto deve essere rappresentativa delle condizioni ambientali che possono considerarsi pericolose ai fini della stabilità della struttura marittima, ovvero il suo tempo di ritorno deve essere associato al tempo di vita previsto per l'opera. Essa è definita mediante un'altezza, un periodo ed una direzione di provenienza (ovvero il settore angolare con la più alta frequenza di apparizione) e si ricava, una volta selezionati dati omogenei e indipendenti, tramite modelli probabilistici per lo studio di eventi estremi.

Per opere di questo tipo si considera cautelativamente un tempo di ritorno di 100 anni e un'altezza

d'onda significativa  $H_s$  calcolabile pari alla media del decimo più alto delle onde registrate ( $H_{1/10}$ ); da questa si può ricavare il periodo significativo dell'onda con la relazione  $T_s = a(H_s)^b$  con i parametri  $a$  e  $b$  che dipendono dal paraggio costiero considerato.

I valori rilevati per la stazione di Catania sono i seguenti<sup>[2]</sup>:

- $H_{1/10} = 5,9 \text{ m}$
- $a = 5,184$ ;  $c = 0,309$ ;  $T_s = 5,184 * (5,9)^{0,309} = 8,97 \text{ s}$
- Settore di traversia: (si veda fig. 8)

### Altri dati

L'angolo  $\alpha$  di pendenza della scarpata si assume pari a  $3/4$ .

Il parametro  $K_d$  per i cubi Antifer, considerando la sezione corrente della diga, è pari a  $9$ .

La profondità del fondale al piede dell'opera si ricava dalla fig. 1 ed è pari a  $d = 10 \text{ m}$ .

Per il peso specifico del calcestruzzo  $\gamma_s$  si adotta un valore di prima approssimazione pari a  $2,35 \text{ t/m}^3$  (lo stesso adottato nelle specifiche tecniche del masso) da intendersi come valore *minimo* da verificare dopo il confezionamento.

### Calcolo formula di Miche

Dai dati ottenuti si può calcolare la lunghezza dell'onda:

$$L = \frac{g T^2}{2\pi} \tanh\left(2\pi \frac{h}{L}\right) = \frac{9,81 \cdot 8,97^2}{2\pi} \tanh\left(2\pi \frac{10}{L}\right) = 81,38 \text{ m}$$

Quindi:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = \frac{5,9}{81,38} = 0,0725 \leq 0,142 \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) = 0,142 \tanh\left(\frac{2\pi \cdot 10}{81,38}\right) = 0,0925 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

### Calcolo formula di Hudson e scelta del masso

Possiamo quindi calcolare il peso di prima approssimazione necessario per contrastare l'azione del moto ondoso e scegliere la classe di masso da adottare (in base alle specifiche tecniche prima elencate) fissando quindi il *volume* della cassaforma:

$$P = \frac{\gamma_s H_s^3}{\Delta^3 K_d \cot(\alpha)} = \frac{2,35 \cdot 5,9^3}{\left(\frac{2,35}{1,03} - 1\right)^3 \cdot 9 \cdot \cot\left(\frac{3}{4}\right)} = 23,74 \text{ t}$$

Si può adottare un masso da  $V = 23,74 / 2,35 = 10,10 \text{ m}^3$ . Essendo  $V = 1,0247 H^3$ , si ha che  $H = 2,14 \text{ m}$  quindi le dimensioni del masso si ricavano dalle indicazioni in fig. 4:

- $A = 2,32 \text{ m}$
- $B = 2,15 \text{ m}$
- $C = 0,20 \text{ m}$
- $D = 0,05 \text{ m}$
- $r = 0,26 \text{ m}$

## Altre azioni meccaniche

Le altre azioni meccaniche che interessano il masso sono principalmente dovute alle conseguenze dell'impatto dell'onda escluse quelle che portano alla distruzione dell'intera opera (precedentemente considerata).

### Abrasionone

L'abrasione del calcestruzzo può essere causata dall'impatto con l'eventuale trasporto solido presente sulla superficie marina (materiale galleggiante come tronchi o altro). L'azione provoca la rimozione della zona superficiale del calcestruzzo strutturale e può quindi ridurre sensibilmente la protezione dell'armatura in acciaio se presente.

La resistenza del materiale a tale azione è fortemente influenzata dalla *porosità* della matrice cementizia della zona più esterna, dal rapporto a/c, dalle finiture ecc...

Un calcestruzzo marino soggetto a forte *abrasione* dovrà necessariamente essere caratterizzato da inerti duri e resistenti (durezza paragonabile a quelle del quarzo e granito) scelti secondo un opportuna granulometria.

### Erosione

L'*erosione* consiste in un'azione di usura provocata dall'acqua in movimento e contenente particelle solide sospese. Le conseguenze dipendono molto della *velocità* della stessa, dall'eventuale presenza di *vortici* e dalla *qualità* del calcestruzzo.

Per ciò che concerne quest'ultimo è consigliabile aumentare il volume di inerti grossi e resistenti, ridurre il rapporto a/c, aumentare i/c, mentre trascurabile è la tipologia del cemento utilizzato. In taluni casi risulta necessario intervenire anche sulla qualità della superficie esterna dell'opera applicando uno spolvero di rinforzo.

### Cavitazione

Nei casi in cui la velocità del moto ondoso superi i 12 m/s ( $\approx 43$  Km/h) possono verificarsi anche fenomeni di *cavitazione*. Il danno risultante da tale azione sono zone di erosione localizzata ovvero rimozione del materiale che diviene in superficie progressivamente più frastagliato.

Un calcestruzzo resistente alla cavitazione può essere ottenuto confezionando un conglomerato con la *maggiore resistenza meccanica possibile*, escludendo la presenza di inerti di diametro molto elevato che tenderebbero ad essere rimossi, mentre la loro durezza è un parametro pressochè ininfluenza. Al contrario, quello che forse gioca il ruolo più importante, è l'*adesione* tra gli inerti e la pasta cementizia, la quale deve essere tale da garantire che il materiale sia non segregabile.

### Urti tra massi

Il calcestruzzo tradizionale, non armato, è un materiale relativamente *fragile* e non molto resistente all'azione degli urti, ovvero dotato di scarsa tenacità.

Al contrario i fibrorinforzati, da prove di laboratorio compiute con pesi di 4.5 kg su provini cilindrici, dimostrano una resistenza anche 10-100 volte superiore, essendo capaci di dissipare maggiore energia.

Inoltre i suddetti, giunti alla rottura, a differenza del conglomerato ordinario, non si frantumano.

Ne consegue che certamente in caso di opere marine non armate risulterà necessario ridurre al minimo la possibilità di urto tra un masso e l'altro, e garantire che essi mantengano il più possibile

la condizione statica – per la quale sono progettati - mediante una messa in opera in sito che sia la più delicata e accurata possibile (ovvero disporre un masso per volta).

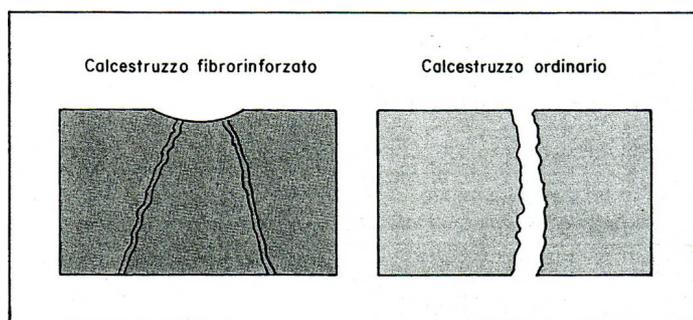


Fig. 11: Confronto tra effetti di urti

## Attacchi chimico-fisici e biologici

### Dilavamento

Il problema del *dilavamento* del calcestruzzo è un fenomeno da tenere in considerazione nel ventaglio delle azioni chimiche dell'acqua marina su un'opera in calcestruzzo. Se l'acqua in questione è a contatto con un'atmosfera fortemente ricca di anidride carbonica, essa provoca un aumento della solubilità del carbonato di calcio di cui è normalmente costituita la pasta di cemento, comportando una sensibile degradazione del materiale. Tale fenomeno si verifica spesso ove sia già in corso una degenerazione chimica della matrice del calcestruzzo e l'effetto combinato influisce negativamente nell'accelerare il danneggiamento della sezione strutturale.

Se ne è povera invece, avrebbe un'azione incrostante dovuta al deposito del carbonato stesso, fenomeno da considerarsi però nella progettazione di tubazioni.

Il miglior modo di prevenire il dilavamento della pasta di calcestruzzo è quello di renderlo il più possibile impermeabile all'acqua, ancor meglio se al posto del tradizionale cemento Portland, se ne utilizza uno *pozzolanico* a base di *cenere volante*, che trasforma gli *Idrossidi di Calcio* in *Silicati di calcio idrati*, composti meno solubili in acqua e più difficilmente dilavabili dall'azione dell'anidride carbonica aggressiva.

### Organismi e micro-organismi marini

La crescita e lo sviluppo di organismi marini, principalmente crostacei, si verifica molto frequentemente sulle superfici porose delle opere in calcestruzzo, la cui alcalinità in tal modo viene largamente ridotta specialmente a seguito del dilavamento dell'acqua.

Tali crescite marine sono influenzate in maniera proporzionale dalla *temperatura*, dalla concentrazione di *ossigeno* disciolto, dal *PH* e dalle condizioni di *luminosità* della zona interessata: è dunque una problematica che si riduce notevolmente a profondità superiori ai 20 m e in climi più freddi.

Crostacei, molluschi, ed echini sono in grado di secernere sostanze acide che possono causare la *fessurazione* del calcestruzzo e la *corrosione* della superficie dell'acciaio di armatura se presente.

In particolare i molluschi producono *carbonato di ammonio* che può danneggiare anche gravemente il calcestruzzo stesso. Altre varietà aggressive di molluschi possono inoltre perforare gli aggregati di tipo calcareo.

Alcune crescite marine, come le *alghe* costituiscono una copertura molto densa, difficile da eliminare, strato che tende a sigillare le zone superficiali, riducendo la permeabilità gassosa, dunque anche dell'ossigeno, riducendone la disponibilità e la possibilità di *carbonatazione*.

La presenza di solfuri derivanti da un'ambiente anaerobico favoriscono lo sviluppo di microrganismi anche noti come *thiobacilli*. Tale gruppo batterico può "produrre" *acido solforico*, sostanza estremamente corrosiva sia per il calcestruzzo che per l'acciaio. Le strutture marine particolarmente soggette a tale azione batterica sono i tubi in calcestruzzo contenenti oli combustibili come il petrolio.

## Temperatura

La temperatura dell'*acqua marina* ha un'influenza importante sulla *durabilità* del calcestruzzo.

Il range di variazione è generalmente tra i  $-2^{\circ}$  (temperatura di congelamento dell'acqua del mare) nelle regioni fredde, e i  $30^{\circ}$  nelle aree tropicali.

Le alte temperature favoriscono la crescita di organismi marini, accelerano notevolmente tutti i processi elettrochimici del calcestruzzo ed il *deterioramento*, non solo per azione diretta, ma anche per l'aumento di deposito salino dovuto alla rapida evaporazione nelle zone bagnate di impatto.

In zone estreme come i climi tropicali, in cui la temperatura dell'*aria* può arrivare anche a toccare i  $50^{\circ}$ , il tasso di evaporazione risulta ovviamente elevatissimo con conseguente effetto sull'*umidità* (fenomeno importante nel periodo di maturazione del calcestruzzo).

Le temperature molto basse (oceani artici) possono condurre a *fratture* di tipo *fragile* dell'acciaio di armatura.

Particolarmente gravosi risultano essere i fenomeni di *gelo-disgelo*. L'effetto sinergico di questi cicli può far giungere alla rottura anche il più resistente dei materiali. Infatti l'espansione del volume d'acqua presente nei pori del calcestruzzo genera un aumento delle pressioni che può, in situazioni estreme, condurre alla rottura della matrice stessa.

Per capire più dettagliatamente l'effetto della temperatura sulle opere marine in calcestruzzo, alcuni esperti hanno stipulato una tabella che classifica le differenti tipologie climatiche nel mondo:

- FREDDI: in cui l'acqua può giungere a temperature di congelamento
- TEMPERATI: con variazioni annuali tra i  $10^{\circ}$  /  $20^{\circ}$  e moderata piovosità
- CALDI SECCHI: climi desertici con temperature anche maggiori di  $45^{\circ}$  e bassa piovosità.
- CALDI UMIDI: climi tropicali ad elevata piovosità e temperature generalmente non superiori ai  $30^{\circ}$

Da analisi statistiche risulta che a parità di struttura, il deterioramento maggiore per effetto della temperatura si verifica nelle ultime due tipologie; in particolar modo a partire da 3 anni dopo la posa in opera, le differenze assumono una dimensione ragguardevole.

Oltre agli effetti dell'acqua marina e dell'aria, esistono ulteriori cause di degrado strutturale delle opere in calcestruzzo, imputabili a fenomeni legati alla temperatura:

## Gradienti termici

Il più importante tra essi è certamente quello delle *variazioni termiche per l'effetto di idratazione del cemento*. Per effetto della reazione esotermica tra acqua e cemento infatti si libera del calore (Q) grazie al quale il calcestruzzo subisce un riscaldamento ( $\Delta T$ ) rispetto alla temperatura iniziale che coincide con quella dell'ambiente. Va precisato che, ai fini della durabilità, non è tanto il  $\Delta T$  ad essere importante, quanto invece il *gradiente termico* ( $\delta T$ ) tra nucleo centrale e periferia della struttura. Infatti se nella prima fase il nucleo si scalda più della periferia ed è sottoposto a

compressione, il raffreddamento avviene più rapidamente nel primo e genera sollecitazioni di *trazione* ben più elevate delle compressioni precedenti, giustificando come la fase maggiormente *critica* si abbia proprio per le possibili fessurazioni nelle zone centrali in fase di raffreddamento. Una volta scelto il tipo di cemento da adottare si dovrà quindi verificare se quest'effetto possa generare conseguenze nocive sulla stabilità della struttura. E' consigliato, se non esistono particolari vincoli di resistenza o particolari prestazioni da garantire, il cemento 325 *pozzolanico* rispetto al 425 *pozzolanico* proprio per il minor sviluppo di calore d'idratazione.

## Nebbie litoranee

In estate, nelle zone litoranee, si verifica il contatto tra l'aria calda della terra con le acque a temperature certamente più fredde. In Inverno invece l'aria più fredda della terraferma viene a contatto quella più calda e umida dell'ambiente marino.

In ambedue i casi la condensazione dell'aria genera come diretta conseguenza strati *nebbiosi* o *annuvolamenti* a bassa quota.

Le *nebbie litoranee* sono frequentemente mezzi di "trasporto" per le micro-goccioline contenenti elementi metallici provenienti dagli "spruzzi" d'acqua marina.

## Solfati

Nelle acque ricche di solfati ( $SO_4$ ), come le acque di mare, questi si combinano con gli alluminati del calcestruzzo formando un solfoalluminato di calcio idrato noto come *ettringite*. Questa reazione causa un aumento di volume per cui le parti corticali del calcestruzzo si gonfiano e producono fessurazioni che espongono la massa interna del calcestruzzo al degrado. In ambienti marini si rende quindi necessario l'uso di **cementi pozzolanici** o d'altoforno. Questi, a causa della modesta quantità di calce libera presente, sono poco soggetti alla formazione dell'*ettringite*. E' inoltre opportuno realizzare in questi casi calcestruzzi poco porosi e quindi con **bassi rapporti a/c**. Tra tutti gli agenti aggressivi del calcestruzzo i solfati sono indubbiamente i più importanti sia per la frequenza con cui si può manifestare l'attacco solfatico, sia per le conseguenze estremamente negative che essi sono capaci di provocare.

L'attacco solfatico si manifesta quindi attraverso rigonfiamento esagerato del conglomerato.

Quando il calcestruzzo è immerso in acqua potabile esso tende a rigonfiarsi di alcune centinaia di micron per metro in qualche anno: il rigonfiamento dovuto all'ingresso di acqua potabile nella pasta di cemento è esattamente l'opposto del fenomeno di ritiro che si manifesta, sia pure con una variazione dimensionale molto maggiore, allorché il calcestruzzo è esposto in un ambiente asciutto e l'acqua evapora dalla pasta cementizia verso ambiente. Il rigonfiamento che si manifesta in un calcestruzzo immerso in un'acqua solfatica, molto maggiore di quello concernente l'immersione in acqua potabile, è di tale entità che possono verificarsi fessurazioni o distacchi del materiale.

Occorre inoltre tener conto che un eccessivo rigonfiamento del calcestruzzo – causato dall'azione dei solfati - è condizione necessaria ma non sufficiente per provocare la degradazione del

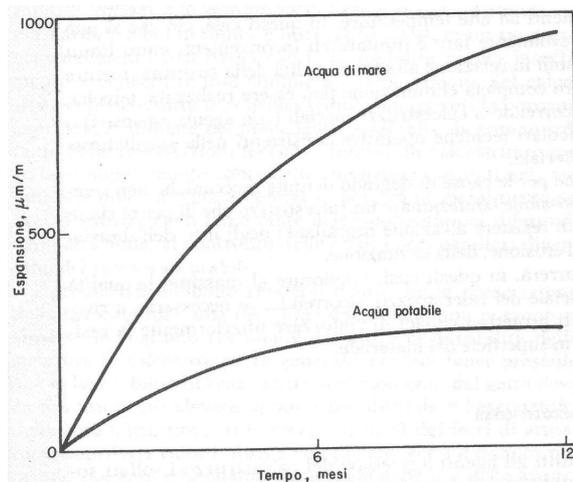


Fig. 12: Espansione lineare causata dall'immersione del calcestruzzo in acqua potabile e solfatica (10 g/l di  $MgSO_4$ )

calcestruzzo. Nei calcestruzzi a ritiro compensato contenenti cementi espansivi si verifica sostanzialmente lo stesso fenomeno fisico (rigonfiamento) molto spesso causato dalla stessa reazione chimica (produzione di ettringite) associata al degrado per attacco solfatico.

Nel caso di degrado causato dall'attacco solfatico il rigonfiamento, oltre a raggiungere valori elevati per la continua presenza di solfati, non si esplica omogeneamente in tutta la struttura, ma si manifesta soprattutto nelle zone corticali di calcestruzzo a contatto con solfati provenienti dall'ambiente. Inoltre, la mancanza di un adeguato contrasto nelle zone di calcestruzzo più esposte all'evaporazione consente che le dilatazioni differenziali provochino la fessurazione del materiale.

Le reazioni distruttive nel calcestruzzo dovute alla presenza di solfati nell'ambiente sono fondamentalmente tre: quella che porta alla formazione di *gesso bi-idrato* ( $\text{CaSO}_4 \times 2\text{H}_2\text{O}$ ), quella che provoca la formazione di *ettringite* e quella che porta alla formazione di *thaumasite*.

L'idrossido di calcio,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  viene trasformato nel più voluminoso gesso bi-idrato,  $\text{CaSO}_4 \times 2\text{H}_2\text{O}$ .

Il  $\text{C}_3\text{A}$  più del  $\text{C}_4\text{AF}$  sembra contribuire alla produzione di ettringite. Da ciò deriva che il contenuto di  $\text{C}_3\text{A}$  nel cemento da impiegare è un parametro essenziale nel determinare l'attacco solfatico del calcestruzzo a parità di condizione aggressiva dell'ambiente.

La formazione di thaumasite avviene in particolari condizioni ambientali: *climi freddi* ( $0-5^\circ\text{C}$ ) *umidi* ( $\text{UR} > 95\%$ ) e ricchi di *anidride carbonica* ( $\text{CO}_2$ ). In queste condizioni, il gesso formatosi per penetrazione del solfato dell'ambiente aggressivo reagisce con la calce, l'anidride carbonica ed il silicato di calcio idrato. Quando ciò avviene, l'effetto è devastante e comunque molto più deleterio che non quello provocato dalla formazione di ettringite: la formazione di thaumasite è accompagnato dallo "spappolamento" del calcestruzzo che diviene un materiale del tutto incoerente, mentre la formazione di ettringite dà luogo a fessurazioni e distacchi di frammenti di calcestruzzo ancora duri e coerenti.

Per quanto concerne l'ettringite, è di fondamentale importanza ai fini del degrado che il prodotto sia morfologicamente presente in forma di cristalli aghiformi minuti e poco accresciuti. Infatti solo questo tipo di ettringite, definito colloidale, è in grado di adsorbire acqua, per la sua rilevante area superficiale specifica, e quindi di provocare rigonfiamenti dirompenti nel calcestruzzo. L'ettringite ben cristallizzata, cioè con cristalli ben accresciuti, non è in grado, invece, di adsorbire rilevanti quantità di acqua, per la ridotta area superficiale specifica, e quindi di provocare fenomeni espansivi degradanti.

Per eliminare i danni provocati da un attacco solfatico sul calcestruzzo occorre:

- 1) Valutare in modo quantitativo il grado dell'attacco solfatico;
- 2) Confezionare (mediante scelta delle materie prime ed opportuno proporzionamento degli ingredienti) un calcestruzzo che sia capace di resistere chimicamente all'attacco solfatico.

## Cloruri

Il *cloruro* è naturalmente presente nell'acqua del mare e coinvolge quindi le opere marittime. È stato per lungo tempo considerato un agente aggressivo solo dei ferri di armatura. Più recentemente si è scoperto che esso può danneggiare più o meno gravemente *anche* il calcestruzzo. L'azione corrosiva del cloruro, invece, è significativamente diversa a seconda che il sale sia costituito da cloruro di sodio ( $\text{NaCl}$ , presente nelle opere marine) o di calcio ( $\text{CaCl}_2$ ).

Il cloruro di sodio è in grado di innescare la cosiddetta *reazione alcali-aggregato* nel caso in cui il calcestruzzo sia stato confezionato con aggregati reattivi. Questa reazione è in genere associata alla presenza di alcali (sodio e potassio) nel cemento di silice amorfa o scarsamente cristallina in alcuni aggregati. La reazione alcali-aggregato comporta un rigonfiamento localizzato degli aggregati reattivi che si manifesta nel tempo con fessurazioni di forma irregolare dalle quali fuoriesce un liquido gelatinoso e biancastro (silicato sodico). Alla fessurazione segue solitamente il distacco superficiale del calcestruzzo a causa dell'azione dirompente provocata dal rigonfiamento degli

aggregati.

Per quanto l'esatto meccanismo della reazione alcali-aggregato non sia stato del tutto chiarito, sono stati individuati alcuni parametri fondamentali che concorrono al decorso del fenomeno distruttivo: La reazione si manifesta tanto più velocemente ed intensamente quanto più aumentano:

- 1) il contenuto di sodio e di potassio nella fase acquosa che riempie i pori capillari della pasta cementizia;
- 2) la quantità degli aggregati silicei criptocristallini ed amorfi;
- 3) l'umidità relativa dell'ambiente;

E' sufficiente che manchi una delle tre suddette condizioni perché il fenomeno non si manifesti o si manifesti senza danni apparenti: per esempio in ambienti secchi gli aggregati reattivi possono coesistere con gli alcali del cemento senza alcun danno per il calcestruzzo. D'altra parte in ambienti umidi e con cementi ricchi di alcali la reazione alcali-aggregato può decorrere con gravi danni.

## **Carbonatazione**

L'ingresso della anidride carbonica, presente nell'aria all'interno del calcestruzzo con la conseguente *neutralizzazione* della calce non è di per se un fenomeno degradante del materiale. Esso consiste nella trasformazione dell'idrossido di calcio in carbonato di calcio e nella conseguente diminuzione del PH iniziale dell'acqua contenuta nei pori. La diminuzione del PH nella matrice cementizia crea condizioni più favorevoli al processo di corrosione dell'acciaio causata dall'ingresso di ossigeno e umidità. Per questo motivo, la carbonatazione è un fenomeno da prendere in considerazione solo per le strutture in calcestruzzo armato o precompresso, mentre per le strutture non armate il fenomeno non richiede alcun particolare accorgimento.

## **Alterazione del calcestruzzo**

### **Ritiro e rigonfiamento**

L'azione dell' *umidità relativa* ( $U_r$ ) può generare nel calcestruzzo uno stato tensionale attraverso l'insorgere di variazioni dimensionali.

Si tratta di deformazioni non istantanee che hanno luogo dal momento del getto e si protraggono per un tempo sufficientemente lungo, particolarmente gravose nella prima fase dopo la posa in opera.

Se il materiale è collocato in ambienti con  $U_r$  *maggiori del 95%* o immersi, si instaura il fenomeno del *rigonfiamento*.

Viceversa, nei casi in cui l'umidità dell'ambiente scenda al di sotto del 95%, il calcestruzzo tende ad essiccarsi e a *contrarsi*: fenomeno del ritiro.

In presenza di vincoli geometrici il rigonfiamento genera tensioni compressione perfettamente sopportabili dalle strutture in calcestruzzo.

Il ritiro invece si manifesta come una riduzione progressiva di volume, prodotta dall'evaporazione dell'acqua in eccesso rispetto al minimo richiesto dall'idratazione del cemento e rimasta intrappolata nei micropori della pasta cementizia.

Questo spiega la notevole influenza che sul fenomeno ha l'*umidità relativa* dell' ambiente circostante. Se le tensioni di trazione si tramutano in *fessure*, si può innescare un processo di degrado della struttura.

Il ritiro è anche influenzato dalla composizione del calcestruzzo, dal rapporto a/c e quindi dal contenuto d'acqua ne aumenta l'entità.

Altresì da considerare è il periodo considerato: la crescita del valore è massima nei *primi 7gg* dopo il getto e tende a stabilizzarsi col passare del tempo.

Le deformazioni per ritiro, in analogia con quelle di origine termico, non sono facilmente prevedibili sulla base di un calcolo strettamente teorico-analitico, per l'incertezza che insorge tra la deformazione ( $\epsilon$ ) e la tensione ( $\sigma$ ) di ritiro, dunque nella progettazione si adotteranno alcune fondamentali accortezze:

- *prevenire l'evaporazione* dell'acqua interponendo, se le condizioni lo ritengano necessario, membrane anti-evaporanti tra il calcestruzzo e l'ambiente (soprattutto nella prima fase dopo il getto);
- *umidificare* la superficie finita non cassetata con acqua nebulizzata;
- impiegare *additivi* fluidificanti o super-fluidificanti per ridurre l'acqua di impasto a pari rapporto a/c.

## **Viscosità**

La *viscosità* è un fenomeno per cui in una struttura realizzata in calcestruzzo le *deformazioni* progrediscono nel tempo sotto carico costante, ovvero quando ci sono variazioni del campo deformativo senza che vi siano state variazioni del campo tensionale.

La viscosità nel calcestruzzo dipende da vari fattori (umidità, geometria dell'elemento, tempo, ecc). Da prove sperimentali le deformazioni viscosi sono legate alle deformazioni elastiche da una funzione  $f$  dipendente dai fattori di cui sopra, e una volta determinata tale funzione, si possono quantificare le deformazioni viscosi, se si conoscono le deformazioni elastiche.

# Mix design

## Descrizione del metodo

Nel mix-design vi sono cinque relazioni fondamentali :

1. Il rapporto  $a/c$  dipende dalla resistenza meccanica del conglomerato indurito, oltre che dal tipo e dalla classe del cemento;
2. rapporto  $a/c$  che occorre adottare dipende anche dalla durabilità del conglomerato indurito in relazione al grado di aggressione ambientale (classe di esposizione) cui la struttura è esposta;
3. il quantitativo di acqua ( $a$ ) in  $\text{Kg/m}^3$ , dipende dalla lavorabilità che si vuole ottenere dal conglomerato fresco, oltre che dal tipo di aggregato (tondeggianti o frantumato), dalla sua dimensione (diametro massimo), e dalla presenza di additivi; inoltre concorre al progetto anche l'analisi del modulo elastico e della deformazione viscosa della pasta cementizia;
4. noto il valore di  $a$  e, calcolato il valore di  $c$ , attraverso il valore di  $a$  e quello di  $a/c$ , si calcola il volume dell'aggregato  $V_{ag}$  attraverso un bilancio di volumi, sottraendo al volume del calcestruzzo  $V_{cls}$  quello degli altri componenti  $V_a$ ,  $V_c$  e  $V_{a'}$ , rispettivamente i volumi di acqua, cemento ed aria: i primi due sono calcolati dalle masse  $a$  e  $c$  attraverso le corrispondenti masse volumiche, il terzo è ricavato attraverso una tabella in relazione al diametro massimo dell'aggregato;
5. il volume dell'aggregato totale viene ripartito in quello dei singoli inerti (per esempio sabbia e ghiaia) in base alle curve granulometriche di questi ultimi rispetto alla curva ottimale che si ricaverà (Fuller, Bolomey, ecc.). I volumi di sabbia ( $V_s$ ) e di ghiaia ( $V_g$ ) così ottenuti vengono convertiti nelle corrispondenti masse ( $s$  e  $g$ ) moltiplicando i volumi per le corrispondenti masse volumiche.

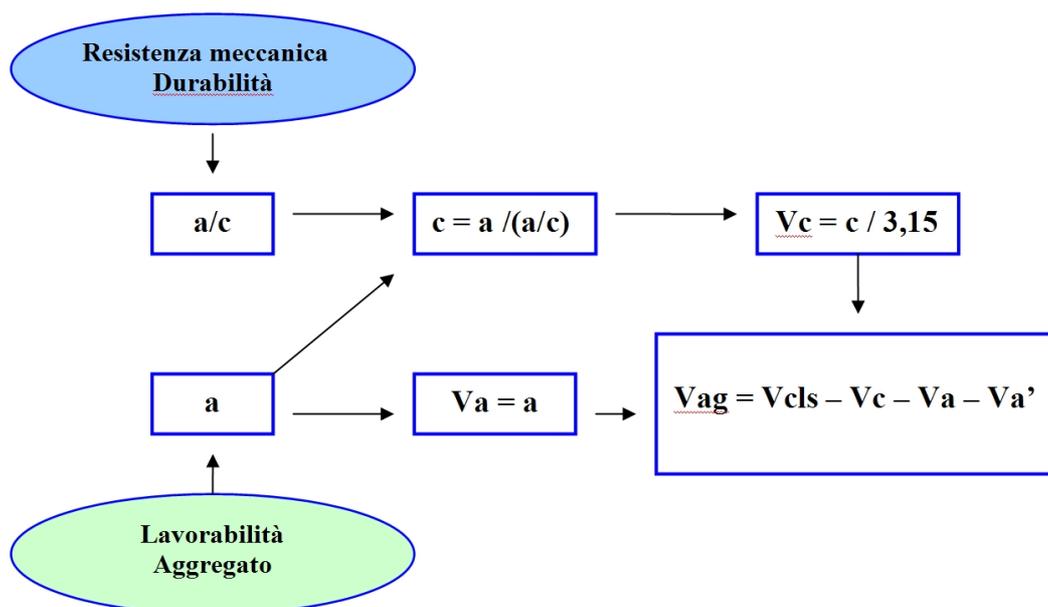


Fig. 13: Schema riassuntivo per il calcolo dei volumi

## Vincoli progettuali per l'opera in analisi

In seguito all'analisi dei problemi che possono insorgere per un calcestruzzo in ambiente marino si riassumono le prescrizioni progettuali dei vincoli analizzati per l'opera in analisi.

### *Azioni meccaniche:*

E' praticamente inesistente il fenomeno meccanico di abrasione dovuta a materiale galleggiante in superficie (come tronchi di alberi o altro), in quanto la diga è esposta verso il mare aperto, al riparo da eventuali estuari di fiumi che potrebbero immettere materiale solido grossolano.

Non ci sono fiumi con rilevante trasporto solido in prossimità del porto, pertanto i fenomeni di erosione potrebbero essere dovuti esclusivamente alle correnti di "rip", ovvero correnti che riportano sabbia da riva verso il largo. Questo fenomeno però è molto attenuato a causa della protezione dei massi dal lato-riva (fig. 6) e dalla discreta distanza dalla costa delle opere.

Il fenomeno della cavitazione può essere presente a causa delle numerose mareggiate (e quindi moti turbolenti che impattano contro il masso) nel periodo di vita dell'opera. Per contenere questo fenomeno si fissa un valore minimo di resistenza pari a  $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$ .

A meno dell'azione di onde paragonabili con quella di progetto, non sono presenti urti tra i massi durante la fase di esercizio (proprio per la natura del masso adottato), quindi non sono necessari costosi cementi fibrorinforzati. Si deve porre però attenzione durante la fase di posa in opera nell'utilizzo di adeguate macchine di sollevamento e posizionamento.

### *Attacchi chimico – fisici e biologici:*

Non sono disponibili dati sulla quantità di  $\text{CO}_2$  nell'aria per la stazione di Catania, quindi non è possibile effettuare delle considerazioni accurate sul problema del dilavamento.

Considerando il regime climatico di Catania si escludono possibili cicli di gelo e disgelo in quanto vanno considerate le alte temperature che – soprattutto nel periodo estivo – caratterizzano il paraggio costiero (fig. 9). Si dovrà invece porre attenzione durante la fase di maturazione del calcestruzzo per evitare gradienti termici eccessivi adottando i seguenti criteri:

- Scegliere il cemento che sviluppi meno calore di idratazione possibile;
- Ridurre al minimo il gradiente termico applicando protezioni sulla superficie del getto;
- Adottare la pezzatura massima per l'aggregato al fine di ridurre l'acqua di impasto a parità di lavorabilità del conglomerato cementizio (si veda la trattazione successiva sugli aggregati)

La proliferazione di organismi marini durante la vita utile dell'opera è un fenomeno non trascurabile a causa dell'elevata temperatura media della superficie del mare (fig. 10) e alle ovvie condizioni di alta luminosità dell'acqua essendo in bassissime profondità. Si trascura la presenza di batteri anaerobici in quanto non presenti le condizioni per il loro sviluppo dato il buono stato dell'acqua di mare per quanto riguarda l'indice di stato trofico (TRIX) classificato come elevato<sup>[5]</sup>, ovvero assenza di sottosaturazione di ossigeno disciolto.

Non sono disponibili dati ambientali per stimare la presenza di un quantitativo notevole di elementi metallici sospesi nell'aria, pertanto non è accuratamente stimabile l'azione di periodiche nebbie litoranee.

A causa dell'attacco solfatico presente si rende necessario l'uso di cementi pozzolanici o di altoforno e di bassi rapporti a/c, come indicati dalle prescrizioni sulla durabilità, mentre – come descritto precedentemente – è da trascurare l'effetto della carbonatazione in quanto i massi non sono armati.

Si è soggetti invece ad un notevole attacco di cloruri (data anche l'elevata salinità dell'acqua nel Mediterraneo, ca.  $38 \text{ mg/l}$ )<sup>[6]</sup> che si può contrastare diminuendo il volume dei pori tale da rendere la pasta praticamente impermeabile ed evitando aggregati silicei amorfi a favore di rocce dure sedimentarie carbonatiche.

### *Alterazione del calcestruzzo:*

Per quanto riguarda l'opera che si sta considerando si hanno come specificato inizialmente le seguenti condizioni:

- *masso sommerso in profondità*: in questo caso il fenomeno da considerare è il rigonfiamento, ma come già specificato ciò non crea problemi di stabilità oltre ad essere contrastato dalla bassa porosità del calcestruzzo che si andrà a confezionare.
- *masso a livello della superficie libera e masso asciutto*: queste due condizioni si alternano durante la vita utile dell'opera in seguito alle variazioni del livello medio del mare (maree, agitazione del moto ondoso, ...). A differenza della precedente (che interessa perlopiù i massi degli strati a contatto con il filtro interno e in profondità) dove i blocchi sono parzialmente vincolati alla deformazione dalla loro vicinanza e distribuzione, in questo caso i massi nello strato esterno e quelli a contatto con l'aria non hanno vincoli, ovvero si può assumere che siano *isostatici*, quindi il fenomeno del ritiro non genera problemi di stabilità.

Per ciò che riguarda il fenomeno della viscosità, nel caso del cubo Antifer che compone la diga frangiflutti non sono presenti carichi di compressione tali da creare delle tensioni capaci di deformare il cubo stesso. Infatti, anche considerando il masso appoggiando in profondità sulla berma nello strato inferiore, si ha che il peso degli altri massi che gravano sulla mantellata è ripartito in parte sul nucleo interno della scogliera, difficilmente gravante interamente su tutto il masso e comunque è attenuato dalla spinta di galleggiamento. Le deformazioni quindi saranno infinitesime e non si avrà la plasticizzazione del conglomerato cementizio; inoltre le eventuali deformazioni che potrebbero insorgere non comprometterebbero la funzionalità e stabilità della struttura, quindi questo effetto è trascurabile.

## Durabilità

Il parametro della durabilità indica la capacità del conglomerato cementizio di resistere alle sollecitazioni ambientali alle quali è sottoposto, conservando le caratteristiche iniziali.

In riferimento alla norma **UNI-EN 206-1** si definiscono le seguenti classi di esposizione ambientale:

prospetto F.1 Valori limite raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo																		
Classi di esposizione																		
Nessun rischio di corrosione o attacco	Corrosione da carbonatazione					Corrosione da cloruri						Attacco gelo/disgelo				Ambienti chimici aggressivi		
						Acqua marina			Altri cloruri (diversi dall'acqua di mare)									
X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	
Rapporto massimo a/c	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Contenuto minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Contenuto minimo di aria (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0 <sup>a)</sup>	4,0 <sup>a)</sup>	4,0 <sup>a)</sup>	-	-	-
Altri requisiti												Aggregati conformi al prEN 12620:2000 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo				Cemento resistente ai solfati <sup>b)</sup>		
a)	Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni dovrebbero essere verificate conformemente ad un metodo di prova appropriato rispetto ad un calcestruzzo per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo per la relativa classe di esposizione.																	
b)	Qualora la presenza di SO <sub>4</sub> comporti le classi di esposizione XA2 e XA3, è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati. Se il cemento è classificato a moderata o ad alta resistenza ai solfati, il cemento dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA2 (e in classe di esposizione XA1 se applicabile) e il cemento ad alta resistenza, ai solfati dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA3.																	

Tabella 1: Prescrizioni per le classi di esposizione come da UNI-EN 206-1

Nel caso in esame si è in presenza di una struttura non armata in ambiente marino senza gelo\* e ambiente moderatamente aggressivo (date le buone condizioni dell'acqua di mare rilevate nella stazione di AciCastello<sup>[6]</sup>), ovvero la classe **XA2** per la quale sussistono le seguenti prescrizioni:

<i>Massimo rapporto a/c</i>	<b>0,5</b>
<i>Dosaggio minimo cemento (Kg/m<sup>3</sup>) (calcestruzzo normale)</i>	<b>320</b>
<i>R<sub>ck,min</sub> (MPa)</i>	<b>37</b>

\* : l'assenza di cicli di gelo e disgelo permette di evitare l'utilizzo di additivi areanti che portano ad una caduta della resistenza meccanica del calcestruzzo

# Cemento

Nella scelta della tipologia cementizia, la normativa **UNI-ENV 197** definisce tipologie e classi relative alle composizioni di clinker e componenti secondari (aggiunta minerali). Le aggiunte minerali sono prodotti in polvere che modificano le caratteristiche di malte e calcestruzzi a causa delle reazioni che hanno con il legante principale: il cemento portland.

In base alle considerazioni precedenti, si è scelta la tipologia di cemento **CEM IV/A 32,5** ovvero un **cemento pozzolanico** con aggiunte di additivi tra l'11% e il 35% in peso nel cemento con una resistenza caratteristica a 28gg compresa tra 32 MPa e 52,5 MPa, con un contenuto di microsilice di massimo il 10%.

Requisiti meccanici secondo la norma UNI-ENV 197 Parte 1ª per i cementi.

Classe	Resistenza a compressione (in MPa)			Tempo di presa iniziale (minuti)
	Resistenza iniziale		Resistenza a norma	
	2 giorni	7 giorni	28 giorni	
32,5	–	≥ 16	≥ 32,5 e ≤ 52,5	≥ 60
32,5 R	≥ 10	–	–	–
42,5	≥ 10	–	≥ 42,5 e ≤ 62,5	≥ 60
42,5 R	≥ 20	–	–	–
52,5	≥ 20	–	≥ 52,5	≥ 45
52,5 R	≥ 30	–	–	–

Tabella 2: Requisiti meccanici del cemento come da UNI-ENV 197

La pozzolana infatti in presenza di umidità e in forma finemente suddivisa si combina con la calce a temperatura ambiente, per formare composti che possiedono proprietà cementanti.

Le proprietà salienti dei cementi pozzolanici sono:

- rallentamento della reazione di idratazione, che comporta una riduzione del *calore di idratazione* molto importante in getti di opere massive come quella presa in esame. Ciò comporta però un ritardo nello sviluppo della resistenza della pasta; in particolare il contributo della pozzolana rispetto al clinker si può manifestare solo tra il settimo e il ventottesimo giorno dal getto, e in casi particolari anche oltre. Tuttavia la tipologia di opera e il luogo nel quale viene realizzata non comportano problemi per la maturazione del calcestruzzo. Infatti, pur considerando un ritardo nello sviluppo della resistenza, i massi non sono soggetti a sollecitazioni meccaniche a meno del loro peso proprio prima della loro posa in opera. Essa infatti avviene dopo che vengono prodotti tutti i massi necessari per la realizzazione dell'intera mantellata e quindi per tempi maggiori di un mese (si veda l'immagine in copertina).
- la dimensione media dei pori diminuisce e quindi anche la *permeabilità* dell' impasto, aumentando la resistenza meccanica.
- le loro paste posseggono una spiccata resistenza all'attacco di ioni estranei, in particolare *solfati* e *cloruri*, adatti quindi in tutte le situazioni dove sono presenti aggressioni chimiche.
- sono di facile reperibilità data la localizzazione dell'opera (Catania, vicinanza dell'Etna) e comunque sono utilizzabili anche materiali alternativi artificiali (come le ceneri volanti).

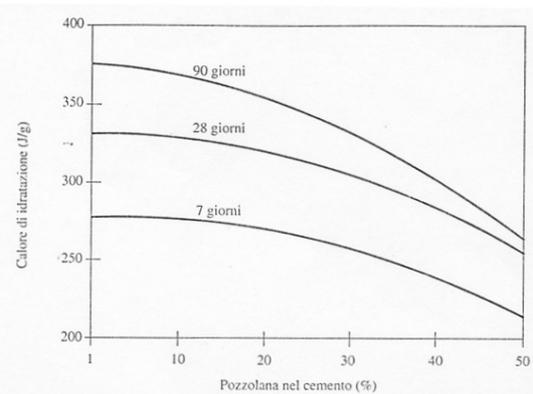


Fig. 14: Rapporto tra calore d'idratazione e pozzolana nel cemento

## Aggregati

Gli aggregati sono materiali *lapidei* che, impastati con acqua e cemento, danno origine al conglomerato cementizio. Il loro utilizzo nella mistura del calcestruzzo concorre alla realizzazione di diverse esigenze progettuali, tra le quali la sensibile riduzione del *costo* per il confezionamento del prodotto stesso e soprattutto la riduzione delle *deformazioni* della matrice legante connesse al ritiro e deformazioni viscosse, in quanto si riduce la quantità di pasta cementizia per metro cubo di calcestruzzo.

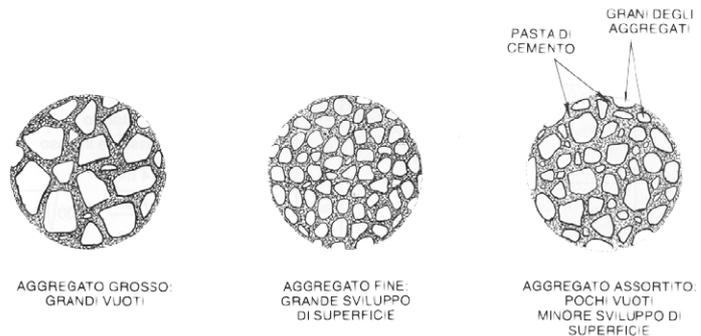


Fig. 15: Tipologie di aggregati disponibili

Gli aggregati solitamente utilizzati per il confezionamento del calcestruzzo possono essere distinti in *tre* categorie principali:

- *materiali lapidei naturali* (sabbia,ghiaia),
- *artificiali* (sabbie di frantoio)
- *sintetici* (argille espanse).

In base alla granulometria gli aggregati naturali o artificiali possono essere suddivisi in *sabbia*, con dimensioni inferiori ai 4-5 mm, ed in *ghiaia*, con dimensioni superiori a quelle della sabbia.

In particolare si hanno:

- *aggregati fini*, ossia quegli aggregati che hanno dimensioni inferiori a 4-5 mm, o come meglio specificato nella norma: “aggregati fini: con passante allo staccio 4 mm **UNI EN 933-2** > 95%”
- *aggregati grossi o coarse aggregates*, sono quegli aggregati con granulometria superiore a quella della sabbia, o come specificato dalla normativa **UNI 8520**: “aggregati grossi: con passante allo staccio 4 mm **UNI EN 933-2** < 5%”

Questi aggregati devono rispondere ad alcune caratteristiche di *morfologia*, *angolarità* e *granulometria* per poter essere utilizzati nella composizione del calcestruzzo.

La sabbia dovrebbe essere preferibilmente *silicea*, a grana *ruvida* e con elementi di *diametro assortito*, con l'assenza di limi o argille in quanto, data la loro natura e la granulometria finissima, si interpongono tra la pasta cementizia e gli aggregati riducendo quindi la resistenza della *zona di transizione*. Le microfrazioni nella zona di transizione tra gli aggregati grossi e la pasta cementizia infatti sono uno dei fattori principali per la permeabilità del calcestruzzo in servizio. A partire dalla dimensione degli aggregati, forma e mineralogia hanno una grande influenza sulla zona di transizione.

La sabbia naturale od artificiale deve essere costituita da grani resistenti, non provenienti da rocce decomposte o gessose, oltre al fatto che non contenere elementi dannosi per il calcestruzzo, come potrebbe essere il materiale organico.

Gli aggregati grossi costituiscono, almeno nel calcestruzzo, anche oltre i 3/4 dell'impasto. Non hanno (almeno per calcestruzzi a normale resistenza) un'imporante influenza sulla resistenza a compressione del calcestruzzo, mentre è importante l'effetto sulla resistenza a *trazione* e *flessione*, in quanto aggregati spigolosi e frantumanti offrono una superficie rugosa che si presta ad una presa

migliore nel rispetto della pasta cementizia.

Bisogna inoltre assicurarsi che il materiale di cui sono composti gli aggregati abbia delle caratteristiche che rispettino i vincoli di progetto, come per esempio, nel caso di utilizzo in ambiente marino, non siano permeabili, o per lo meno la loro permeabilità sia inferiore a quella della pasta, in modo tale da non costituire una via di accesso prioritaria all'acqua marina. Per esempio in questi casi l'utilizzo del *granito* è sconsigliato in quanto la sua porosità è paragonabile a quella di un "cemento" confezionato con un rapporto a/c pari a 0.7, quindi ben superiore a quello richiesto dalla normativa per calcestruzzo in ambiente marino.

È necessario inoltre procedere ad una attenta individuazione del fuso granulometrico in modo ottimizzare i volumi del calcestruzzo al fine di ridurre il costo di confezionamento e ottenere le necessarie caratteristiche meccaniche.

## Massima dimensione aggregato

La massima dimensione dell'aggregato, (ossia la dimensione dell'aggregato più grande che si vuole far passare attraverso il *setaccio* più grande), deve rispettare i seguenti vincoli:

- non deve superare il 25% della sezione minima della struttura (per evitare di aumentare le eterogeneità del materiale);
- non deve superare la distanza tra i ferri di armatura diminuita di 5 mm (per evitare che l'aggregato grosso ostruisca il flusso del calcestruzzo attraverso i ferri stessi)
- non deve superare del 30% lo spessore del copriferro (per evitare che si incastri tra i casseri e ferri di armatura)

Inoltre il  $D_{max}$  nella miscela di calcestruzzo influenza in primo luogo la *lavorabilità* della pasta fresca in quanto, aumentandone la misura massima, viene aumentato di conseguenza il contenuto di acqua libera, mentre viene diminuita la quantità di aggregato fino che deve essere posta per aumentare la lavorabilità.

Ai vantaggi che si hanno all'aumentare della dimensione massima dell'aggregato, ad esempio per aggregati di dimensioni oltre i 20 mm e di forma *allungata* o molto *piatti*, si possono avere dei risvolti negativi riguardo alla resistenza meccanica e alla durabilità per effetto del *bleeding*: una certa quantità di acqua rimane intrappolata al di sotto dell'aggregato e non ha modo di reagire con la pasta cementizia e viene in questo modo a deteriorare le

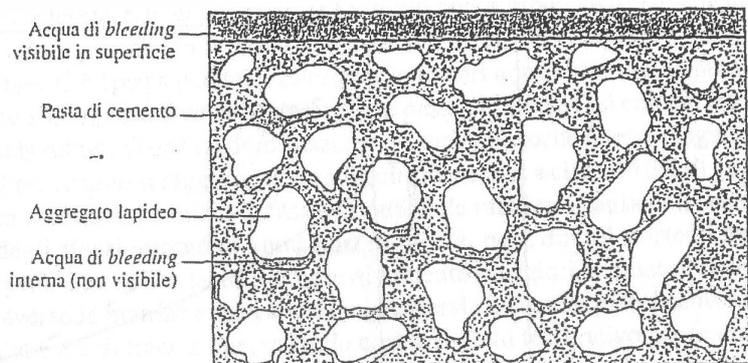


Fig. 16: Rappresentazione schematica del *bleeding*

caratteristiche della zona di transizione tra cemento e aggregato, ovvero la zona più debole del calcestruzzo. Il formarsi di acqua di *bleeding* al di sotto degli aggregati più grossi è anche causa di riduzione della durabilità dello stesso calcestruzzo in quanto fornisce una via di ingresso prioritaria agli ioni che possono attaccare il calcestruzzo. Per questo motivo, negli anni '60 '70 per la realizzazione delle piattaforme petrolifere del Mar del Nord si utilizzavano calcestruzzo con aggregati massimi di 32 mm, mentre ora si utilizzano diametri massimi di 20 mm per le nuove grandi strutture.

Utilizzare aggregati oltre una certa dimensione, se non accompagnati da adeguati studi e adeguate scelte sulla natura degli inerti, possono portare a dei calcestruzzi che non raggiungono le caratteristiche desiderate in fase progettuale. Spesso, infatti, calcestruzzi costituiti con aggregati

maggiori di 40 mm hanno una scarsa resistenza probabilmente dovuta al fatto che gli aggregati hanno una rigidità ed un ritiro differente da quello della pasta cementizia. Infatti la resistenza di questi calcestruzzi è di difficile predizione e le norme non danno sicurezze per calcestruzzo con aggregati di dimensioni superiori ai 40 mm. Comunque nella pratica spesso la dimensione massima degli aggregati è limitata da problemi di posa in opera, come per esempio in opere armate, o per necessità di *pompaggio* del calcestruzzo stesso.

Infine un altro fattore che è influenzato dalla dimensione dell'aggregato massimo è il calore di idratazione in quanto, aumentando il valore di D, si può come detto precedentemente diminuire il quantitativo di acqua a parità di consistenza e quindi il quantitativo di cemento necessario.

### Scelta del diametro massimo aggregato per il masso

Non essendo presente armatura, i punti b) e c) della prescrizione non si considerano.

La sezione minima del cubo è pari a  $(2,14 - 0,26) / 2 = 0,94$  m, quindi il diametro deve essere minore di 235 mm; ne consegue che la prescrizione non è vincolante per la scelta.

Date le considerazioni precedenti, si ha che gli effetti positivi dell'aumento del valore del diametro massimo si riscontrano nella:

- Lavorabilità
- Calore di idratazione

mentre quelli negativi nella:

- Permeabilità
- Resistenza meccanica

Considerando anche alcuni riscontri su opere esistenti, si è giunti alla conclusione di adottare un diametro per l'aggregato massimo pari a **32 mm** in quanto si ritiene che questo valore rappresenti un ottimo compromesso delle caratteristiche precedentemente elencate.

### Tipo di inerti adottati

Si è scelto di utilizzare un aggregato *frantumato*, in quanto nelle vicinanze dell'opera non sono presenti alvei fluviali di rilevante importanza per il reperimento di aggregati alluvionali e quindi arrotondati. Da una ricerca sulle caratteristiche geologiche delle zone limitrofe, si è escluso a priori l'approvvigionamento da giacimenti di colate laviche, in quanto essendo di origine effusiva hanno un'alta percentuale di pori che, aumentando la permeabilità, potrebbero portare ad un crollo delle prestazioni del calcestruzzo. Con queste considerazioni si sono preferiti dei giacimenti di *conglomerati duri*, ovvero rocce sedimentarie carbonatiche compatte, che presentano delle caratteristiche superiori della pasta cementizia, non creando quindi un punto di debolezza nel conglomerato.

### Aria intrappolata

Per quanto efficaci possano essere le operazioni di vibrazione effettuate sulle casseformi a seguito del getto di calcestruzzo, è impossibile immaginare di rendere l'impasto compatto al 100% ma al contrario sarà presente un certo volume di aria inglobata all'interno del materiale, fortemente correlato alla scelta del diametro massimo dell'aggregato secondo la relazione  $Va' = 10 a'$  con  $a'$  = volume d'aria in % sul volume di calcestruzzo totale. Avendo posto il diametro massimo dell'aggregato pari a  $D = 32$ mm, mediante metodo grafico si ricava il valore approssimato di  $a'$  e quindi del volume d'aria inglobata:  $Va' = 10 * 1.25 = 12.25$  l

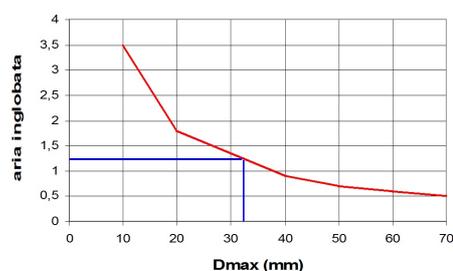


Fig. 17: Relazione  $D_{max}$  / aria inglobata

## Rapporto acqua / cemento

Dalle prescrizioni richieste, per il progetto della miscela ci si riferisce alla resistenza caratteristica  $R_{ck}$  valutata a partire dal criterio di accettazione di *tipo B* e dunque si utilizza la formula:

$$R_{ck} = R_m - k \cdot s \quad \text{con}$$

- $R_{ck}$  = resistenza caratteristica di progetto, fissata precedentemente pari a 30 MPa;
- $R_m$  = resistenza media;
- $s$  = scarto quadratico medio
- $k$  = coefficiente assunto pari a 1,4

Invertendo la relazione si ottiene

$$R_m = R_{ck} + k \cdot s$$

La “s” si determina in base alle condizioni di lavoro ipotizzate dalla seguente tabella:

Grado di controllo	Descrizione	MPa
Eccellente	In laboratorio	2-3
Buono	Proporzionamento per pesata. Aggregato in curva granulometrica controllata mediante impiego di più aggregati ben frazionati Controllo dell'umidità degli aggregati. Impiego di additivi. Costante supervisione.	3-4
Discreto	Proporzionamento per pesata. Impiego dei soli aggregati. Aggiunta di acqua a giudizio dell'operatore. Impiego di additivi. Controlli occasionali	4-6
Mediocre	Proporzionamento a volume. Due soli aggregati. Aggiunta di acqua a giudizio dell'operatore. Controlli occasionali.	6-8
Scadente	Proporzionamento a volume. Un solo aggregato. Nessun controllo.	7-10

Fig. 18: Parametri per la determinazione dello scarto quadratico medio

Nel caso in esame si suppone una condizione di tipo intermedia, ovvero con un grado controllo *discreto* e quindi  $s = 5$ . Sostituendo si ha:  $R_m = 30 + 1,4 \cdot 5 = 37 \text{ MPa}$

Dalla *Legge di Abrams* :

$$R_c = \left( \frac{k1}{k2} \right)^{\left( \frac{a}{c} \right)}$$

con  $k1$  e  $k2$  coefficienti che dipendono dalla tipologia del cemento e dalla stagionatura, si ottiene il rapporto a/c massimo necessario per garantire la resistenza media richiesta:

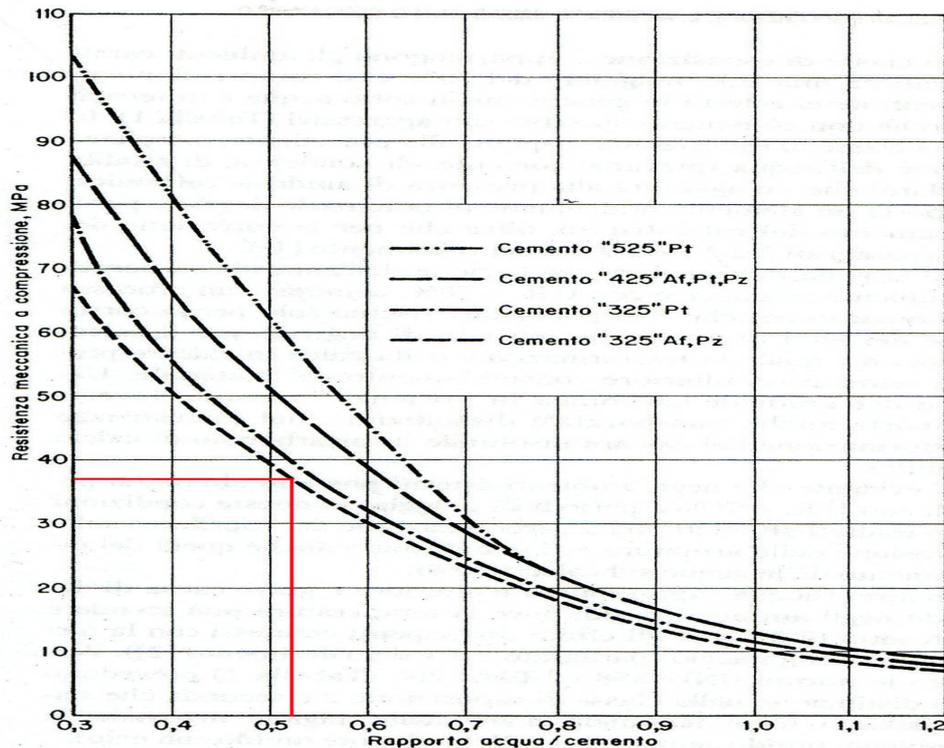


Fig. 19: Famiglia di curve della legge di Abrams

Tramite procedimento grafico (seguendo opportunamente la scala), si interseca la curva del cemento 325 pozzolanico per  $R_m = 37$  MPa ricavando il valore  $a/c = 0,52$ .

Confrontando tale risultato con il vincolo dell'impermeabilità e della durabilità, si adatterà per il confezionamento il valore minimo, ovvero  $a/c = 0,5$  considerando inoltre l'  $R_{ck,min} = 37$  Mpa.

## Porosità del calcestruzzo

Per evitare la penetrazione della pasta cementizia ad opera degli agenti *esterni* precedentemente analizzati, è necessario che essa sia meno *permeabile* possibile.

Secondo l'equazione di Powers il volume dei *pori* è determinato dalla distanza originale tra le particelle di cemento anidro nella pasta di cemento miscelata di fresco (ovvero dal rapporto  $a/c$ ) e dal *grado di idratazione del cemento* ( $\alpha$ ), ossia dalla quota parte di cemento idratato:

$$V_p = \left(100 \cdot \frac{a}{c}\right) - 36,15 \cdot \alpha \quad \text{con } V_p \text{ espresso in litri per 100 Kg di cemento.}$$

Si ha quindi che con bassi rapporti  $a/c$  all'aumentare del grado di idratazione, il volume dei prodotti idratati aumenta fino a giungere al punto tale che, a piena maturazione ( $\alpha=1$ ), i pori capillari possano ostruirsi e rimanere interconnessi solo tramite spazi interstratici (*totale impermeabilità*). Se dato  $a/c = 0,55$  e  $\alpha=1$  si ha la condizione di impermeabilità per cui  $V_p = 18,85$  l/(100 kg), nel caso in esame con  $a/c = 0,5$  questa si raggiunge anche con  $\alpha=0,86$ , ovvero prima della totale idratazione.

## Penetrazione dei cloruri

La penetrazione dei cloruri attraverso una struttura in calcestruzzo può essere ben rappresentata dalla Legge di Fick, mediante la legge:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D_c \frac{\partial^2 c}{\partial x^2}$$

con:

- C = concentrazione di cloruri ad una certa posizione  $x$ , al tempo  $t$ ;
- $D_c$  = coefficiente di diffusione; un cemento Portland ha un  $D = 1 \times 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{s}$  mentre un pozzolanico è inferiore di un terzo:  $D = 0.3 \times 10^{-6} \text{ mm}^2/\text{s}$ ;

In realtà, per un calcestruzzo a contatto con acqua marina, il processo di diffusione dei cloruri è notevolmente influenzato dalla pressione idrostatica e il tasso di penetrazione del materiale è ottenibile mediante la più semplice espressione:

$$K = \frac{D V^2}{2 h t}$$

con:

- K = coefficiente di permeabilità;
- D = livello di saturazione;
- V = vuoti nel calcestruzzo;
- h = quota idrostatica;
- t = tempo

Numerose prove di laboratorio dimostrano come l'utilizzo di cemento di tipo pozzolanico e la presenza di microsilice rispetto ad un "semplice" Portland riduce notevolmente il tasso di diffusione dei cloruri nel calcestruzzo.

Questo effetto è ben individuabile anche in questa trattazione mediante il grafico in Fig. 20. L'aumento di resistenza alla penetrazione dei cloruri grazie alla presenza di microsilice, risulta particolarmente evidente per bassi contenuti di cemento nell'impasto mentre diviene pressappoco insignificante per contenuti superiori ai  $450 \text{ Kg} / \text{m}^3$ .

Per valutare la bontà delle scelte effettuate in tale trattazione ci si basa sulla norma **UNI EN 206-1** che stabilisce il contenuto limite di cloruri in un calcestruzzo per ogni classe di esposizione, espresso come percentuale di ioni cloruro rispetto alla massa del cemento,

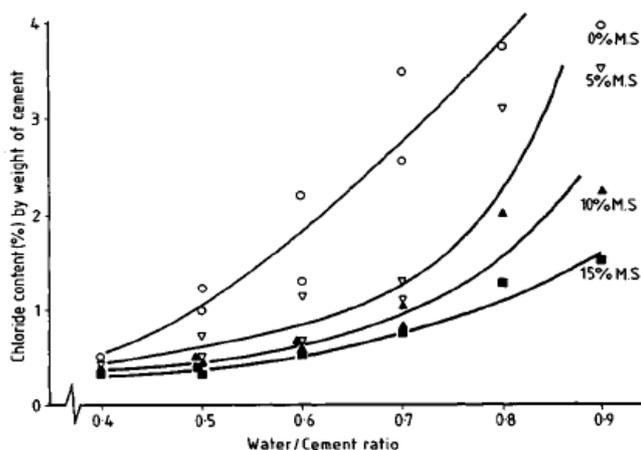


Fig. 20: Relazioni tra quantitativo cloruri e a/c al variare di microsilice nel cemento

#### Contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo

Impiego del calcestruzzo	Classe di contenuto in cloruri <sup>a)</sup>	Massimo contenuto di Cl <sup>-</sup> rispetto alla massa del cemento <sup>b)</sup>
In assenza di armatura di acciaio o di altri inserti metallici (ad eccezione dei dispositivi di sollevamento resistenti alla corrosione)	Cl 1,0	1,0%
In presenza di armatura d'acciaio o di altri inserti metallici	Cl 0,20	0,20%
	Cl 0,40	0,40%
In presenza di armatura d'acciaio da precompressione	Cl 0,10	0,10%
	Cl 0,20	0,20%
a)	La classe da applicare per uno specifico utilizzo del calcestruzzo dipende da disposizioni valide nel luogo d'impiego del calcestruzzo.	
b)	Qualora siano impiegate aggiunte di tipo II e siano considerate nel computo del dosaggio di cemento, il contenuto in cloruri viene espresso come percentuale di ioni cloruro in massa rispetto al cemento + la massa totale delle aggiunte considerate.	

Fig. 21: Prospetto 10 norma UNI EN-206 1 contenuto limite di cloruri

non superiore al valore cui in Fig. 21.

Il calcestruzzo in analisi si colloca, dato il rapporto  $a/c = 0,5$  e un contenuto di microsilice di circa il 10%, ampiamente al di sotto del limite imposto dalla normativa UNI, ovvero l'1%.

## Lavorabilità

La *lavorabilità* è un termine che si riferisce ad un complesso di proprietà piuttosto diverse tra loro, per questo motivo esistono molti procedimenti per la sua misura, ognuno dei quali permette di rilevare uno o più aspetti particolari, anche se in realtà nessuno dei metodi correnti da una misura “vera”. In pratica, per valutare se un impasto è lavorabile, ovvero se è idoneo alle caratteristiche del lavoro da eseguire, si fa riferimento alla sua *consistenza*, caratteristica facilmente e rapidamente determinabile sia mediante ispezione visiva che tramite semplici procedure di controllo. Pertanto la consistenza di un impasto fresco, definita come la resistenza che la massa oppone al cambiamento di forma, diviene sinonimo di lavorabilità e quindi tutti i metodi per la sua valutazione sono basati sulla deformazione che l'impasto subisce quando è soggetto ad una certa sollecitazione.

L'attuale normativa sul calcestruzzo (UNI EN 206-1) contempla i seguenti metodi di prova:

- abbassamento al cono in conformità alla EN 12350-2;
- Vébé in conformità alla EN 12350-3;
- indice di compattabilità in conformità alla EN 12350-4;
- tavola a scosse in conformità alla EN 12350-5.

Ciascuno di questi metodi fornisce valori di riferimento diversi che non sono direttamente correlabili tra loro, si possono perciò stabilire delle classi di consistenza relative soltanto a ciascun metodo di prova; la scelta del metodo va fatta di volta in volta secondo il tipo di conglomerato da controllare.

La prova di abbassamento al *cono di Abrams*, detta anche *slump test*, grazie alla sua semplicità, la rapidità di esecuzione e per la modesta apparecchiatura richiesta è la prova più diffusa sia in cantiere che in laboratorio ed è quella alla quale si fa riferimento. Il cono, poggiato con la base maggiore su un piano metallico, viene riempito in tre strati successivi di uguale spessore con un campione di impasto che rappresenti il più possibile la miscela da testare.

Ogni strato viene costipato con 25 colpi di un tondino di ferro del diametro di 16 mm e lunghezza di 60 cm, con estremità arrotondata. Completato il riempimento e livellata la superficie, il cono viene rimosso sollevandolo lentamente e perpendicolarmente al piano d'appoggio: l'impasto, liberato dalla forma, per azione della forza di gravità tende a spandersi sulla base d'appoggio finché non si raggiunge un equilibrio tra le forze interne resistenti e quelle esterne.

L'abbassamento dell'impasto rispetto alla forma originaria costituisce la misura della consistenza, tale valore, letto tramite un'apposita asta che scorre su un regolo graduato, viene espresso in millimetri ed indicato con la lettera S, dall'inglese *slump* (cedimento).



Consistenza S4  
slump 160 – 210 mm

Fig. 22: Slump test per calcestruzzo di consistenza S4

La norma UNI EN 206-1 raggruppa in *cinque* classi di consistenza gli abbassamenti al cono; si riporta di seguito tale classificazione affiancata dalla corrente denominazione italiana:

Classe di consistenza	Abbassamento al cono in mm	Denominazione corrente
S1	da 10 a 40	terra umida
S2	da 50 a 90	plastica
S3	da 100 a 150	semi-fluida
S4	da 160 a 210	fluida
S5	> 220	super-fluida

Tabella 3: Classi di consistenza mediante misura dell'abbassamento al cono

## Scelta della lavorabilità: quantitativo di acqua necessario

La scelta della lavorabilità più appropriata del calcestruzzo è funzione del tipo di struttura, cioè della densità dei ferri di armatura, della forma e dimensione delle strutture nonché della particolare tecnica esecutiva. Pertanto, nessuno meglio del *progettista* dovrebbe conoscere le difficoltà di getto e scegliere la lavorabilità più appropriata, invece, nella maggior parte dei casi, sono altri ovvero gli operai dell'impresa a farsi carico della scelta di questo "banalissimo" parametro. Poiché, però, come si vedrà più avanti, la lavorabilità ha un *costo*, difficilmente l'impresa adotterà una maggiore lavorabilità, più affidabile per la struttura, ma anche più costosa, in assenza di una precisa specifica di capitolato ed adeguato controvalore.

Va precisato che gli inerti tondi o frantumati sono intesi in condizione di *saturi a superficie asciutta* (s.s.a.), in modo tale che non assorbano né cedano l'acqua di impasto: in assenza di questa precisazione non è assolutamente possibile determinare il valore dell'acqua di impasto; d'altra parte, se gli inerti non si trovano nella situazione di s.s.a. - come avviene nella quasi totalità dei casi pratici - si può sempre apportare la *correzione* nell'acqua da immettere effettivamente in betoniera tenendo presente l'acqua ceduta o assorbita dagli inerti a seconda che gli inerti siano rispettivamente bagnati o insaturi di umidità.

In virtù delle precedenti considerazioni si è scelto di adottare la classe di consistenza **S4** del calcestruzzo fresco in quanto, benché non siano presenti armature, né tantomeno forme particolari del cassero, si ha la necessità di ottimizzare la costipazione del calcestruzzo, al fine di poter perseguire l'obiettivo di ottenere un prodotto finale di adeguata impermeabilità (classi inferiori sono difficili da garantire in cantiere). Infatti, vista la particolarità del getto si è scelto di puntare su una lavorabilità piuttosto elevata, in quanto la classe S4 ha un valore di abbassamento al cono di Abrams compresa tra i 16-21 cm per facilitare la posa in opera del getto. Deve anche essere considerato che il getto avviene tramite *pompaggio*, e gli aggregati sono frantumati (e di conseguenza con maggiore attrito) quindi anche per questa ragione si necessita di una lavorabilità elevata.

Scelto il diametro massimo dell'aggregato, e fissato il valore di slump del calcestruzzo, è possibile utilizzare la *legge di Lyse* per ottenere il quantitativo di acqua necessaria per l' impasto.

La legge sperimentale di Lyse afferma che:

- all'*aumentare* del diametro massimo dell'aggregato, *diminuisce* l'acqua di impasto (a) necessaria raggiungere una determinata lavorabilità del calcestruzzo fresco, indipendentemente dal dosaggio di cemento;
- oppure: fissato il diametro massimo di un determinato aggregato (naturale o di frantumazione), è necessario aumentare l'acqua di impasto per aumentare la lavorabilità del calcestruzzo fresco (espressa come slump, abbassamento al cono di Abrams);
- ne consegue che, dato un determinato inerte (per tipo e diametro massimo), l'acqua che occorre per ottenere una certa lavorabilità del calcestruzzo è fissa, a meno che non si impieghino additivi riduttori di acqua di impasto, noti anche come fluidificanti e *superfluidificanti* a seconda della loro efficacia.

**RICHIESTA D'ACQUA\* IN FUNZIONE DELLA CLASSE  
DI CONSISTENZA E DEL TIPO DI AGGREGATO  
(FRANTUMATO O NATURALE)**

Dimensione massima (mm) dell'aggregato	Richiesta d'acqua (Kg/m <sup>3</sup> ) per la classe di consistenza									
	S1		S2		S3		S4		S5	
	F **	N ***	F	N	F	N	F	N	F	N
8	200	180	215	195	235	215	255	235	260	240
16	185	165	200	180	220	200	230	210	235	215
32	160	140	175	155	195	175	210	190	215	195
50	155	135	170	150	190	170	200	180	205	185

\* In presenza di additivi aeranti (0,01-0,03%) o fluidificanti (0,2-0,3%) la richiesta d'acqua diminuisce rispettivamente del 5 o 7% circa. In presenza di additivi superfluidificanti (0,8-1,2%) o iperfluidificanti (1,5-2,5%) la richiesta d'acqua diminuisce del 20 o 30 % circa rispettivamente: con dosaggi inferiori la riduzione è proporzionalmente minore.

\*\* Frantumato.

\*\*\* Naturale.

*Tabella 4: Richieste d'acqua per inerte e consistenza come da UNI 9858*

Dalla Tabella 4 si ottiene che, per la classe S4, aggregato frantumato di D aggregato massimo circa 32 mm sono necessari **a = 210 Kg/m<sup>3</sup>**.

## Calcolo dei volumi

Determinati l'a/c massimo, il quantitativo d'acqua e il volume d'aria intrappolata si ottengono:

*Dosaggio di cemento:*

$c = \frac{a}{a/c} = 210 / 0,5 = 420 \text{ kg / m}^3$ . Pur rispettando il valore minimo di normativa per la durabilità ( $c_{\min} = 320 \text{ Kg / m}^3$ ) si ritiene inaccettabile questo valore poichè quantitativi eccessivi, oltre ad essere antieconomici, portano problemi per lo sviluppo di eccessivo calore d'idratazione nonché diminuiscono l'efficacia della presenza di microsilice che contrasta la penetrazione di cloruri come precedentemente affermato.

Si ritiene pertanto necessario l'utilizzo di un **additivo superfluidificante** che permette, a pari lavorabilità, di ridurre il quantitativo d'acqua del 20% con l'aggiunta di prodotto di volume pari all'1% del peso del cemento (si veda la descrizione degli additivi in seguito).

Ne consegue che il nuovo quantitativo d'acqua è  $a = 210 - 20\% = 210 - 42 = 168 \text{ l/m}^3$ , e quindi  $c = 168 / 0,5 = 336 \text{ Kg / m}^3$ , sempre maggiore del minimo di normativa ma migliore.

*Volumi:*

Considerando  $1 \text{ m}^3$  di calcestruzzo si ha:

1.  $V_c = c / \rho_c = 336 / 3,15 = \underline{106,71}$
2.  $V_a = 168 \text{ l}$
3.  $V_{a'} = 12,3 \text{ l}$
4.  $V_{\text{add}} = 3,36 \text{ l}^*$

Si ottiene quindi il volume assoluto dell'aggregato misto che andrà ripartito tra le singole classi di aggregato scelte in base ad un'accurata analisi granulometrica:

$$V_i = 1000 - V_c - V_a - V_{a'} - V_{\text{add}} = 1000 - 106,71 - 168 - 12,3 - 3,36 = \underline{709,64 \text{ l}}$$

\* : si veda la descrizione dell'additivo in seguito per i dosaggi

# Granulometria

Il problema della *scelta granulometrica* degli aggregati è caratterizzato da tre principali aspetti:

- scelta del *metodo di analisi* della granulometria;
- calcolo granulometria *ottimale*;
- metodo di calcolo per ottimizzare gli aggregati disponibili e adattamento alla *distribuzione ottimale* che si è calcolata.

La scelta granulometrica si effettua perseguendo l'obiettivo di massimizzare la densità del conglomerato cementizio allo scopo di ridurre i vuoti interstiziali e, di conseguenza, la quantità di pasta necessaria. Adottando il metodo grafico, la curva per minimizzare tali vuoti è la curva granulometrica proposta da *Fuller e Thompson*:

$$P = 100 \left( \frac{d}{D} \right)^{1/2}$$

In tal modo però, qualora sia stato possibile realizzare un insieme di aggregati in grado di rispettare questa granulometria, si presenta il problema di un elevato *impacchettamento* delle parti solide (cemento + inerti) tale che questo insieme non è ottimale per quanto concerne la *lavorazione*. Per risolvere questo inconveniente è stata introdotta da Bolomey un coefficiente *A* nella formula di Fuller che così diventa:

$$P = A + (100 - A) \cdot \left( \frac{d}{D} \right)^{1/2}$$

ove il coefficiente *A* considera la necessità di lavorabilità del conglomerato cementizio. Il parametro *A* assume i valori indicati nella seguente tabella:

Tipo di aggregati	Valore di <i>A</i> per calcestruzzi con consistenza di		
	terra umida	plastica	fluida
Alluvionali	8	10	12
Frantumati	10	12	14

Tabella 5: Valori di *A* da adottare

Nel nostro caso, data una classe di consistenza S4 per la quale il calcestruzzo è considerato fluido e avendo aggregati frantumati,  $\underline{A = 14}$ .

*D* rappresenta il diametro dell'aggregato più grande assunto in precedenza pari a  $\underline{D = 32 \text{ mm}}$ .

Si può procedere alla determinazione delle curve ottimali attraverso le seguenti formule:

- $P = \frac{100 \cdot (d/D)^{1/2} - C}{100 - C} \cdot 100$  *Fuller ottimale*
- $P = \frac{A + (100 - A) \left( \frac{d}{D} \right)^{1/2} - C}{100 - C} \cdot 100$  *Bolomey ottimale*

dove  $C$  è la percentuale di cemento espressa in peso di tutti i solidi ( aggregato + cemento ) e  $P$  è la percentuale di passante al setaccio con apertura della maglia  $d$ .

Determinata la curva ottimale, si cercherà la combinazione di aggregati che meglio approssima la curva calcolata. Tuttavia è molto difficile avere a disposizione degli aggregati che permettano di seguire la curva calcolata, per questo si procede tramite composizione di diversi aggregati in modo tale da avvicinarsi il più possibile all'ottimo.

Si è scelta quindi la seguente combinazione, considerando:

- *Sabbia fine* da 0,038 mm a 2 mm
- *Ghiaietto* da 2 mm a 6,3 mm
- *Ghiaia* da 6,3 mm a 16 mm
- *Ghiaia grossolana* da 16 mm a 32 mm

Le curve degli aggregati disponibili sono:

Passanti progressivi				Trattenuto parziale				
Apertura setaccio	Sabbia 1	Ghiaietto	Ghiaia 1	Ghiaia 2	Sabbia 1	Ghiaietto	Ghiaia 1	Ghiaia 2
32	100	100	100	100				
25	100	100	100	68				32
20	100	100	100	38				62
16	100	100	100					
12	100	100	70				30	
8	100	100	30				70	
6,3	100	100						
5	100	80				20		
3	100	40				60		
2	100							
1	80				20			
0,5	72				28			
0,300	63				37			
0,150	58				42			
0,075	53				47			
0,038	48				52			

Tabella 6: Passanti ottenuti e trattenuti parziali

Contributi								
Sabbia 1	Ghiaietto	Ghiaia 1	Ghiaia 2	Apertura setaccio	Bolomey	Reale	Fuller	Differenze %
35,4	16,68	22,69	25,23	32	100	100	100	0
35,4	16,68	22,69	17,15	25	90	91,93	88,37	-0,02
35,4	16,68	22,69	9,59	20	81,96	84,36	79,03	-0,03
35,4	16,68	22,69		16	74,77	74,77	70,67	0
35,4	16,68	15,88		12	66,61	67,97	61,18	-0,02
35,4	16,68	6,81		8	56,94	58,89	49,92	-0,03
35,4	16,68			6,3	52,09	52,09	44,29	0
35,4	13,35			5	47,92	48,75	39,44	-0,02
35,4	6,67			3	40,24	42,08	30,51	-0,04
35,4				2	35,4	35,4	24,89	0
28,32				1	29,1	28,32	17,55	0,03
25,49				0,5	24,64	25,49	12,37	-0,03
22,3				0,300	22,21	22,3	9,55	0
20,53				0,150	19,77	20,53	6,71	-0,04
18,76				0,075	18,04	18,76	4,7	-0,04
16,99				0,038	16,84	16,99	3,3	-0,01

Tabella 7: Contributi degli aggregati e curve

La deviazione tra la curva ottimale di Bolomey e aggregato combinato dipende dalla disponibilità di aggregati singoli idonei. Se la curva ottenuta dagli aggregati disponibili dovesse superare una deviazione eccessiva (ad esempio il 10%) l'unico modo per ridurla sarebbe quella di procurarsi aggregati alternativi. In questo caso le deviazioni sono praticamente irrilevanti.

## Curve granulometriche ottenute

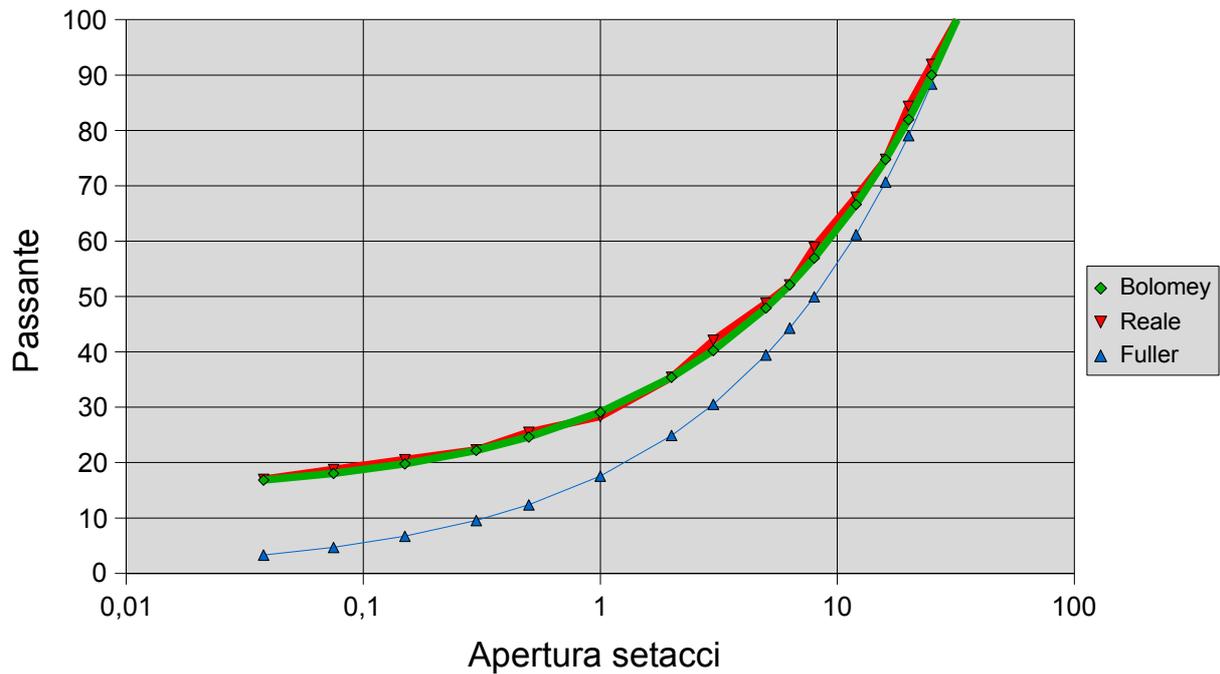


Fig. 23: Confronto tra curve ottimali e curva reale

Si ha quindi, osservando i contributi di ogni famiglia di aggregati utilizzata, il seguente schema dato il volume complessivo degli aggregati pari a 709,64 l:

Classe aggregato (mm)	Percentuali d'impiego	Volume assoluto occupato (l)	Massa volumica satura a superficie asciutta	Kg / m <sup>3</sup>
Sabbia	35,40%	251,21	2,65	665,71
Ghiaietto	16,68%	118,37	2,65	313,68
Ghiaia 1	22,69%	161,02	2,7	434,75
Ghiaia 2	25,23%	179,04	2,7	483,41

Tabella 8: Distribuzione pesi tra le tipologie di aggregati

## Additivi

### Superfluidificante

Come detto precedentemente, per ridurre la quantità di acqua e di cemento nell'impasto a parità di lavorabilità si è adottato l'additivo superfluidificante **MAPEFLUID R104**. Le caratteristiche peculiari sono:

- E' adatto per calcestruzzi preconfezionati (soprattutto in climi caldi), calcestruzzi pompabili e per getti di massa, ovvero le condizioni del masso;
- E' una soluzione acquosa al 35,5% di polimeri attivi che disperdono i granuli del cemento;
- Dai dati della scheda tecnica<sup>[7]</sup> considerando l'1% di additivo in percentuale rispetto al peso di cemento, si ottiene una riduzione del 20% del volume d'acqua (come precedentemente calcolato) dato  $a/c = 0,5$ , classe di esposizione XA2 e diametro massimo 30 mm;
- Il dosaggio consigliato è l'utilizzo di 1 l di additivo per ogni 100 kg di cemento impiegato;
- Date le notevoli quantità di calcestruzzo da realizzare, il prodotto è anche disponibile anche in cisterne da 1000 l.

### Disarmante

Si è ritenuto per i cubi Antifer di prescrivere l'utilizzo di un prodotto disarmante per agevolare l'operazione di scasseratura, pur essendo i massi dotati di scanalature che favoriscono la sformatura a getto indurito. Il prodotto compatibile con l'additivo superfluidificante MAPEFLUID R104 scelto è il **®DISARMANTE DMA2000** dalle seguenti caratteristiche:

- Adatto al disarmo di calcestruzzo preconfezionato, in particolare per calcestruzzi gettati in opera in casseforme metalliche (come quelle in esame);
- E' costituito da una miscela di oli selezionati inibitori di corrosione che annullano l'adesione del calcestruzzo alla casseforma, creando inoltre una finissima pellicola isolante sul masso;
- E' di applicazione semplice ed economica (tramite pompa con nebulizzatore su casseri puliti ed asciutti) ed è disponibile anche in cisternette da 1000 l;
- Per le casseforme metalliche il consumo stimato è di 20-25 g/m<sup>2</sup>;
- Non presenta inconvenienti con i materiali fin qui considerati.

## Verifiche

Una volta confezionato si deve verificare che in fase di realizzazione, maturazione, posa in opera ed esercizio il calcestruzzo possa garantire le prestazioni richieste contenendo i fenomeni di degrado che possono insorgere nel breve e nel lungo periodo.

### Peso minimo necessario

Va verificato che il calcestruzzo abbia la densità sufficiente a verificare il peso minimo necessario precedentemente calcolato.

Densità del calcestruzzo confezionato:  $D = c + a + i$

con  $i = \text{kg/m}^3$  totale degli aggregati utilizzati, pari a:

$$\underline{i} = 665,71 + 313,68 + 434,75 + 483,81 = \underline{1897,55 \text{ Kg/m}^3}$$

Quindi  $D = 336 + 168 + 1897,55 = 2401,55 \text{ Kg / m}^3 = 2,4 \text{ t/m}^3 > 2,35 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$

La densità di predimensionamento è corretta, quindi il masso avrà il peso sufficiente di **24,24 t**.

### Calore d'idratazione

Effettuato il mix design, bisogna quindi verificare come accennato nell'analisi dei vincoli progettuali che il calore prodotto per idratazione non sia eccessivo. Nella figura 24 è schematizzato l'andamento delle temperature tra la periferia e il nucleo interno nei primi 3 giorni dopo la posa in opera, in quanto questi sono quelli più critici dato che in questo periodo si ha il maggior sviluppo di calore per idratazione. In questo fenomeno il fattore da controllare e limitare non è l'aumento di temperatura, ma è il gradiente termico che viene a svilupparsi tra il nucleo e la periferia del masso, in quanto è questo ultimo che causa le tensioni nel calcestruzzo.

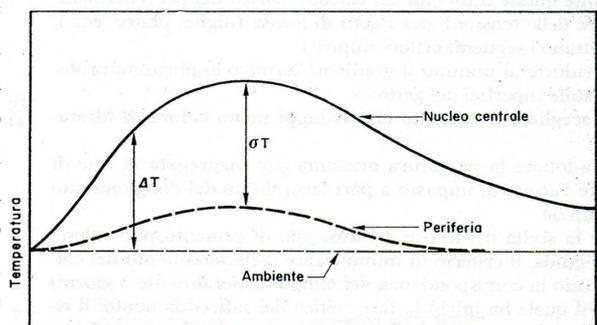


Fig. 24: Andamento delle temperature in un getto di calcestruzzo ( $\Delta T =$  riscaldamento nucleo centrale;  $\delta t =$  gradiente tra nucleo e periferia)

Al contrario di quanto si possa credere, la fase più critica per la formazione di fratture, non sono i primi 3 giorni in cui avviene il riscaldamento, bensì i momenti successivi, durante i quali si ha il *raffreddamento* del nucleo, in virtù del fatto che si ha anche un contemporaneo aumento del modulo elastico  $E$  del calcestruzzo e questo, a parità di  $\delta T$ , porta ad un aumento del valore delle  $\sigma$  di trazione. Il valore di questa tensione diventa maggiore di quello della compressione accumulata nei primi 3 giorni.

Il calcolo del gradiente termico all'interno del masso non è semplice in quanto entrano in gioco fattori diversi tra i quali:

- Valore del *modulo elastico*  $E$ , che cambia con il variare dal livello di idratazione;
- Parametri *composizionali* ( tipo e dosaggio del cemento );
- parametri *progettuali* ( forma e geometria delle strutture );
- Parametri *ambientali* (temperatura, vento, isolamento termico )

La normativa, per semplificare il calcolo, permette di effettuare delle ipotesi che, per la loro natura, ci pongono nelle condizioni più sfavorevoli possibili, al fine di restare in sicurezza. La norma suggerisce di considerare il riscaldamento come se avvenisse in condizioni *adiabatiche* (ossia considerando che la superficie del masso venga a trovarsi sempre a temperatura ambiente, quindi più bassa di quella che si avrebbe in realtà) al fine di poter aver un gradiente superiore a quello effettivo. In queste condizioni, il gradiente termico è facilmente calcolabile, e come mostrato in figura 25 il  $\Delta T$  è pari al  $\delta T_{max}$ , facilmente calcolabile con la relazione:

$$\Delta T = \frac{q \cdot c}{m \cdot \rho}$$

dove  $q$  è il calore unitario liberato da 1 Kg di cemento e  $m$  è la massa volumica del conglomerato.

Le norme indicano come valore limite da non superare per tenersi al riparo dal rischio di fessurazione un valore  $\delta T < 20^\circ C$ .

Nella tabella seguente sono riportati alcuni valori di  $\Delta T$  per alcuni cementi, tra cui quello preso in considerazione (il 325 Pz) con simili dosaggi e  $D_{max}$  inerte, che mostra avere un valore di  $\Delta T$  di poco superiore ai  $20^\circ C$  ( $22,7^\circ C$ ).

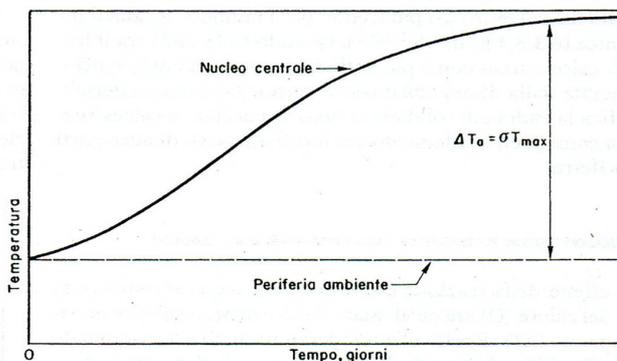


Fig. 25: Andamento della temperatura in un nucleo del getto (perfettamente adiabatico) e nella periferia (in perfetto equilibrio con l'ambiente)

MASSIMO RISCALDAMENTO ( $\Delta T_a$ ) PER ALCUNI CALCESTRUZZI CONFEZIONATI CON DIVERSI TIPI E DOSAGGI DI CEMENTO.

Tipo di cemento	q a 3 gg** (KJ/Kg)	D <sub>max</sub> inerte (mm)	Dosaggio di cemento	Additivo ***	Q (KJ/m <sup>3</sup> )	ΔT <sub>a</sub> (°C)
325 Pt.	250	25	480	NO	120000	44,5
325 Pt.	250	38	440	NO	110000	40,8
325 Pt.	250	25	400	SI	100000	37,1
325 Pt.	250	38	360	SI	90000	33,4
325 Pz.	170	25	480	NO	81600	30,3
325 Pz.	170	38	440	NO	74800	27,8
325 Pz.	170	25	400	SI	68000	25,2
325 Pz.	170	38	360	SI	61200	22,7
325 Af.	180	25	480	NO	86400	32,1
325 Af.	180	38	440	NO	79200	29,4
325 Af.	180	25	400	SI	72000	26,7
325 Af.	180	38	360	SI	64800	24,0
325 Af.*	130	25	480	NO	62400	23,1
325 Af.*	130	38	440	NO	57200	21,2
325 Af.*	130	25	400	SI	52000	19,3
325 Af.*	130	38	360	SI	46800	17,4

Fig. 26: Valori indicativi di massimo riscaldamento per calcestruzzi al variare di tipologia di cemento

Dall'ipotesi precedente, ovvero che il calcolo viene effettuato considerando le peggiori condizioni per il masso ( ipotesi di condizioni adiabatiche assolutamente teoriche ed ideali), si può ragionevolmente considerare che il gradiente termico reale è sufficientemente prossimo al valore limite indicato, quindi non fornisce problemi al masso.

## Riepilogo

In sintesi, le prescrizioni per il calcestruzzo da confezionare sono le seguenti (riferite ad 1 m<sup>3</sup>):

*Composizione:*

- **CEM IV/A 32,5** ovvero un **cemento pozzolanico** come da UNI-ENV 197/1 per una quantità pari a  $c = 336$  Kg
- **Acqua** potabile per  $a = 168$  l
- **Aggregati:**
  - $D_{\max} = 32$  mm
  - Sabbia fine (0,038 mm – 2 mm) per un quantitativo di 665 Kg
  - Ghiaietto (da 2 mm a 6,3 mm) per un quantitativo di 314 Kg
  - Ghiaia (da 6,3 a 16 mm) per un quantitativo di 435 Kg
  - Ghiaia grossa (da 16 mm a 32 mm) per un quantitativo di 483 KgFrantumati, calcarei duri con densità prossima ai 2700 Kg / m<sup>3</sup>.
- **Additivo** superfluidificante MAPEFLUID R104 per una quantità pari a 3,4 l

*Consistenza e resistenza:*

- **Calcestruzzo fresco:** classe di consistenza S4
- **Calcestruzzo indurito:** resistenza caratteristica  $R_{ck} = 37$  MPa
- Getto in **casseri metallici** trattati con additivo <sup>®</sup>DISARMANTE DMA2000

# Riferimenti

## *Fonti dei dati e note:*

- <sup>[1]</sup> Per approfondimenti si consulti l'articolo: [http://it.wikipedia.org/wiki/Teoria\\_lineare\\_del\\_moto\\_ondoso](http://it.wikipedia.org/wiki/Teoria_lineare_del_moto_ondoso)
- <sup>[2]</sup> Apat e Università Roma Tre – Atlante delle onde dei mari italiani 2005-2006
- <sup>[3]</sup> MeteoAM.it – Servizio meteorologico del ministero della difesa
- <sup>[4]</sup> Apat – Servizio Mareografico – [www.idromare.com](http://www.idromare.com)
- <sup>[5]</sup> Annuario dei dati ambientali APAT 2005/2006
- <sup>[6]</sup> SIDIMAR – Ipzs - <http://www.sidimar.ipzs.it/>
- <sup>[7]</sup> MAPEI – [www.mapei.it](http://www.mapei.it)

## *Riferimenti:*

- Andrew McLeish (1994) *Underwater concreting and repair*, Halsted Press, Toronto
- P. Lumar Mehta (2003) *Concrete in the marine environment*, Taylor & Francis Books, USA
- *Durabilità del calcestruzzo: teoria pratica e prescrizioni di capitolato*, M. Collepari, 1993
- *Viscosità* (2007), Wikipedia, L'enciclopedia libera
- L. Franco, R. Marconi (2003) *Porti turistici*, Maggioli Editore

## *Ringraziamenti:*

Si ringraziano per il materiale offerto e la disponibilità il Prof. Leopoldo Franco, l'Ing. G. Bellotti, l'Ing G. Cuomo e l'Ing Claudia Cecioni del dipartimento di Ingegneria Costiera, Università Roma Tre.