

# POLITECNICO DI TORINO & PLYMOUTH UNIVERSITY

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

## VALUTAZIONE DELLA STABILITÀ E DELLA RESISTENZA DEL MURO DI DAWLISH



**SUCCEED**  
WITH  
**PLYMOUTH**  
**UNIVERSITY**

Relatore:

**Prof.ssa Cecilia Surace**

Correlatore:

**Dr Alison Raby**

Candidato:

**Roberto Iennarelli**

ANNO ACCADEMICO 2017 – 2018

*Ai Miei Genitori*

## Sommario

Il Muro di Dawlish è una struttura di vitale importanza per il Sud-Ovest del Regno Unito poiché a tergo di essa è presente un'importante linea ferroviaria. La struttura è divenuta celebre nel corso del 2014 in seguito al collasso di una sua parte, evidenziando la sua debolezza. Questo studio si prefigge l'obiettivo di comprendere il comportamento di due sezioni del Muro di Dawlish sottoposte all'azione del moto ondoso ed all'azione del terreno alle spalle, attraverso la creazione di un modello agli elementi finiti tramite il software LUSAS.

Il carico dovuto al moto ondoso è stato valutato a partire dai dati riguardanti la zona di interesse e relativi alle onde degli ultimi 23 anni e quelli relativi al fenomeno delle maree. Sono stati considerati due periodi di ritorno: 50 e 100 anni. Il carico appena citato è stato valutato sulla base degli studi di Goda. Quindi, sono stati analizzati tre meccanismi di collasso possibili: scorrimento, ribaltamento e raggiungimento dei limiti di resistenza. Per quanto riguarda quest'ultimo, la struttura è stata analizzata prima nella condizione di integrità e dopo in seguito ad un possibile danneggiamento localizzato. Questo è stato simulato tramite la rimozione di una parte del materiale appartenente alla struttura.

Questo studio prova che il collasso predetto non è avvenuto direttamente a causa dell'effetto delle onde sulla struttura poiché sono stati ottenuti fattori di sicurezza elevati nei confronti dello scorrimento e del raggiungimento del limite di resistenza del materiale, e fattori di sicurezza accettabili per quanto riguarda il ribaltamento. Il collasso si è verificato, probabilmente, in seguito alla presenza concomitante di più fattori, tra cui certamente anche quelli citati e per i quali sono stati proposti dei possibili interventi.

## **Abstract**

The Dawlish Seawall is a vital structure located in the South-West of the United Kingdom protecting an important railway. Focus on this structure arose as a consequence of failure in 2014, representing a weak point for the railway line. The present study aims to investigate the structural behaviour of two sections of the seawall in Dawlish under the effect of the wave loading and of the soil behind them. The analysis was carried out through the finite element software LUSAS.

Evaluation of wave loading was performed considering 23 years of wave and tidal data. Two return periods were taken into account: 50 and 100 years. This loading was calculated using Goda's studies. Three failure mechanisms have been studied: sliding, overturning and material failure. Regarding the material failure, the structures were analysed according two different conditions: intact and damaged ones. The damage was modelled by removing blocks from the structures.

This study proves that the failure mentioned above did not occur because of the direct loading of the wave on the structure since high values of safety factor have been evaluated for material failure and sliding mechanisms and good values have been obtained for overturning mechanism. The failure probably occurred, because of the concomitant presence of several factors certainly including those mentioned above. For these ones, some potential actions have been proposed.

# Indice

Sommario .....	i
Abstract.....	ii
Indice delle figure.....	v
Indice delle tabelle .....	x
1. Introduzione .....	1
1.1 Storia della South Devon Railway (SDR) .....	2
1.2 Storia del Dawlish Seawall .....	6
1.3 Evento del 4 febbraio 2014.....	8
1.4 Ricostruzione dopo il danneggiamento .....	10
1.5 Scopo della ricerca .....	13
2. Software utilizzati .....	15
2.1 LUSAS 15.2.....	15
2.2 MATLAB R2016b.....	16
3. Caratteristiche della struttura e del terreno .....	18
4. Modello agli elementi finiti.....	21
4.1 Creazione modello.....	21
4.2 Studio di Convergenza della mesh.....	23
4.3 Introduzione attributi e delle condizioni al contorno .....	27
5. Progetto delle condizioni ondose.....	32
5.1 Analisi statistica .....	37
5.1.1 Distribuzione di Gumbel .....	38
5.1.2 Distribuzione LogNormale a due parametri .....	38
5.2 Calcolo delle caratteristiche dell'onda di progetto .....	39
5.3 Calcolo del carico dovuto alle onde .....	41
5.4 Carico in fase "Wave Crest" .....	43
5.5 Carico in fase "Wave Trough".....	45

6. Analisi di Stabilità e di Resistenza .....	49
6.1 Valutazione dell'azione del terreno.....	49
6.2 Verifica a Scorrimento .....	51
6.3 Verifica a Ribaltamento .....	53
6.4 Verifiche di Resistenza .....	54
6.4.1 Analisi della struttura integra .....	58
6.4.2 Analisi della struttura in seguito ad un possibile danneggiamento .....	67
6.4.3 Analisi dei risultati delle verifiche di resistenza .....	76
7. Possibili interventi .....	80
7.1 Inserimento di tiranti di ancoraggio.....	80
7.2 Realizzazione di drenaggi .....	87
7.3 Difesa dalla tracimazione .....	89
7.4 Difesa dall'erosione .....	90
8. Applicazioni progettuali.....	95
9. Conclusioni e possibilità di ricerca futura .....	96
Riferimenti bibliografici.....	99
Ringraziamenti.....	106

## Indice delle figure

Figura 1 - Localizzazione città di Dawlish (Google Earth, 2017).....	1
Figura 2 - Carta Topografica riportante il tracciato ferroviario nel 1908 (West, 2016/B) .....	3
Figura 3 - Carta Topografica riportante il tracciato ferroviario allo stato attuale (West, 2016/B).....	5
Figura 4 - Collasso del muro di contenimento avvenuto nel 1855 (Devonheritage.org, 2017).....	7
Figura 5 - Posizione del danneggiamento avvenuto nell'inverno 2013-2014 (Google Earth, 2017) .....	8
Figura 6 - Danneggiamento del Muro di Dawlish visto dall'alto (Network Rail, 2017).....	9
Figura 7 - Danneggiamento del muro di Dawlish (West, 2016/A) .....	10
Figura 8 - Realizzazione soluzione temporanea con containers pieni di macerie (West, 2016/A) .....	11
Figura 9 - Sezione prefabbricata con cui è stata ricostruita la sezione che ha subito il collasso (Network Rail, 2014).....	12
Figura 10 – Logo del software LUSAS (Lusas.com, 2017) .....	15
Figura 11 – Logo del software Matlab (It.mathworks.com, 2017).....	17
Figura 12 - Vista laterale della Sezione 1 (a sinistra) e della Sezione 2 (a destra).....	18
Figura 13 - Creazione del modello agli elementi finiti tramite la definizione di nodi e linee per la Sezione 2 .....	21
Figura 14 - Creazione del modello agli elementi finiti tramite la definizione delle superfici per la Sezione 2.....	22
Figura 15 - Creazione del modello agli elementi finiti tramite la definizione di volumi per la Sezione 2 .....	22
Figura 16 – Confronto tra i valori di spostamento per lo studio di convergenza relativo alla Sezione 1.....	24

Figura 17 – Confronto tra i valori di spostamento per lo studio di convergenza relativo alla Sezione 2.....	25
Figura 18 - Elemento TH10 (LUSAS, 2016/B).....	26
Figura 19 – Finestra di definizione degli elementi della mesh.....	27
Figura 20 - Introduzione caratteristiche dei materiali.....	28
Figura 21 - Definizione degli incastri alla base .....	29
Figura 22 - Definizione dei vincoli laterali .....	29
Figura 23 - Definizione "rigid constrain".....	30
Figura 24 - Modello agli elementi finiti, Sezione 1 e Sezione 2 .....	31
Figura 25 – Reticolo dei nodi contenuto nei database “HOMERE” e “NORGASUG” (Boudière et al., 2013).....	33
Figura 26 - Rosa delle onde: Direzione- $H_s$ e Direzione- $T_p$ (coord: $-3.455^\circ$ O, $50.5763^\circ$ N).....	34
Figura 27 - Identificazione dei valori di picco degli eventi indipendenti sopra la soglia adottata.....	36
Figura 28 - Altezza d'onda significativa ( $H_s$ ), Periodo di Picco ( $T_p$ ), Direzione di Picco (Dir) degli eventi e relativi picchi individuati .....	36
Figura 29 - Rosa delle onde ottenute con il metodo POT: Direzione- $H_s$ e Direzione- $T_p$ (coord: $-3.455^\circ$ O, $50.5763^\circ$ N).....	37
Figura 30 - Distribuzione del carico dovuto all'onda durante la fase “Wave Crest” (Goda, 2000).....	43
Figura 31 - Distribuzioni di carico ottenute con la teoria di Goda durante la fase "Wave Crest".....	45
Figura 32 - Distribuzione del carico dovuto all'onda durante la fase “WaveTrough” (Goda, 2000).....	46
Figura 33 – Diagramma per il calcolo della pressione totale durante la fase “Wave Trough” (Goda, 2000).....	46
Figura 34 - Diagramma per la valutazione della posizione della risultante del carico durante la fase “Wave Trough” (Goda, 2000).....	47

Figura 35 - Diagramma per il calcolo della pressione alla base della struttura durante la fase "Wave Trough" (Goda, 2000).....	47
Figura 36 - Distribuzioni di carico ottenute con la teoria di Goda durante la fase "Wave Trough" .....	48
Figura 37 - Influenza dei movimenti dell'opera sull'entità della spinta (Lancellotta e Calavera Ruiz, 1999) .....	50
Figura 38 - Dominio di resistenza del materiale definito con il criterio di Mohr-Coulomb .....	56
Figura 39 - Esempio di inserimento nel modello di un carico non uniformemente distribuito su una superficie .....	57
Figura 40 - Finestra per la combinazione dei carichi in LUSAS .....	58
Figura 41 - Distribuzione delle tensioni per la Sezione 1 intatta per la Combinazione 1, Vista frontale e laterale .....	59
Figura 42 - Distribuzione delle tensioni per la Sezione 1 intatta per la Combinazione 2, Vista frontale e laterale .....	60
Figura 43 - Distribuzione delle tensioni per la Sezione 2 intatta per la Combinazione 1, Vista frontale e laterale .....	61
Figura 44 - Distribuzione delle tensioni per la Sezione 2 intatta per la Combinazione 2, Vista frontale e laterale .....	62
Figura 45 - Sezione A-A per la Sezione 1 e la Sezione 2 della struttura ....	63
Figura 46 - Andamento delle tensioni $\sigma_z$ in corrispondenza della Sezione A-A, in un grafico tensione - spessore del muro .....	63
Figura 47 - Andamento delle tensioni $\sigma_z$ in corrispondenza della sezione B-B, in un grafico tensione - spessore del muro.....	64
Figura 48 - Valori di massimi di tensione per le due combinazioni relativi alla Sezione 1, all'interno del dominio di resistenza.....	65
Figura 49 - Ingrandimento sui valori di massimi di tensione per le due combinazioni relativi alla Sezione 1, all'interno del dominio di resistenza ..	65
Figura 50 - Valori di massimi di tensione per le due combinazioni relativi alla Sezione 2, all'interno del dominio di resistenza.....	66

Figura 51 - Ingrandimento sui valori di massimi di tensione per le due combinazioni relativi alla Sezione 2, all'interno del dominio di resistenza ..	66
Figura 52 - Posizionamento del danneggiamento localizzato a quattro quote diverse .....	68
Figura 53 - Valore massimo della tensione di trazione per la Sezione 1 relativamente a diverse posizioni del danneggiamento ipotizzato .....	68
Figura 54 - Valore massimo della tensione di trazione per la Sezione 2 relativamente a diverse posizioni del danneggiamento ipotizzato .....	69
Figura 55 - Posizione più sfavorevole per l'inserimento del danneggiamento localizzato, mostrato in LUSAS .....	70
Figura 56 - Distribuzione delle tensioni per la Sezione 1 con il danneggiamento localizzato per la Combinazione 1 .....	71
Figura 57 - Distribuzione delle tensioni per la Sezione 1 con il danneggiamento localizzato per la Combinazione 2 .....	71
Figura 58 - Distribuzione delle tensioni per la Sezione 2 con il danneggiamento localizzato per la Combinazione 1 .....	72
Figura 59 - Distribuzione delle tensioni per la Sezione 2 con il danneggiamento localizzato per la Combinazione 2 .....	72
Figura 60 - Valori di massimi di tensione per le due combinazioni relativi alla Sezione 1 con il danneggiamento localizzato, all'interno del dominio di resistenza .....	74
Figura 61 - Ingrandimento sui valori di massimi di tensione per le due combinazioni relativi alla Sezione 1 con il danneggiamento localizzato, all'interno del dominio di resistenza.....	74
Figura 62 - Valori di massimi di tensione per le due combinazioni relativi alla Sezione 2 con il danneggiamento localizzato, all'interno del dominio di resistenza .....	75
Figura 63 - Ingrandimento sui valori di massimi di tensione per le due combinazioni relativi alla Sezione 2 con il danneggiamento localizzato, all'interno del dominio di resistenza.....	75

Figura 64 – Esempio di realizzazione di in tirante (Colombo e Colleselli, 2004) .....	81
Figura 65 - Perforazione per l'inserimento dei tiranti (MG EdilCostruzioni Srl, 2018).....	82
Figura 66 – Esempio di piastra di ancoraggio con tiranti (I.S.I. Italia s.r.l, 2018) .....	83
Figura 67 – Esempio di tesatura dei trefoli costituenti il tirante (Società Costruzioni Specializzate, 2018) .....	84
Figura 68 - Esempio di realizzazione di drenaggi sub-orizzontali in un muro in pietrame tramite perforazione (Acquistapace Daniele S.n.c., 2018) .....	88
Figura 69 - Tipico meccanismo di ribaltamento causato dall'erosione del piede (USACE: U.S. Army Corps of Engineers, 2002).....	90
Figura 70 – Esempio di realizzazione di pennelli per la protezione della costa (MOSE Venezia, 2007).....	91
Figura 71 - Protezione della base del muro con posizionamento di ciottoli e rocce (USACE: U.S. Army Corps of Engineers, 2002).....	92
Figura 72 - Esempio di diga a gettata (USACE: U.S. Army Corps of Engineers, 2002).....	93
Figura 73 - Esempio di diga a parete (Tomasicchio et al., 1996).....	94

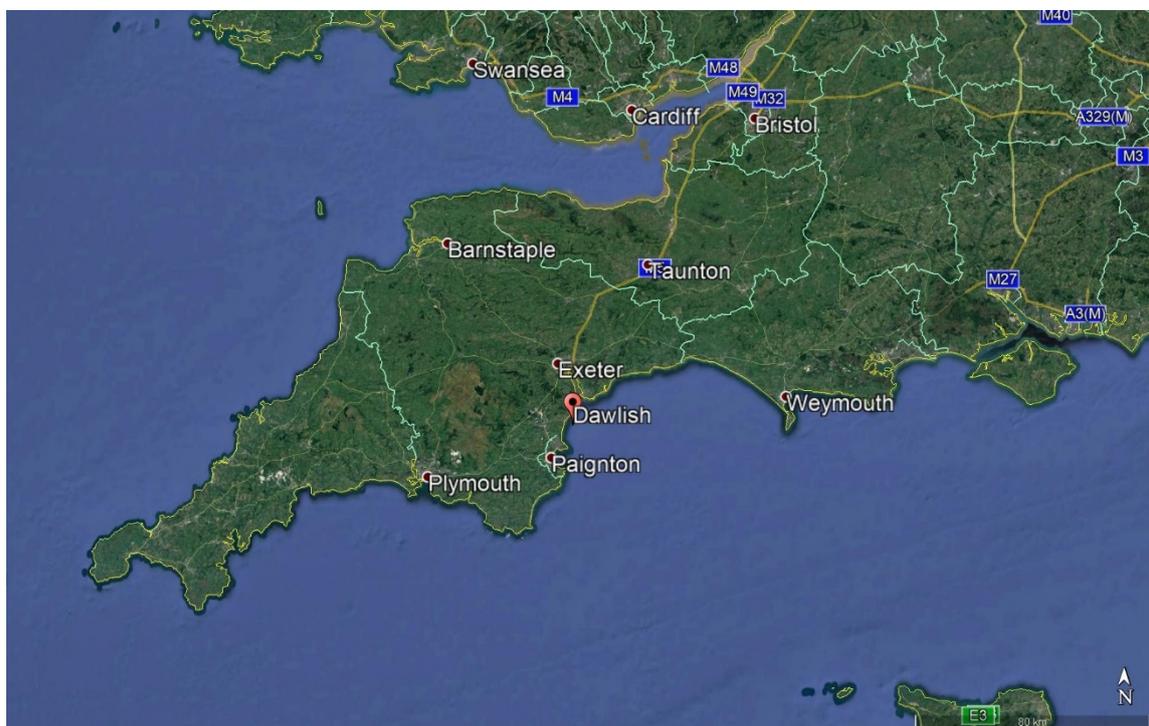
## Indice delle tabelle

Tabella 1 – Principali danni subiti dalla struttura e dalla linea ferroviaria dalla costruzione al 2013 (Network Rail, 2014).....	7
Tabella 2 – Caratteristiche del materiale costituente la struttura .....	19
Tabella 3 - Caratteristiche del materiale costituente il suolo alle spalle della struttura.....	20
Tabella 4 - Valori di spostamento per lo studio di convergenza relativo alla Sezione 1 .....	23
Tabella 5 - Valori di coefficiente $R^2$ per lo studio di convergenza relativo alla Sezione 1 .....	24
Tabella 6 - Valori di spostamento per lo studio di convergenza relativo alla Sezione 2.....	25
Tabella 7 - Valori di coefficiente $R^2$ per lo studio di convergenza relativo alla Sezione 2.....	25
Tabella 8 - Valori di altezza d'onda significativa di progetto in funzione del tempo di ritorno $T_R$ .....	40
Tabella 9 - Caratteristiche dell'onda di progetto relativamente a due diversi tempi di ritorno $T_R$ .....	41
Tabella 10 - Valori di tensione per la Sezione 1 per la struttura intatta e per la struttura danneggiata, per entrambe le combinazioni di carico .....	76
Tabella 11 - Valori di tensione per la Sezione 2 per la struttura intatta e per la struttura danneggiata, per entrambe le combinazioni di carico .....	77
Tabella 12 – Valori massimi della tensione di trazione per la Sezione 1 intatta per entrambe le combinazioni di carico e relativi fattori di sicurezza .....	78
Tabella 13 - Valori massimi della tensione di trazione per la Sezione 1 con il danneggiamento ipotizzato per entrambe le combinazioni di carico e relativi fattori di sicurezza.....	78
Tabella 14 - Valori massimi della tensione di trazione per la Sezione 2 intatta per entrambe le combinazioni di carico e relativi fattori di sicurezza .....	78

Tabella 15 - Valori massimi della tensione di trazione per la Sezione 2 con il danneggiamento ipotizzato per entrambe le combinazioni di carico e relativi fattori di sicurezza.....	79
Tabella 16 – Caratteristiche del trefolo scelto (ArcelorMittal, 2010).....	85
Tabella 17 - Fattore di sicurezza prima dell'intervento, dopo l'intervento e coefficiente di incremento .....	87

## 1. Introduzione

Il Muro di Dawlish (Dawlish Seawall) è un muro di contenimento in pietrame situato nella città omonima (Dawlish) sulla costa Sud-Ovest dell'Inghilterra, a pochi chilometri dalla più celebre città di Exeter nella regione del Devon (Figura 1). Questa struttura rappresenta un elemento di vitale importanza nell'economia e nella vita delle regioni del Devon e della Cornovaglia poiché alle sue spalle è presente un tratto ferroviario che permette di connettere queste due regioni con il resto del Regno Unito.



*Figura 1 - Localizzazione città di Dawlish (Google Earth, 2017)*

La struttura oggetto di studio e la South Devon Railway sono state progettate da Sir Isambard Kingdom Brunel, ingegnere civile e meccanico inglese definito da Rolt e Buchanan (2005) come una delle figure più importanti della rivoluzione industriale, come confermato dai suoi progetti rivoluzionari. Le opere sopra citate sono state realizzate nella prima metà del XIX secolo cioè durante l'età Vittoriana, con il fine di creare un collegamento tra le città di Exeter, Plymouth e Torquay posizionate nella parte Sud-Ovest del paese.

La compagnia operante sulla suddetta tratta era la South Devon Railway Company. La struttura in pietra, compresa la ferrovia a tergo, è stata completata nel 1846.

Al momento, la linea ferroviaria ed il muro di contenimento sopraccitato appartengono alla compagnia "Network Rail", che insieme al Parlamento del Regno Unito, ha stimato un costo annuale di manutenzione del muro nella sua completezza pari a 500.000 Pounds (Publications.parliament.uk, 2010). Inoltre, nella sua storia, la linea ferroviaria ha subito diverse interruzioni causate da ragioni differenti come la caduta di massi, gli smottamenti della scogliera, gli allagamenti e l'erosione del muro (Network Rail, 2017).

## **1.1 Storia della South Devon Railway (SDR)**

Come descritto da Kay (1990) le prime serie proposte per la costruzione di una ferrovia che collegasse le città di Plymouth ed Exeter risalgono al 1835, non a caso Brunel stava conducendo proprio in quegli anni dei sopralluoghi nella regione del Devon con il fine di identificare il percorso ottimale per una nuova linea ferroviaria. Dopo pochi anni, nel 1843 fu raggiunto un accordo con la GWR (Great Western Railway) per ottenere il capitale necessario all'avviamento del progetto che iniziò a novembre dello stesso anno con a capo la neonata SDR Company (South Devon Railway Company). Questo progetto fu accolto con non poca ostilità da parte della popolazione di Dawlish ed in particolare dai pescatori locali poiché la linea avrebbe attraversato il territorio della città lungo la costa.

Nel 1844 il progetto fu approvato dal parlamento con un capitale di 1.100.000 sterline ed in poco tempo fu avviata la costruzione della linea ferroviaria a binario singolo, a partire dalla tratta da Exeter a Newton Abbot. Questa parte corrispondeva a circa metà del tracciato totale. Di seguito è stata riportata la carta topografica in cui è visibile il tracciato ferroviario nel 1908, praticamente invariato rispetto a quello realizzato alcuni decenni prima (Figura 2).

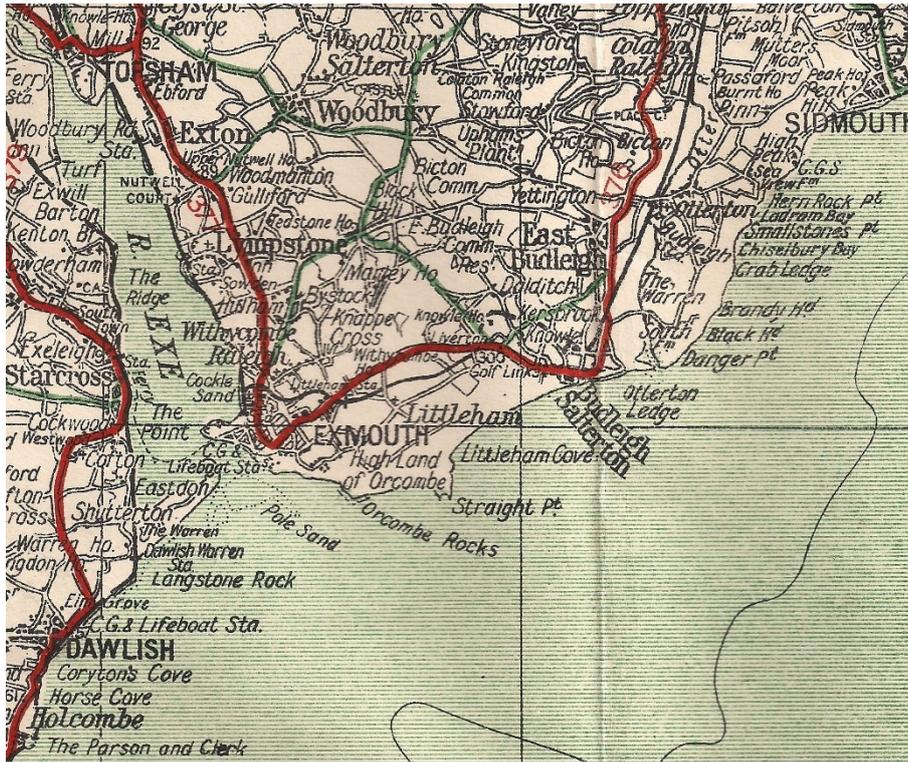


Figura 2 - Carta Topografica riportante il tracciato ferroviario nel 1908 (West, 2016/B)

Le prime difficoltà furono legate alle condizioni plano-altimetriche del territorio ed a quelle geologiche (En.wikipedia, 2017/A). Difatti, come riportato da Kay (1990), con il fine di ridurre i costi di realizzazione, diverse cariche esplosive furono utilizzate per abbattere parte della scogliera così da ridurre la lunghezza delle gallerie necessarie.

Inizialmente la South Devon Railway Company decise di adottare l'innovativo e rivoluzionario sistema di propulsione pneumatico (atmospheric system). Con l'obiettivo di preservare parte del capitale per la sperimentazione e l'implementazione di questo sistema, fu deciso, nel 1844, di passare ad una linea a singolo binario e non a doppio binario come previsto inizialmente dal progetto (Kay, 1990). Inoltre, come riportato da En.wikipedia (2017/A), furono incontrate alcune difficoltà durante la realizzazione della linea legate in particolar modo ai tagli da operare nella roccia appartenente alle scogliere di Teignmouth, alla realizzazione dei muri di contenimento (sea walls), alla costruzione di ben sei gallerie naturali e due gallerie artificiali ed infine alla realizzazione di un ponte a sei campate in legno sul fiume Exe (Hayward, 2014) ed un viadotto a 62 archi a St. Thomas (Kay, 1993).

Il 30 maggio 1846 la tratta ferroviaria fu inaugurata utilizzando delle locomotive noleggiate dalla compagnia GWR, il tutto riscuotendo un grande successo tra la popolazione, come testimoniato dai più di 4 mila biglietti venduti nel primo fine settimana (Kay, 1990). La linea rappresentava il primo vero collegamento tra la regione ed il resto del paese, impiegando appena 5 ore circa per raggiungere la capitale Londra (Kay, 1990).

Dopo la prima inaugurazione ne seguirono altre per il completamento di alcuni tratti della linea e di stazioni intermedie: Newton (1846), Totnes (1847), Plymouth e Torquay (1848-1849) (Kay, 1990). Nello stesso periodo la Cornwall Railway Company costruiva la propria linea principale che avrebbe permesso più in avanti di connettere anche la Cornovaglia (En.Wikipedia, 2017/A).

Per quanto riguarda il sistema pneumatico, questo fu inizialmente accolto con fervore in un periodo di grandi scoperte ed invenzioni. Già nel 1848 l'intero servizio era svolto da treni che adoperavano questo sistema, con velocità medie di 70-80 Km/h (Kay, 1990). I primi problemi con questo sistema venivano riscontrati nel momento in cui le temperature raggiungevano valori troppo bassi o troppo alti, causando diverse interruzioni. Così, nel 1848 gli azionisti votarono all'unanimità in favore dell'abbandono di questo sistema di propulsione per passare ad uno convenzionale a carbone, seppure grandi quantità del capitale fossero già state spese per questo fine. Questo portò irrimediabilmente a tagli e disservizi da parte della compagnia (Kay, 1990). Spesso, difatti, si verificavano ritardi a causa della congestione ed alcuni treni impiegavano addirittura sei ore per raggiungere Exeter da Plymouth (Kay, 1993). Incrementare la capacità e superare i problemi finanziari erano, quindi, le nuove sfide che attendevano la SDR Company.

Negli anni successivi alcune sezioni del tracciato furono raddoppiate e diversi miglioramenti furono portati a termine (En.wikipedia, 2017/A). Inoltre, anche la ferrovia in costruzione in Cornovaglia si apprestava ad essere completata (En.wikipedia, 2017/A).

Nel 1876 la SDR venne assorbita dalla GWR che operò grandi cambiamenti tra cui il raddoppio delle sezioni ancora a binario singolo e soprattutto il passaggio progressivo da binari caratterizzati da uno scartamento largo a binari con scartamento standard pari a 1435 mm tuttora utilizzato (Kay, 1990).

Nel 1948 la GWR è stata nazionalizzata ed assorbita dalla più celebre “British Railways” (Southdevonrailway.co.uk, 2017) e continua comunque ad operare il servizio ferroviario mentre il tratto ferroviario è gestito dalla “Network Rail”. Nel 2007 la linea ha trasportato più di 100.000 passeggeri in un anno (Southdevonrailwayassociation.org, 2017), stando quindi a certificare l'importanza che questo tratto ferroviario rappresenta. Di seguito è stata riportata la carta topografica in cui è visibile il tracciato ferroviario al giorno d'oggi (Figura 3).



Figura 3 - Carta Topografica riportante il tracciato ferroviario allo stato attuale (West, 2016/B)

## **1.2 Storia del Dawlish Seawall**

La sezione di linea ferroviaria operante a tergo del muro di Dawlish fa parte della tratta da Exeter a Newton Abbot che fu inaugurata il 30 maggio 1846, come descritto al paragrafo precedente.

Il muro di contenimento si estende per circa quattro miglia (circa 6,5 chilometri) parallelamente al mare aperto ed immediatamente a valle delle diverse scogliere presenti. Questa opera ingegneristica ideata dal precedentemente citato Sir Isambard Kingdom Brunel è divenuta celebre per i diversi danni subiti nel corso degli anni a partire dalla sua costruzione. Difatti, già nel 1852, a soli sei anni dall'inaugurazione della linea ferroviaria, una grande frana proveniente dalle scogliere a tergo della ferrovia ha causato diversi danni e conseguentemente anche l'interruzione del servizio per quattro giorni (Mitchell and Smith, 2000). Da allora il muro ha subito diversi danneggiamenti, che hanno quindi portato a diverse interruzioni del servizio ferroviario. Questi erano principalmente causati da frane e smottamenti di materiale proveniente dalle scogliere e dall'azione del moto ondoso. Il rapporto pubblicato da Network Rail (2014) presenta una tabella riassuntiva con tutti i principali danni subiti dalla struttura e dalla linea ferroviaria che si sono verificati dal 1846 al 2013, ed è stata riportata di seguito (Tabella 1).

*Tabella 1 – Principali danni subiti dalla struttura e dalla linea ferroviaria dalla costruzione al 2013 (Network Rail, 2014)*

A summary of historical storm damage to the coastal railway between Exeter and Newton Abbot	
Winter 1846	The line was closed for three days.
Winter 1852/53	The line was closed twice, for seven and three days respectively.
February 1855	The line was closed for twelve days.
October 1859	The line was closed for three days.
January 1869	The line was closed for five days.
Winter 1872/73	Four closures occurred, lasting one day, three days, three days and one day respectively.
March 1923	The line was closed for three days.
January 1930	The line was closed for three days.
February 1936	The line was closed for three days.
March 1962	The line was closed for part of a day, followed by single line working for several days.
February 1974	The line was again closed for part of a day, followed by single line working for several days.
February and March 1986	The line was closed for six days, followed by single track working for a further week.
January 1996	The line was closed for a week due to major damage at several points.
Winter 2000/2001	A major cliff fall closed the line for several days, and there was damage along the length of the sea wall.
19 November 2002	Wave-driven shingle damaged passing trains.
07 January 2004	The signalling system was rendered inoperative by heavy seas.
27 October 2004	Damage to sea wall masonry closed the line for three days. A train was immobilised at Sprey Point and passengers had to be evacuated by the Fire Brigade.
22 September 2006	Storms caused a void beneath the track, leading to one track being closed for several days.
14 December 2012	Both lines were closed due to flooding caused by waves breaking over the track.
08 April 2013	A 5mph emergency speed limit was imposed on the westbound track due to damage to the sea wall. The speed limit remained for several days.



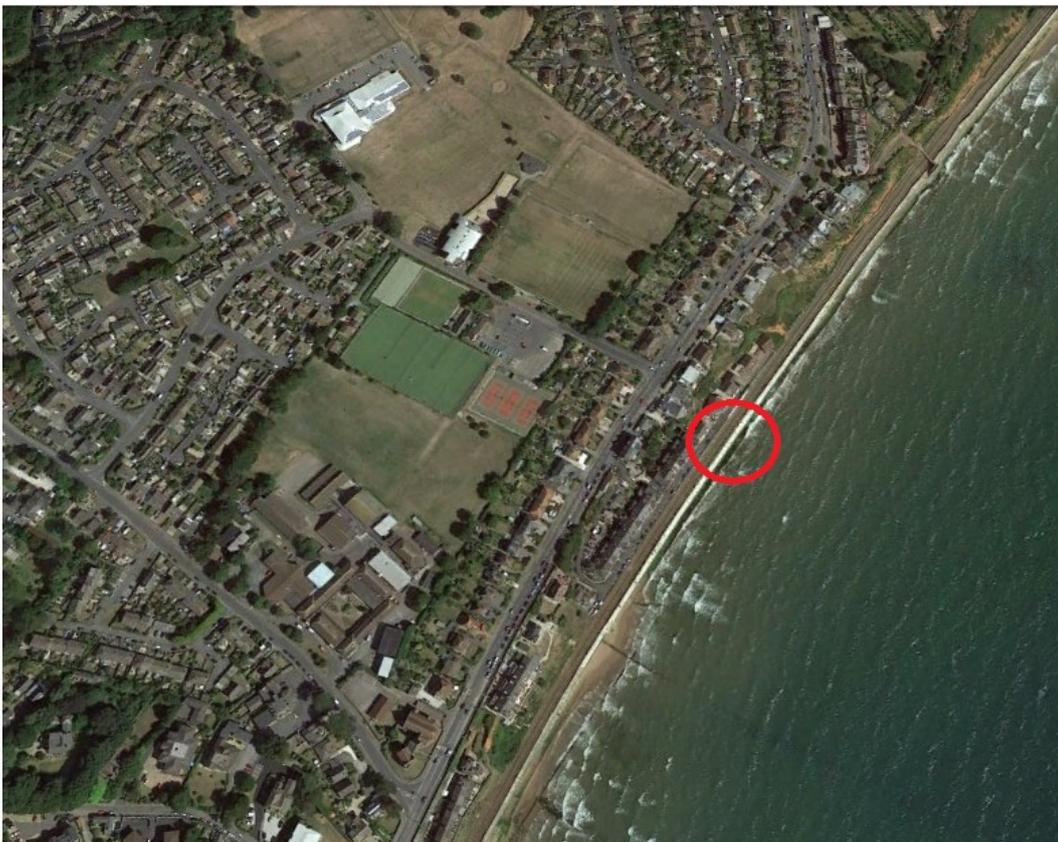
*Figura 4 - Collasso del muro di contenimento avvenuto nel 1855 (Devonheritage.org, 2017)*

Proprio a causa dei continui danneggiamenti, ed in particolare in seguito a quelli avvenuti durante l'inverno del 1872-1873, già da quegli anni si iniziava

a pensare alla realizzazione di un tratto ferroviario alternativo passante nell'entroterra (Kay, 1990). Ad oggi, questa rimane la principale proposta per cercare di ovviare definitivamente al problema.

### **1.3 Evento del 4 febbraio 2014**

Durante l'inverno tra il 2013 ed il 2014 in corrispondenza della zona indicata in Figura 5, il muro è stato seriamente danneggiato durante la tempesta del 4 febbraio che ha causato il collasso di una sezione del muro lunga decine di metri, determinando anche il crollo della ferrovia alle sue spalle, come mostrato in Figura 6 da Network Rail (2017) ed in Figura 7 da West (2016/A). Il punto in cui è avvenuto il danneggiamento è localizzato alle coordinate GPS: 50°35'6.33"N 3°27'29.16"O ed è mostrato nella Figura 5 prelevata attraverso il software Google Earth.



*Figura 5 - Posizione del danneggiamento avvenuto nell'inverno 2013-2014  
(Google Earth, 2017)*



*Figura 6 - Danneggiamento del Muro di Dawlish visto dall'alto (Network Rail, 2017)*

Come riportato da BBC.co.uk (2014), l'evento ha costretto all'evacuazione di molte persone dalle proprie case e ne ha lasciate migliaia senza energia elettrica. Per ricostruire la sezione di muro e la ferrovia danneggiati, sono state spese dal governo 50 milioni di sterline (Network Rail, 2017).



*Figura 7 - Danneggiamento del muro di Dawlish (West, 2016/A)*

Successivamente all'evento sopracitato, la Network Rail ha commissionato un "Resilience Study" (studio di resilienza) con il fine di programmare una strategia che identifichi gli interventi di miglioramento a lungo termine, con l'obiettivo di minimizzare la possibilità del subire danni al verificarsi di eventi catastrofici nei prossimi 100 anni (Network Rail, 2017). È giusto sottolineare, come spiegato da Masselink et al. (2015), che la sequenza delle tempeste che ha coinvolto il Sud-Ovest dell'Inghilterra nell'inverno tra il 2013 ed il 2014 ha avuto un carattere inusuale, poiché i massimi valori di altezza d'onda verificatisi durante le tempeste non erano caratterizzati da periodi di ritorno estremamente alti ma da valori persistentemente sopra la soglia normale, quindi eventi di intensità abbastanza alta ed inusualmente duraturi.

#### **1.4 Ricostruzione dopo il danneggiamento**

Il progetto per la ricostruzione del muro in seguito al collasso già citato è stato affidato all'azienda di servizi di ingegneria e di costruzione "AMCO -

Amalgamated Construction”. L’affidamento dell’incarico è avvenuto nei giorni immediatamente successivi all’evento, attraverso un contratto di emergenza.

La ricostruzione del muro (e la riattivazione del tratto ferroviario alle sue spalle) è stata suddivisa in due fasi successive, una consistente in una rapida soluzione temporanea per permettere la riattivazione della linea ferroviaria ed una consistente in una soluzione definitiva a lungo termine.

Basandosi sul resoconto fornito da Amco.co.uk (2017/A) per la prima fase, in un primo momento sono stati rimossi i detriti ed è stata operata la stabilizzazione del suolo per evitare ulteriori danni non solo per il muro e la ferrovia alle sue spalle ma anche per gli edifici residenziali posizionati appena oltre il tratto ferroviario. Quindi sono state posizionate delle barriere di calcestruzzo e dei contrafforti temporanei. Dopo di ch  è stato sistemato il cablaggio della linea ferroviaria e del “Transatlantic Global Crossing Cable” che permette parte delle comunicazioni tra gli Stati Uniti ed il Regno Unito, quindi di fondamentale importanza. Infine il cantiere di lavoro   stato ulteriormente protetto tramite il posizionamento di containers saldati tra loro e riempiti di macerie (Figura 8).



*Figura 8 - Realizzazione soluzione temporanea con containers pieni di macerie (West, 2016/A)*

Proprio durante questa fase una nuova forte tempesta ha danneggiato i containers ed in parte il lavoro di ricostruzione già svolto. Inoltre, ha provocato il crollo di un'ulteriore porzione del muro lunga 25 metri. Per ovviare a questo ulteriore aggravamento della situazione il cantiere è andato avanti senza sosta anche durante le ore notturne.

Al termine dei lavori per la realizzazione della soluzione temporanea che permettesse la riattivazione della linea ferroviaria sono state installate, quindi, 150 barriere di cemento per cui sono stati necessari oltre 2600 m<sup>3</sup> di calcestruzzo. Come concordato inizialmente, il tratto ferroviario è stato riaperto al traffico il 4 aprile, esattamente due mesi dopo il collasso.

Una volta terminata la prima fase, si è proceduto alla realizzazione della soluzione definitiva. Come spiegato da Amco.co.uk (2017/B) nel proprio resoconto, questa consisteva nell'installazione di unità prefabbricate in cemento armato a forma di "L" con un peso di 16.000 kg ciascuna (Figura 9).

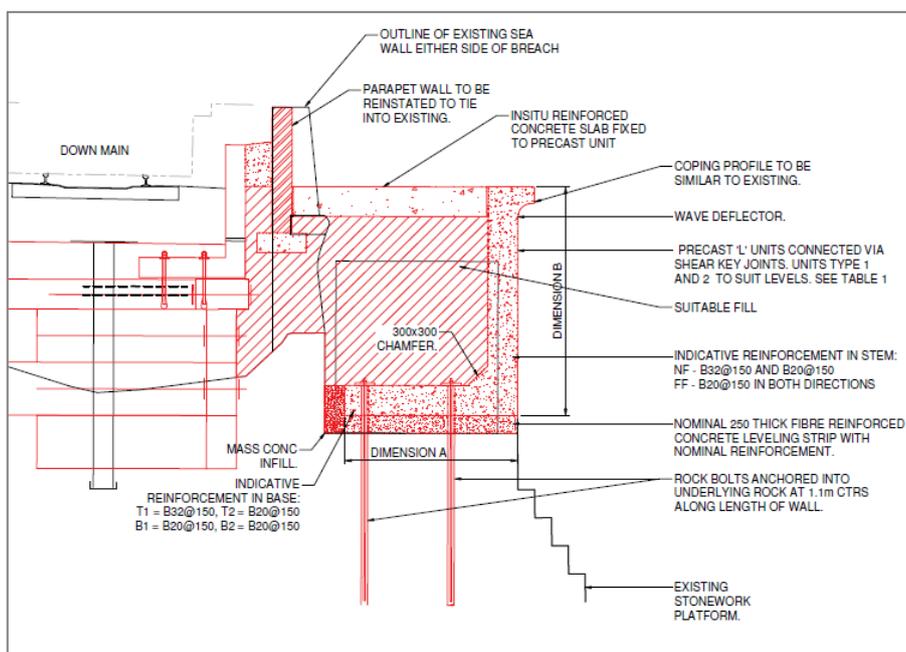


Figura 9 - Sezione prefabbricata con cui è stata ricostruita la sezione che ha subito il collasso (Network Rail, 2014).

Questi elementi sono stati, quindi, ancorati alla parte inferiore del muro esistente.

A causa delle difficoltà riscontrate nel raggiungere il cantiere per il posizionamento di elementi così grandi, sono state utilizzate delle piccole piattaforme spesso impiegate in ambito petrolifero. Questa seconda fase è stata portata a termine entro il termine dell'inverno successivo al collasso, vale a dire a poco più un anno di distanza.

## **1.5 Scopo della ricerca**

Lo scopo di questa ricerca è stato quello di analizzare la stabilità del Muro di Dawlish soggetto al moto ondoso ed ai carichi dovuti al terreno alle sue spalle. Quindi, prima di tutto, sono stati ricercati i dati storici relativi al fenomeno ondoso nell'area interessata, con il fine di valutare un'onda significativa di progetto caratterizzata da un certo tempo di ritorno. Calcolate le caratteristiche dell'onda di progetto, sono stati calcolati i carichi da applicare al muro sulla base delle diverse possibilità previste della teoria presentata da Goda (2000). In secondo luogo, è stato necessario recuperare tutte le caratteristiche della struttura, prime tra tutte quelle relative alla geometria ed ai materiali utilizzati. Nello specifico sono state ricercate le caratteristiche del muro in corrispondenza della sezione in cui è avvenuto il danneggiamento nell'anno 2014, poiché la struttura, nella sua grande estensione, presenta diverse sezioni con soluzioni diverse sia in termini di caratteristiche geometriche che di materiali utilizzati. Quindi sono state individuate e studiate due differenti sezioni del muro di cui una è effettivamente quella in cui si è verificato il crollo, e che in seguito è stata ricostruita come spiegato nel paragrafo "Ricostruzione dopo il danneggiamento" e l'altra quella immediatamente accanto alla prima. Inoltre, è stato fondamentale conoscere le caratteristiche del suolo alle spalle del muro per calcolarne la spinta.

In primo luogo sono stati analizzati due tipi di meccanismi di rottura tipici delle strutture di contenimento quali: scorrimento e ribaltamento. Queste analisi sono state operate secondo i dettami dell'ingegneria geotecnica, con l'obiettivo di verificare la stabilità della struttura.

Dopo di ch ,   stata valutata la reazione del muro ai carichi imposti in termini di tensioni. Questa analisi   stata operata tramite un modello agli elementi finiti realizzato con l'impiego del software LUSAS.

Quindi   stato creato un modello agli elementi finiti nelle seguenti fasi:

- realizzazione della geometria del muro;
- creazione della mesh in seguito ad una analisi di convergenza;
- assegnazione delle caratteristiche dei materiali;
- definizione dei vincoli corretti;
- assegnazione dei carichi nelle diverse combinazioni.

In primo luogo la struttura   stata analizzata nella sua integrit , dopo di che   stata simulata la risposta del muro in seguito ad un possibile danneggiamento causato dall'estrazione di uno o pi  blocchi da parte del moto ondoso, poich  questo fenomeno porta inevitabilmente ad un indebolimento della struttura e una intensificazione delle tensioni all'interno della stessa ed in particolare in corrispondenza del danneggiamento localizzato.

Infine, sono stati proposti dei possibili interventi per migliorare il grado di sicurezza dell'opera sia dal punto di vista geotecnico e strutturale sia dal punto di vista idraulico.

## 2. Software utilizzati

### 2.1 LUSAS 15.2

Come riportato da En.wikipedia (2017/C), LUSAS è un software di analisi agli elementi finiti (FEA) sviluppato nel Regno Unito (Figura 10). Le sue origini risalgono al 1970 quando all'università di Londra (ora Imperial College) si iniziava a lavorare sui sistemi di analisi delle tensioni con il fine di creare un sistema utile all'analisi strutturale.



*Figura 10 – Logo del software LUSAS (Lusas.com, 2017)*

Il software comprende un modello per le diverse analisi: lineari e non, di interazione tra suolo e struttura, delle fasi di costruzione, di ritiro e viscosità, sismica, di precompressione, ecc (Lusas.com, 2017) con oltre 100 elementi già presenti in libreria (Lusas.it, 2017), a cui è associata la visualizzazione dei risultati che possono essere esportati in altri software.

Come spiegato da Lusas.it (2017) queste caratteristiche permettono, quindi, di modellare accuratamente in un'unica analisi le fasi di costruzione di una qualsiasi opera, considerando tutti i tipi di non linearità (geometriche e meccaniche) e i diversi elementi disponibili, da quelli 1D a quelli 3D.

Sono stati sviluppati 4 prodotti specifici per le differenti possibili applicazioni ed una versione accademica per le università:

- “Civil & Structural” per applicazioni civili, strutturali, nucleari, sismiche, geotecniche ed offshore;
- “Bridge” per l'analisi e la progettazione di ponti e viadotti;

- “Analyst” per le applicazioni legate al campo industriale, dell’automazione, aerospaziale, ecc;
- “Composite” per la progettazione di prodotti e componenti industriali e di design;
- “Academic” per l’utilizzo universitario e di ricerca, questa versione permette di utilizzare tutte quelle precedentemente nominate con alcune limitazioni, prima tra tutte il numero dei nodi.

En.wikipedia (2017/C) riporta alcune celebri strutture progettate con LUSAS quali: il Qantum Cloud (UK) di Anthony Gormley, la Pinnaker Tower (UK), la Gwangmyeong Velodrome la più grande struttura a cupola della Sud Korea, il Gateshead Millennium Bridge (UK), il Ponte Vasco da Gama (Portogallo) il più lungo in Europa (Gilbert, 2017).

Per la modellazione della struttura è stata utilizzata la versione “Civil & Structural” con una licenza completa che permette di operare tutti i tipi di analisi e senza limiti per quanto riguarda il numero nodi o elementi. Questa è stata fornita dalla Plymouth University.

## **2.2 MATLAB R2016b**

Le prime versione del software MATLAB sono state sviluppate presso il “Computer Science Department of the University of New Mexico” alla fine degli anni ’70 (It.mathworks.com, 2017) (Figura 11).



*Figura 11 – Logo del software Matlab (It.mathworks.com, 2017)*

Come riportato da It.wikipedia (2017) “MATLAB (abbreviazione di Matrix Laboratory) è un ambiente per il calcolo numerico e l'analisi statistica scritto in C, che comprende anche l'omonimo linguaggio di programmazione creato dalla MathWorks”. In particolare, questo software permette di operare calcoli utilizzando: matrici, funzioni, algoritmi, grafici ecc., con la possibilità, anche, di interfacciarsi con altri software. Questo programma oltre ad essere supportato da tutti i sistemi operativi più noti, “è uno dei programmi scientifici di maggior diffusione, usato nella ricerca e per il calcolo tecnico e scientifico” (Guerrini, 2010).

È importante specificare che in ambiente MATLAB è possibile anche programmare delle nuove funzioni che successivamente possono essere rese disponibili per qualunque utilizzatore. Infatti, in questo studio sono stati scaricati dal Web opportuni “toolbox” da inserire nel programma, all'interno del quale sono predefinite determinate funzioni specifiche. Tra questi rientrano quelli forniti da Maths.lth.se. (2017) per il progetto “WAFO: Wave Analysis for Fatigue and Oceanography”.

### 3. Caratteristiche della struttura e del terreno

Per quanto concerne le caratteristiche geometriche della struttura, queste sono state ottenute da “West of Exeter Route Resilience Study”, report pubblicato da Network Rail (2014), e da Bradbury et al. (2012).

Come mostrato in Figura 12 entrambe le sezioni del muro analizzate sono composte principalmente da due parti: una più tozza alla base ed una più snella e alta posizionata al di sopra della prima. Nello specifico le due parti non risultano essere collegate da nessun elemento, ma sono tenute insieme dalla forza di attrito esplicata in corrispondenza della superficie in comune ed in piccola parte dalle capacità coesive della malta, comunque limitate. Tutte le dimensioni delle due sezioni sono state riportate in Figura 12 ed espresse in centimetri.

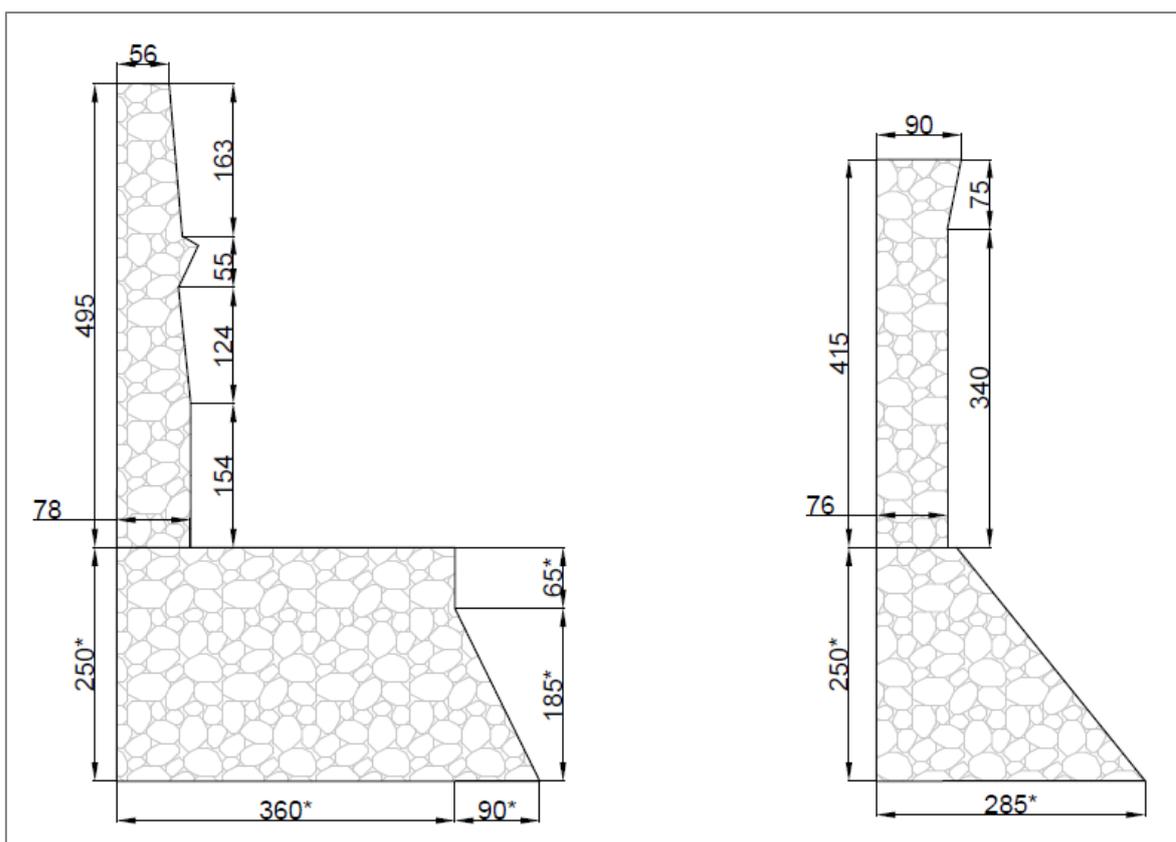


Figura 12 - Vista laterale della Sezione 1 (a sinistra) e della Sezione 2 (a destra)

Come già citato in precedenza, la Sezione 1 è quella che ha subito il danneggiamento durante la tempesta del febbraio 2014, mentre la Sezione 2

ha resistito all'evento. Dopo il collasso del muro, come dettagliatamente riportato nel paragrafo "Ricostruzione dopo il danneggiamento", lo stesso è stato ricostruito dall'azienda AMCO utilizzando delle travi prefabbricate in cemento armato con un costo totale di 54 milioni di sterline (Amco.co.uk, 2017/B), circa 63 milioni di euro.

Per quanto riguarda il materiale usato per la costruzione del muro, Mockett and Simm (2002) spiegano come siano stati utilizzati dei blocchi calcarei anche se i due autori non ne descrivono le proprietà fisiche e meccaniche. Di conseguenza, per la caratterizzazione di questa tipologia di materiale ci si è riferiti a Bell (2000) che descrive le proprietà meccaniche di alcune tipologie di rocce calcaree presenti in Gran Bretagna, ad Azizi (2013) che fornisce i valori del coefficiente di attrito ' $\phi$ ' di diversi materiali naturali, ed infine a Schellart (2000) che ha valutato diversi valori della resistenza a taglio ' $\tau_c$ ' in assenza di compressione verticale. Inoltre, Pappas et al. (2017) hanno dimostrato che in presenza di una struttura formata da più blocchi posizionati in maniera casuale, il valore del modulo di Young ' $E$ ' deve essere ridotto del 30% per tenere conto della sua costituzione non monolitica.

Le caratteristiche fisiche e meccaniche utilizzate sono state, quindi, riportate di seguito in Tabella 2.

*Tabella 2 – Caratteristiche del materiale costituente la struttura*

<b>Modulo di Young (<math>E</math>)</b>	28.91 GPa
<b>Peso specifico (<math>\gamma_L</math>)</b>	24.6 kN/m <sup>3</sup>
<b>Angolo d'attrito (<math>\phi_L</math>)</b>	35 °
<b>Resistenza a compressione (<math>\sigma_c</math>)</b>	54.6 MPa
<b>Resistenza a trazione (<math>\sigma_T</math>)</b>	5.8 MPa
<b>Resistenza a taglio (<math>\tau_c</math>)</b>	15 MPa
<b>Coefficiente di Poisson (<math>\nu</math>)</b>	0.25

Per quanto concerne il suolo alle spalle del muro, in questo caso la caratterizzazione è stata ripresa da Kay (1990) che lo descrive come un'arenaria relativamente morbida. In mancanza di prove specifiche operate in situ, le proprietà di questo tipo di terreno sono state ricavate ancora una volta da Azizi (2013), riprendendo i valori medi forniti dall'autore. I valori, quindi, sono riportati in Tabella 3.

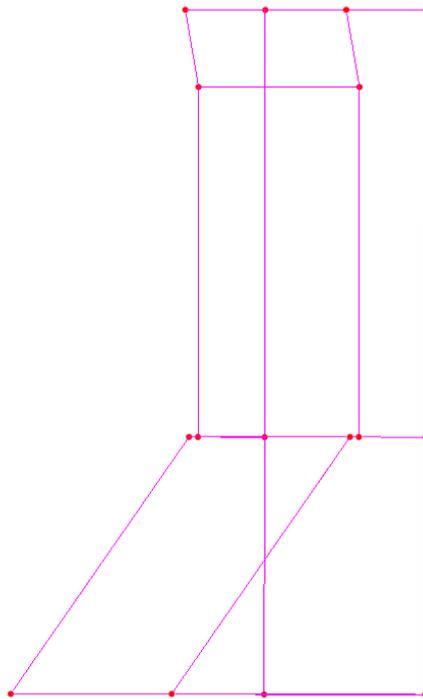
*Tabella 3 - Caratteristiche del materiale costituente il suolo alle spalle della struttura*

<b>Peso specifico saturo (<math>\gamma_{\text{sat}}</math>)</b>	17 kN/m <sup>3</sup>
<b>Peso specifico secco (dry) (<math>\gamma_{\text{d}}</math>)</b>	13 kN/m <sup>3</sup>
<b>Angolo d'attrito (<math>\varphi</math>)</b>	41°

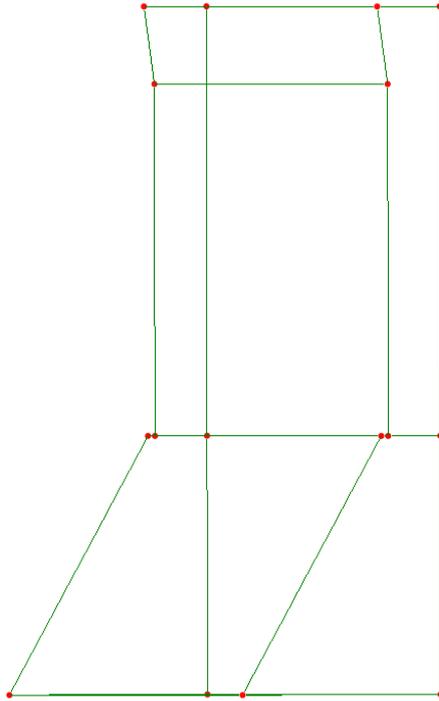
## 4. Modello agli elementi finiti

### 4.1 Creazione modello

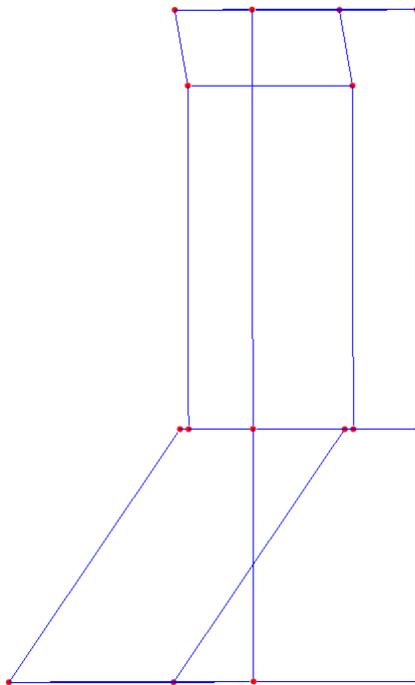
Il modello agli elementi finiti relativo alle due sezioni analizzate del Dawlish Seawall è stato creato tramite il software LUSAS 15.2 precedentemente introdotto. Sulla base delle caratteristiche geometriche analizzate nel capitolo “Caratteristiche della struttura e del terreno” è stato creato il modello agli elementi finiti progressivamente creando i nodi e le linee (Figura 13), fondendo queste ultime in superfici (Figura 14) ed infine con lo stesso comando sono stati creati i volumi (Figura 15).



*Figura 13 - Creazione del modello agli elementi finiti tramite la definizione di nodi e linee per la Sezione 2*



*Figura 14 - Creazione del modello agli elementi finiti tramite la definizione delle superfici per la Sezione 2*



*Figura 15 - Creazione del modello agli elementi finiti tramite la definizione di volumi per la Sezione 2*

## 4.2 Studio di Convergenza della mesh

Per la definizione della mesh da utilizzare è stato operato uno “Studio di Convergenza” e di validazione della mesh basandosi sulla teoria spiegata da Carpinteri (1993), la quale permette di calcolare la freccia dovuta a diverse condizioni di carico tra cui il carico uniformemente distribuito utilizzato per questo studio di sensibilità. Considerata la struttura incastrata alla base, sono stati calcolati i valori di spostamento in corrispondenza di punti a quote progressive, questi sono stati confrontati con quelli ottenuti dall’applicazione di un carico identico nel modello agli elementi finiti elaborato su LUSAS. La formula per il calcolo della freccia in qualsiasi punto della struttura è quella riportata di seguito (Eq. 1):

$$\delta = \frac{1}{E * I} * \left( \frac{q * L^2 * z^2}{4} - \frac{q * L * z^3}{6} + \frac{q * z^4}{24} \right)$$

(Eq. 1)

dove: ‘E’ è il modulo di Young, ‘I’ è il momento di inerzia, ‘q’ è il carico uniformemente distribuito, ‘L’ è l’altezza totale della sezione considerata e ‘z’ è la quota a cui si vuole valutare lo spostamento ‘δ’.

Il processo appena spiegato è stato ripetuto utilizzando diversi elementi disponibili nel catalogo del software, di volta in volta utilizzando una diversa funzione di interpolazione ed una diversa dimensione massima dell’elemento.

Si riportano i valori finali ottenuti in seguito allo “Studio di Convergenza” (Tabella 4) e il relativo grafico per la Sezione 1 (Figura 16).

*Tabella 4 - Valori di spostamento per lo studio di convergenza relativo alla Sezione 1*

NODO	z [m]	FRECCIA [mm]					
		VALORE TEORICO ATTESO	TETRHEDAL ELEMENT (quadratic interpolation) TH10	EXAHEDRAL ELEMENT (quadratic interpolation) HX20			
			DIMENSIONE: 0.50 m	DIMENSIONE: 0.4 m	DIMENSIONE: 0.25 m	DIMENSIONE: 0.20 m	DIMENSIONE: automatic
1	0	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
2	1.24	7.94E-02	6.77E-02	6.82E-02	6.86E-02	6.40E-02	6.85E-02
3	2.48	2.67E-01	2.22E-01	2.21E-01	2.22E-01	2.22E-01	2.22E-01
4	3.72	5.03E-01	4.23E-01	4.25E-01	4.22E-01	4.35E-01	4.25E-01
5	4.96	7.53E-01	6.39E-01	6.41E-01	6.43E-01	6.43E-01	6.42E-01

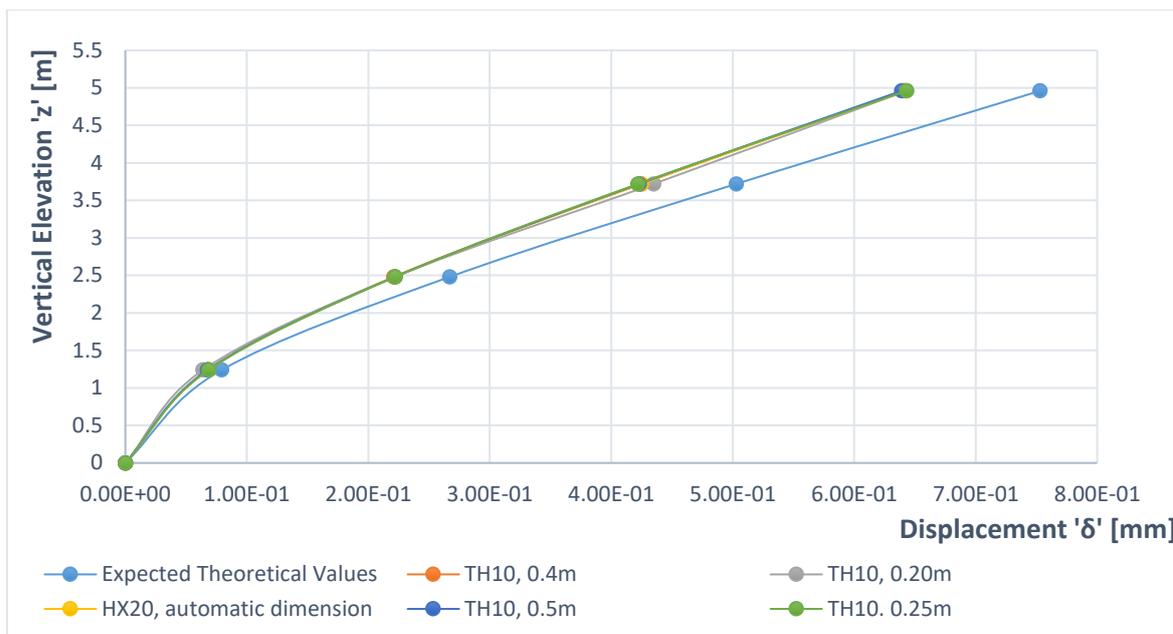


Figura 16 – Confronto tra i valori di spostamento per lo studio di convergenza relativo alla Sezione 1

Con il fine di scegliere la migliore combinazione tra elemento, funzione di interpolazione e dimensioni massima, tenendo sempre in considerazione l'onere computazionale necessario affinché il software risolva il modello ed i limiti hardware disponibili, è stato valutato il coefficiente 'R<sup>2</sup>' che permette di valutare gli scontamenti tra i valori teorici previsti ed i valori ottenuti dal software.

Vengono riportati di seguito i valori ottenuti per le diverse combinazioni:

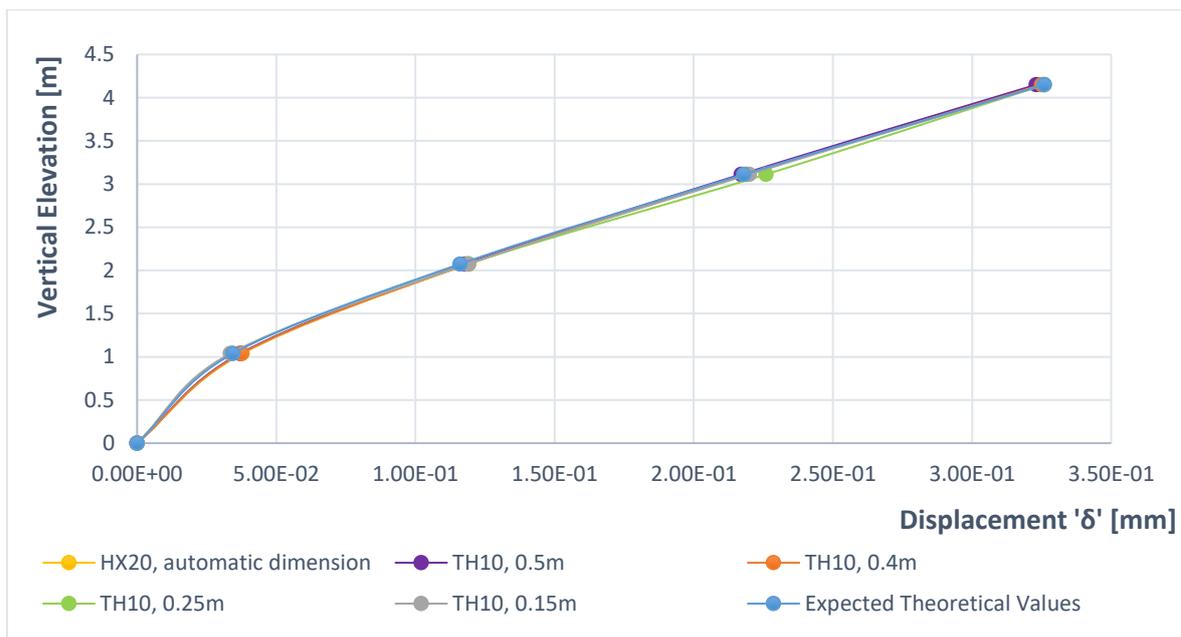
Tabella 5 - Valori di coefficiente R<sup>2</sup> per lo studio di convergenza relativo alla Sezione 1

ELEMENTO (interpolazione)	TETRAHEDRAL ELEMENT (quadratic interpolation) TH10	EXAHEDRAL ELEMENT (quadratic interpolation) HX20			
DIMENSIONE [m]	0.5	0.4	0.25	0.2	automatic
R <sup>2</sup>	0.1468	0.1445	0.1442	0.1378	0.1433

Si riportano allo stesso modo i valori finali ottenuti in seguito allo "Studio di Convergenza" e i relativi grafici per la Sezione 2.

**Tabella 6 - Valori di spostamento per lo studio di convergenza relativo alla Sezione 2**

NODO	z [m]	VALORE TEORICO ATTESO	FRECCIA [mm]				
			TETRHEDAL ELEMENT (quadratic interpolation) TH10	EXAHEDRAL ELEMENT (quadratic interpolation) HX20			
			DIMENSIONE: 0.50 m	DIMENSIONE: 0.40 m	DIMENSIONE: 0.25 m	DIMENSIONE: 0.15 m	DIMENSIONE: automatic
1	0	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
2	1.04	3.44E-02	3.70E-02	3.75E-02	3.41E-02	3.35E-02	3.78E-02
3	2.08	1.16E-01	1.18E-01	1.19E-01	1.19E-01	1.19E-01	1.19E-01
4	3.11	2.18E-01	2.17E-01	2.19E-01	2.26E-01	2.20E-01	2.19E-01
5	4.15	3.26E-01	3.23E-01	3.25E-01	3.26E-01	3.26E-01	3.25E-01



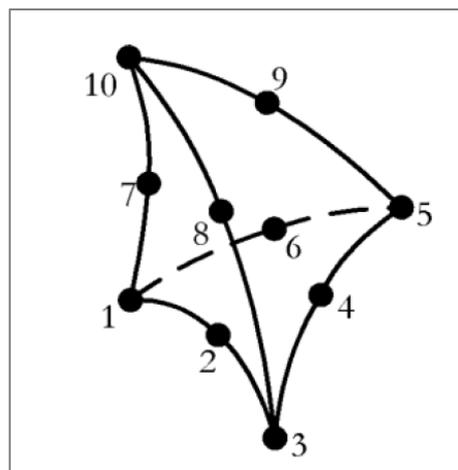
**Figura 17 – Confronto tra i valori di spostamento per lo studio di convergenza relativo alla Sezione 2**

**Tabella 7 - Valori di coefficiente  $R^2$  per lo studio di convergenza relativo alla Sezione 2**

ELEMENTO (interpolazione)	TETRHEDAL ELEMENT (quadratic interpolation) TH10	EXAHEDRAL ELEMENT (quadratic interpolation) HX20			
DIMENSIONE [m]	0.5	0.4	0.25	0.15	automatic
$R^2$	4.56E-03	4.54E-03	8.55E-03	3.72E-03	4.75E-03

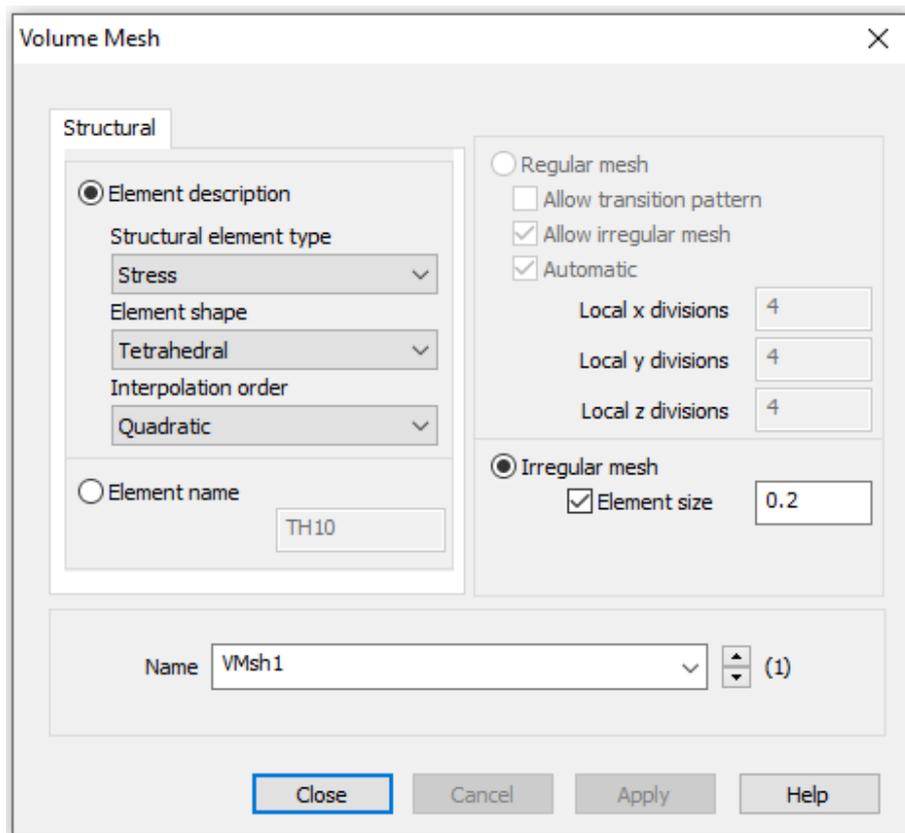
Quindi, la miglior combinazione di elemento, funzione di interpolazione e dimensione risulta essere: elementi tetraedrici con funzione di interpolazione quadratica “TH10” con una dimensione massima dell’elemento pari a 0.20 metri per la Sezione 1 e elementi tetraedrici con interpolazione quadratica

“TH10” con una dimensione massima dell’elemento pari a 0.15 metri per la Sezione 2, poiché queste scelte rappresentano il miglior compromesso tra accuratezza dei risultati e capacità computazionali legate all’hardware utilizzato. In particolare, come spiegato in “Element Reference Manual” (LUSAS, 2016/B) cioè il manuale riportante tutte le caratteristiche degli elementi utilizzabili in LUSAS, l’elemento “TH10” appartiene al gruppo degli elementi solidi continui 3D e nello specifico alla famiglia dei solidi isoparametrici continui con un alto grado di capacità di modellazione con svariati tipi di vincoli e condizioni al contorno. Come visibile Figura 18, questo elemento presenta una forma tetraedrica costituita da 10 nodi. Inoltre, questo si presta bene alla modellazione di materiali isotropi, ortotropici ed anisotropi con caratteristiche elastiche, elastoplastiche e non lineari in generale (LUSAS, 2016/B).



*Figura 18 - Elemento TH10 (LUSAS, 2016/B)*

La modalità di definizione della mesh è visibile in Figura 19. In totale sono stati generati 22.396 elementi “TH10” per la Sezione 1 e 28.795 per la Sezione 2.

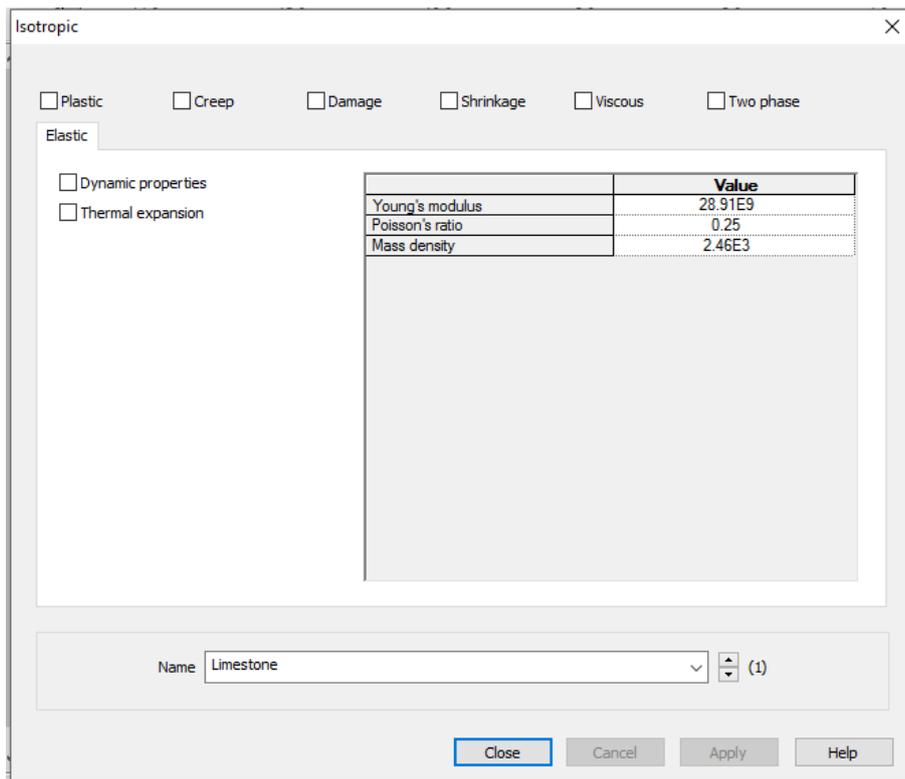


*Figura 19 – Finestra di definizione degli elementi della mesh*

### **4.3 Introduzione attributi e delle condizioni al contorno**

Per quanto riguarda l'assegnazione dei diversi attributi al modello, sono state immesse le caratteristiche dei materiali discusse nel capitolo "Caratteristiche della struttura e del terreno".

Il materiale assegnato alla struttura è uniforme ed isotropo (Figura 20).



*Figura 20 - Introduzione caratteristiche dei materiali*

Per quanto riguarda i vincoli da assegnare al modello, la base della struttura è stata considerata incastrata quindi sono stati introdotti dei supporti fissi che permettono di bloccare le traslazioni e le rotazioni in ogni direzione (Figura 21) mentre ai lati della stessa sono stati introdotti dei vincoli che impediscono i movimenti nella direzione parallela all'estensione del muro così da simulare la continuità della struttura che si estende per centinaia di metri nella sua grandezza (Figura 22).

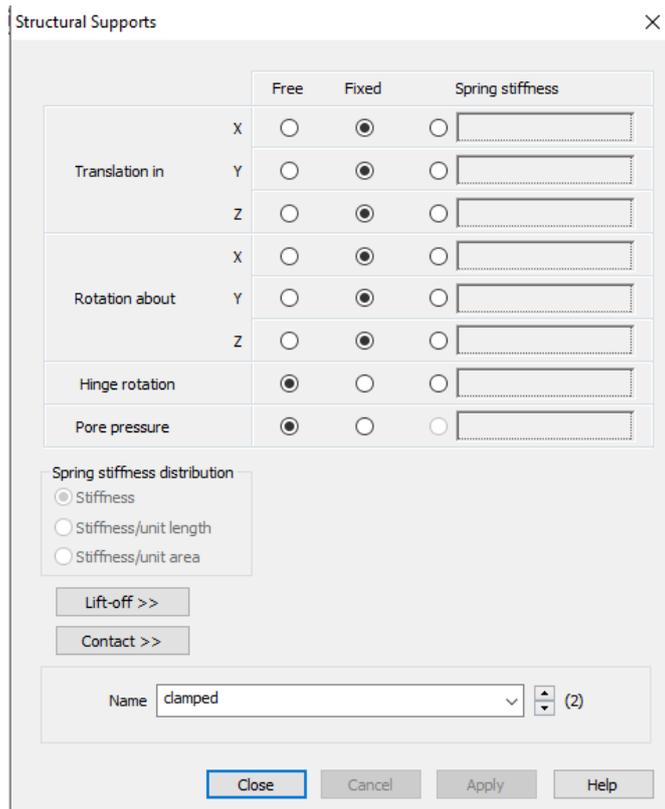


Figura 21 - Definizione degli incastri alla base

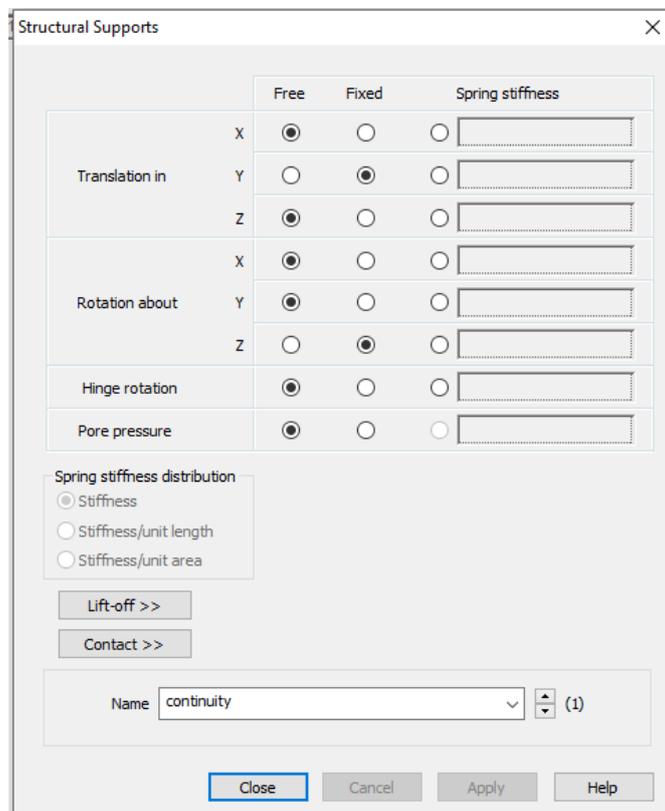
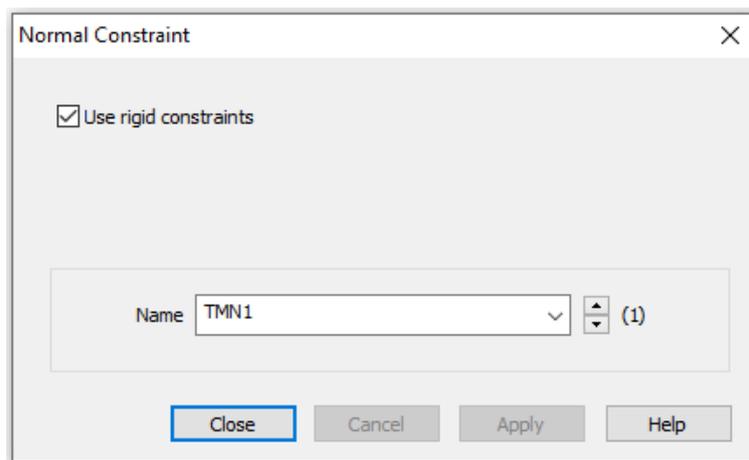


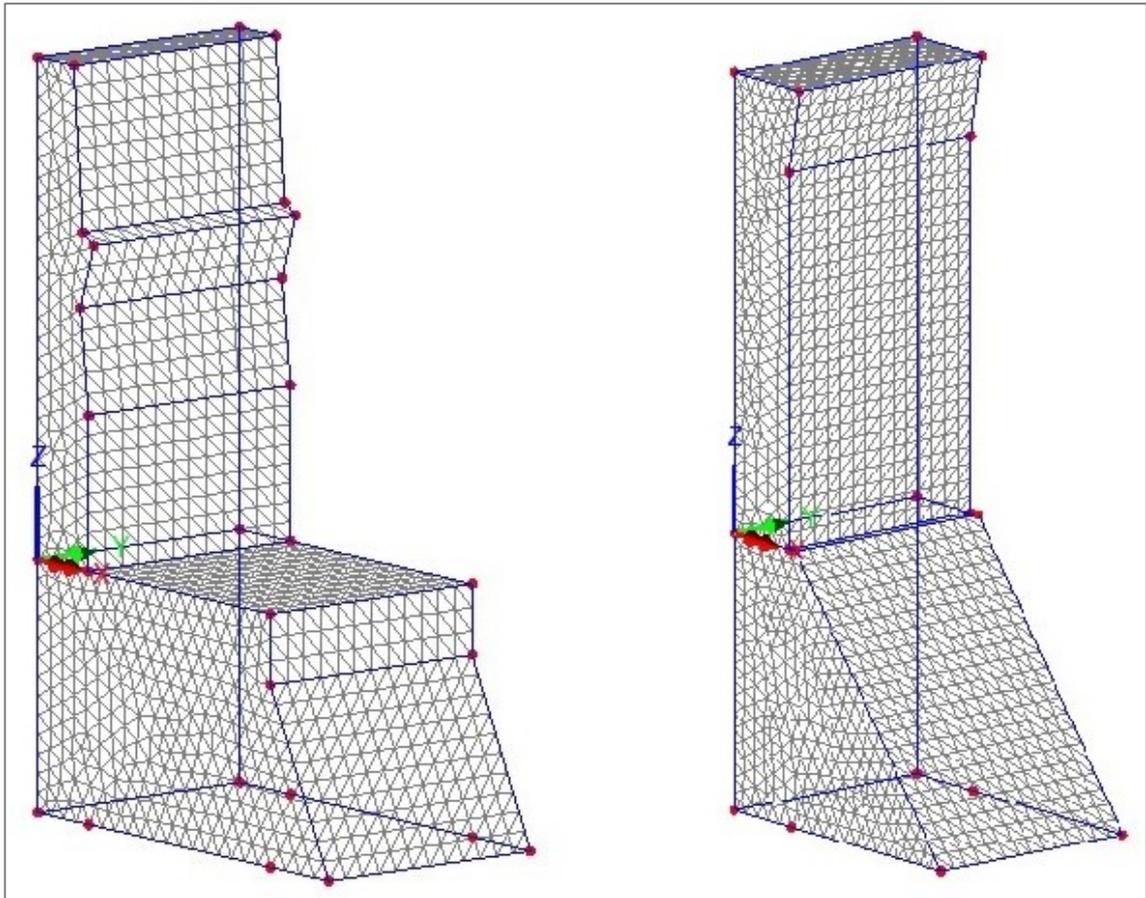
Figura 22 - Definizione dei vincoli laterali

Come spiegato nel capitolo “Caratteristiche della struttura e del terreno” la struttura è costituita da una parte inferiore più tozza ed una più snella sopra di essa. Con il fine di connettere le due parti è stato utilizzato il comando “rigid constrain”, assegnato alle due superfici a contatto (Figura 23).



*Figura 23 - Definizione "rigid constrain"*

Risulta, quindi, terminata la modellazione della struttura per entrambe le sezioni visibili in Figura 24:



*Figura 24 - Modello agli elementi finiti, Sezione 1 e Sezione 2*

## 5. Progetto delle condizioni ondose

Per la valutazione delle condizioni ondose relative a alla zona in cui si trova la struttura, sono stati utilizzati principalmente come fonte dei dati due database prodotti e gestiti da IFREMER (Institut français de recherche pour l'exploitation de la mer), un istituto francese fondato nel 1984 che “contribuisce, attraverso il suo lavoro e le sue competenze, alla conoscenza degli oceani e delle loro risorse, alla sorveglianza dell'ambiente marino e del litorale e allo sviluppo sostenibile delle attività marittime. A tal fine, progetta e implementa strumenti per l'osservazione, la sperimentazione ed il monitoraggio, e gestisce i database oceanografici” (Ifremer.fr, 2017). Queste banche di dati sono liberamente accessibili al pubblico e sono: “HOMERE” per 19 anni, dal 1994 al 2012 (Boudière et al., 2013) e “NORGASUG” per 4 anni dal 2013 al 2016 e coprono entrambi la parte meridionale dell'Inghilterra e non solo. La griglia di questi due database contiene più di 110.000 nodi e si estende dalla zona inferiore del Mare del Nord alla Bay of Biscay sulla costa Sud-Ovest della Francia, con una risoluzione compresa tra 200 metri e 10 chilometri, a seconda della distanza dalla terraferma (Figura 25). Nello specifico la modellazione è stata condotta utilizzando come forzante il campo di vento (Saha et al., 2010), mentre la batimetria ad alta risoluzione associata al modello è stata ottenuta combinando i dati da SHOM (Service Hydrographique et Océanographique de la Marine) per le zone nei pressi della costa e quelli ottenuti dalle indagini condotte in collaborazione tra IFREMER e SHOM. Inoltre, il modello tiene conto di alcuni fenomeni idrodinamici come la variazione del livello dell'acqua, delle maree e delle correnti.

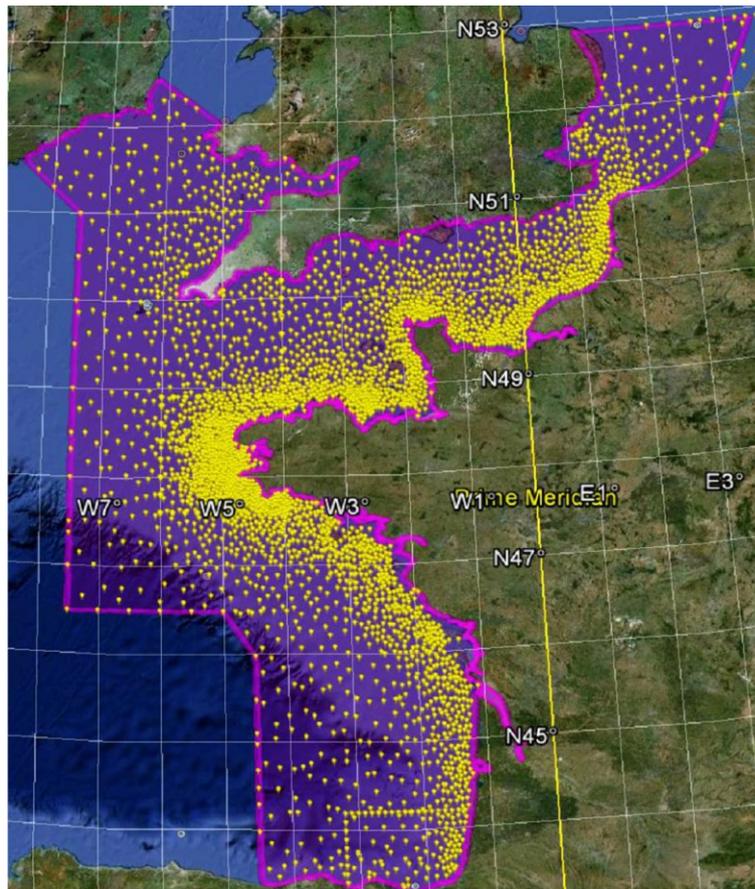


Figura 25 – Reticolo dei nodi contenuto nei database “HOMERE” e “NORGASUG” (Boudière et al., 2013)

I dati ad accesso libero comprendono i seguenti parametri dell'onda: altezza significativa delle onde ( $H_s$ ), periodo di picco ( $T_P$ ), periodo medio ( $T_m$ ), direzione dell'onda di picco ( $d_P$ ) e direzione dell'onda media ( $d_m$ ) per acque più o meno profonde. Tutti i parametri appena menzionati sono disponibili su ciascun nodo del reticolo ad alta risoluzione con tempo di campionamento pari ad un'ora. Questi dati possono essere ottenuti attraverso il “cloud” di IFREMER.

In Boudière et al. (2013) è possibile trovare anche una convalida esaustiva del modello effettuata confrontando: set di dati misurati da boe direzionali (Cetmef CANDHIS buoys network and Météo France buoys along the French coast) che forniscono le misurazioni in loco, telerilevamenti altimetrici da satelliti (ENVISAT, ERS1/2, TOPEX, JASON1/2 and GFO altimeters data) e risultati ottenuti tramite un modello “NOAA” basato sull'analisi degli eventi passati. La convalida fornisce una buona relazione tra l'altezza significativa

delle onde e tutti i dati ricercati, infatti il BIAS varia tra -9.1 e 15.3, i range di coefficiente di correlazione tra 0.89 e 0.97, l'errore quadratico medio quadratico di radice tra 0.12 e 0.26, mentre l'indice di dispersione varia tra 0.17 e 0.3.

Pertanto questi database contenenti le caratteristiche del moto sono stati adottati. In particolare, tutti i dati relativi al moto ondoso utilizzati in questo studio sono stati estratti dal punto di coordinate  $-3.455^\circ$  O,  $50.5763^\circ$  N appartenente al reticolo sopra descritto.

Quindi, si è proceduto alla rappresentazione di tutti i dati a disposizione in una “rosa delle onde” con il fine di visualizzare la distribuzione delle altezze d’onda significativa ( $H_s$ ) ed i Periodi di picco ( $T_p$ ) secondo le diverse direzioni (Figura 26). È possibile notare come le onde provengano tutte da direzione Sud-Est, essendo la costa orientata ortogonalmente a quella direzione.

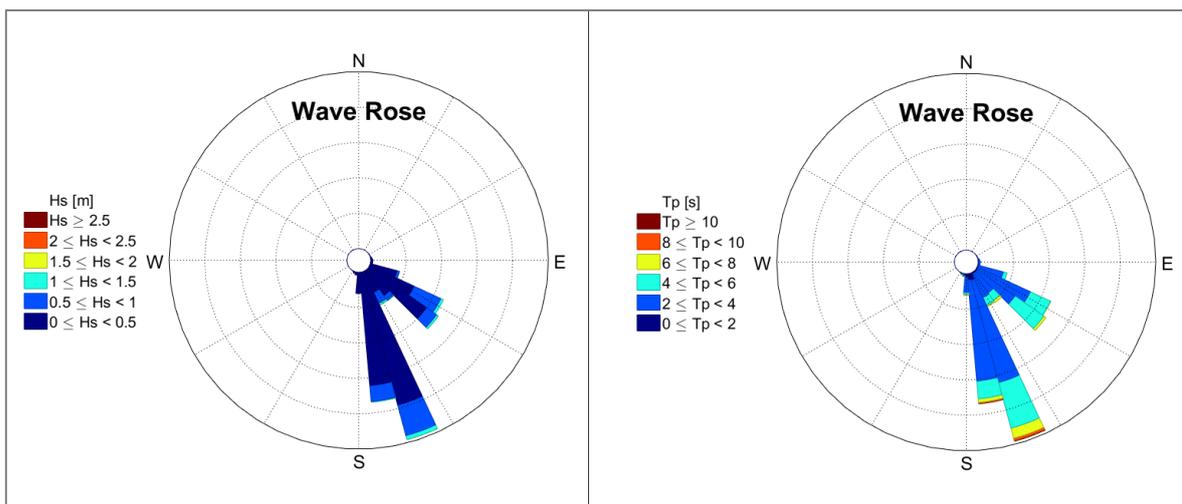


Figura 26 - Rosa delle onde: Direzione- $H_s$  e Direzione- $T_p$  (coord:  $-3.455^\circ$  O,  $50.5763^\circ$  N)

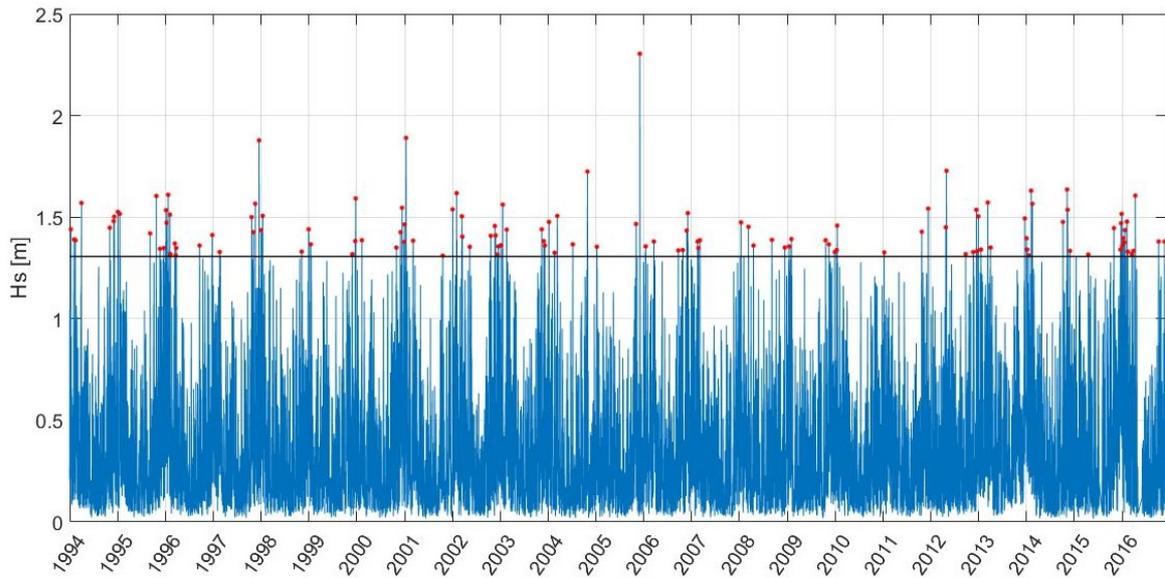
Quindi, si è proceduto all’applicazione del “Peaks Over Threshold Method” (POT) che permette di andare ad individuare i picchi relativi ad eventi indipendenti sopra una determinata soglia. Come spiegato da Antoni et al. (2017), si tratta di un approccio statistico affidabile e largamente utilizzato nel campo dell’ingegneria costiera e marittima con il fine di selezionare gli eventi indipendenti ed i relativi valori massimi.

Nello specifico, come spiegato da Laface et al. (2016) il concetto alla base del metodo appena citato è di suddividere i dati a disposizione in una serie di finestre di una data lunghezza temporale ed estrarne il valore massimo, quindi, non solo si procede ad estrarre i massimi ma più propriamente i massimi appartenenti ad eventi stocasticamente indipendenti. Quindi è chiaro come l'ampiezza temporale dei singoli eventi ed il valore di soglia considerato risultano essere fondamentali.

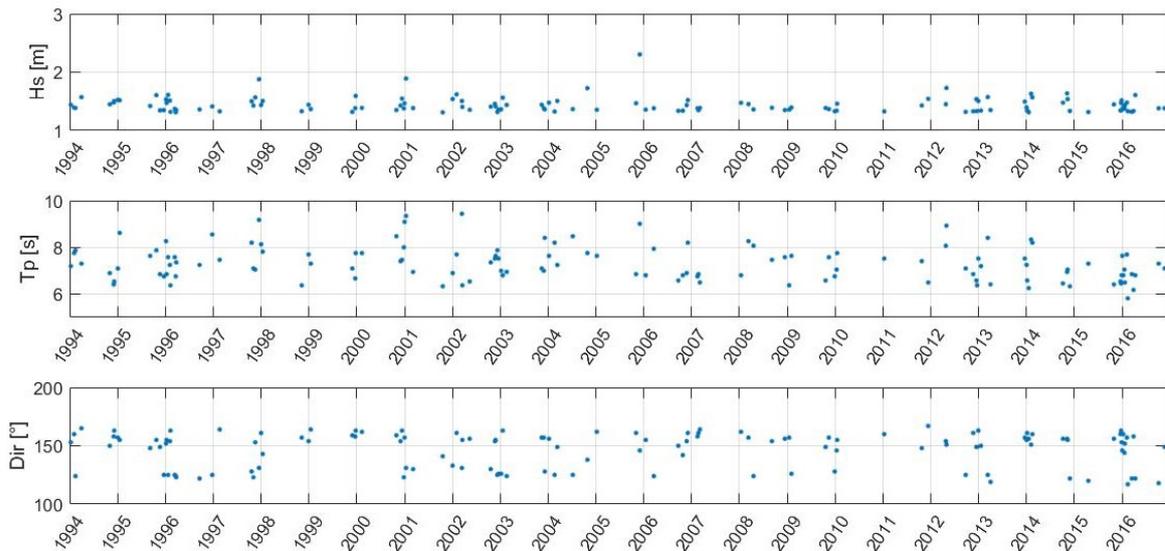
La definizione della soglia con la quale identificare i diversi picchi è stata determinata a partire dal metodo definito da Grabemann and Weisse (2008) che considera il percentile del 99.5%, il quale, è stato incrementato al 99.7% poiché il valore ottenuto risultava essere troppo basso a causa della grande quantità di dati disponibili. Quindi, il valore di soglia relativo all'altezza d'onda ottenuto risulta essere pari a 1.31 m.

L'ampiezza della finestra temporale per considerare gli eventi indipendenti è stata fissata a 3 giorni (72 ore) poiché i fenomeni ondosi presentano dei periodi proprio simili a questo scelto.

A partire dal valore di soglia appena determinato e dai dati relativi a 23 anni di osservazione, l'applicazione del metodo POT tramite il software Matlab, porta all'identificazione di 129 eventi indipendenti ognuno con il proprio valore di picco per quanto concerne l'altezza d'onda. L'individuazione dei picchi è rappresentata graficamente in Figura 27 ed in Figura 28.



**Figura 27 - Identificazione dei valori di picco degli eventi indipendenti sopra la soglia adottata**



**Figura 28 - Altezza d'onda significativa ( $H_s$ ), Periodo di Picco ( $T_p$ ), Direzione di Picco ( $Dir$ ) degli eventi e relativi picchi individuati**

Inoltre, è stata nuovamente rappresentata la “rosa delle onde” ma unicamente con gli eventi identificati con il metodo POT, così da visualizzare la distribuzione delle altezze d’onda significativa ( $H_s$ ) ed i periodi di picco ( $T_p$ ) degli eventi indipendenti secondo le diverse direzioni (Figura 29). È possibile notare come, anche in questo caso, le onde provengano tutte da direzione Sud-Est ma con un range di angolazione ridotto rispetto ai due grafici

precedenti in cui erano riportati tutti i dati a disposizione, questo perché i picchi tendono ad orientarsi secondo una direzione prevalente definita dalla posizione geografica della stazione di rilevamento.

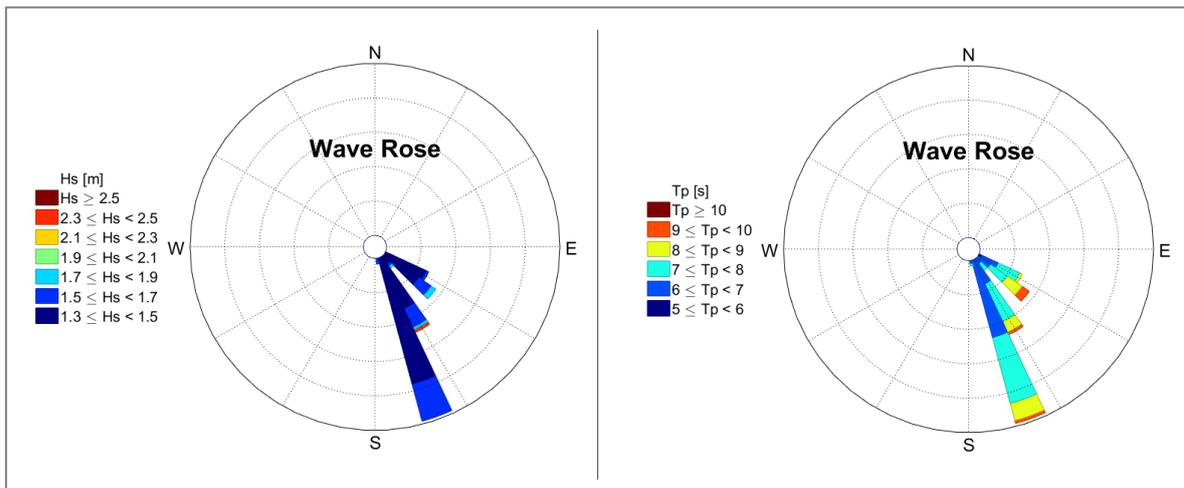


Figura 29 - Rosa delle onde ottenute con il metodo POT: Direzione- $H_s$  e Direzione- $T_p$  (coord:  $-3.455^\circ$  O,  $50.5763^\circ$  N)

## 5.1 Analisi statistica

A partire dai picchi appena identificati è stata operata un'analisi statistica seguendo le diverse teorie presentate da Maione e Moisello (1993) con cui è possibile ottenere l'altezza d'onda significativa per tempi di ritorno differenti. In particolare, per questo studio ci si è riferiti a periodi di ritorno di 50 e 100 anni.

Basandosi sui dati a disposizione, sono state adottate due distribuzioni di probabilità che ben si adattano ad eventi estremi: la distribuzione asintotica del massimo valore di I tipo anche detta distribuzione di Gumbel e la distribuzione LogNormale a due parametri. Per la valutazione del valore dei parametri delle due distribuzioni appena citate è stato assunto il metodo dei momenti.

### 5.1.1 Distribuzione di Gumbel

La distribuzione di probabilità di Gumbel presenta le seguenti formulazioni per quanto riguarda la funzione di densità di probabilità (Eq. 2) e la funzione di distribuzione (Eq. 3) (Maione e Moisello, 1993):

$$f(x) = \frac{1}{\theta_2} * e^{-\frac{x_i - \theta_1}{\theta_2}} * e^{-e^{-\frac{x_i - \theta_1}{\theta_2}}}$$

(Eq. 2)

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x_i - \theta_1}{\theta_2}}}$$

(Eq. 3)

dove ' $\theta_1$ ' e ' $\theta_2$ ' sono i due parametri calcolati con il metodo dei momenti, pari a  $\theta_1 = \mu - 0,5772 * \theta_2$  e  $\theta_2 = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * \sigma$ , dove ' $\mu$ ' è la media dei valori calcolata come  $\mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i$  mentre ' $\sigma^2$ ' corrisponde alla varianza dalla formula  $\sigma^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (x_i - \mu)^2$ .

### 5.1.2 Distribuzione LogNormale a due parametri

La distribuzione di probabilità LogNormale a due parametri presenta le seguenti formulazioni per quanto riguarda la funzione di densità di probabilità (Eq. 4) e la funzione di distribuzione (Eq. 5) (Maione e Moisello, 1993):

$$f(x) = \frac{1}{x_i * \theta_2 * \sqrt{2\pi}} * e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{\ln(x_i) - \theta_1}{\theta_2} \right)^2}$$

(Eq. 4)

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{x_i * \theta_2 * \sqrt{2\pi}} * e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{\ln(x_i) - \theta_1}{\theta_2} \right)^2} dx$$

(Eq. 5)

dove ' $\theta_1$ ' e ' $\theta_2$ ' sono i due parametri calcolati anche in questo caso con il metodo dei momenti, pari a  $\theta_1 = \mu$  and  $\theta_2 = \sqrt{\sigma^2}$ , dove ' $\mu$ ' è la media dei

valori calcolata come  $\mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln(x_i)$  mentre ' $\sigma^2$ ' corrisponde alla varianza dalla formula  $\sigma^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (\ln(x_i) - \mu)^2$ .

## 5.2 Calcolo delle caratteristiche dell'onda di progetto

Per la valutazione dell'altezza d'onda relativa ad un prescelto tempo di ritorno è necessario operare il processo inverso per le due distribuzioni appena presentate.

Con fine di utilizzare un tempo di ritorno in anni, a partire dai 129 eventi indipendenti ottenuti con il "Peaks Over Threshold Method" in un arco temporale totale di 23 anni, bisogna operare il prodotto tra il tempo di ritorno ed il numero di eventi considerati e poi dividerlo per il totale di anni da cui questi sono stati estratti (Eq. 6):

$$T_u = \frac{T_R[\text{anni}] * 129}{23}$$

(Eq. 6)

Dopo di ché è stata valutata la frequenza di non superamento come (Eq. 7):

$$F = 1 - \frac{1}{T_u} \Rightarrow P_r(s) = 1 - F$$

(Eq. 7)

Quindi, possono essere valutati i valori di altezza d'onda anni tramite l'equazione sotto riportata (Eq. 8):

$$H_s = \theta_1 - \theta_2 * \ln(-\ln(F))$$

(Eq. 8)

Considerando due periodi di ritorno pari a 50 e 100 anni sono stati valutati, quindi, i valori di altezza d'onda con entrambe le distribuzioni considerate e scelti quelli ottenuti con la distribuzione di Gumbel poiché con questa si

ottenevano valori maggiori, quindi a favore di sicurezza. I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 8:

*Tabella 8 - Valori di altezza d'onda significativa di progetto in funzione del tempo di ritorno  $T_R$*

<b><math>T_R</math> [anni]</b>	<b><math>H_s</math> [m]</b>
50	1.96
100	2.04

Dopo di ch , si   proceduto alla valutazione delle altre caratteristiche delle onde associate alle due diverse altezze d'onda di progetto appena valutate. Per quanto riguarda il periodo dell'onda ' $T_P$ ' si   proceduto all'interpolazione dei valori di periodo associati ai dati ottenuti attraverso il metodo POT.

Invece, per quanto concerne la lunghezza d'onda ' $L_0$ ' ed il coefficiente di shoaling ' $K_s$ ', si   proceduto con un metodo di approssimazione polinomiale della relazione di dispersione lineare tramite il software Matlab. Questo metodo di calcolo richiede, per  tra i dati di input quello relativo al livello del mare nel punto in cui si sta operando l'analisi statistica per la valutazione dell'onda di progetto. Quindi,   stata ottenuta la batimetria della zona considerata da "General Bathymetric Chart of the Oceans" (GEBCO, 2017), mentre, la massima variazione del livello del mare dovuto al fenomeno delle maree   stata prelevata dal "Report 2014" pubblicato da Channel Coast Observatory (2015) basato sulle misurazioni effettuate dalla "Teignmouth Pier Tide Gauge" (misuratore delle maree del molo di Teignmouth) posizionato a pochi chilometri dalla struttura oggetto di studio.

Nello specifico, il fenomeno dello "shoaling", da cui il coefficiente prende il nome, consiste nella variazione di altezza e lunghezza d'onda conseguentemente all'interazione dell'onda col fondale marino (Franco, 2007).

La profondità del fondale nel punto in cui sono stati estratti i dati risulta pari a 3.00 m, a cui va aggiunta la massima variazione del livello del mare dovuto alle maree pari a 2.82 m.

Tutte le caratteristiche dell'onda di progetto sono riportate in Tabella 9:

*Tabella 9 - Caratteristiche dell'onda di progetto relativamente a due diversi tempi di ritorno  $T_R$*

<b><math>T_R</math> [anni]</b>	<b><math>H_s</math> [m]</b>	<b><math>T_P</math> [s]</b>	<b>L [m]</b>	<b><math>K_s</math></b>
50	1.96	9.08	65.31	1.041
100	2.04	9.20	66.26	1.046

### **5.3 Calcolo del carico dovuto alle onde**

La valutazione del carico dovuto all'impatto dell'onda sul muro è stato valutato tramite la teoria esposta da Goda (2000), secondo il quale l'infrangersi dell'onda su una struttura può essere scomposta in due fasi successive: una denominata "Wave Crest" durante la quale il carico è diretto dal largo verso la struttura e rappresenta la fase di impatto vero e proprio, ed una immediatamente successiva denominata "Wave Trough" in cui il carico è diretto verso il largo, dato che la pressione esercitata sulla strutturale di sotto del livello dell'acqua risulta essere minore della pressione idrostatica.

In entrambe le fasi, Goda (2000) valuta un carico non uniformemente distribuito che può essere applicato sia per le onde frangenti che per quelle non frangenti.

La formulazione della teoria di Goda appena presentata consiste in una serie di equazioni riportate di seguito (Eq.9, Eq.10 e Eq.11). Queste permettono di calcolare l'altezza individuale massima in una registrazione:  $H_{max}$ , e l'altezza d'onda ottenuta ordinando le altezze d'onda di una registrazione in ordine decrescente fino a raggiungere un terzo del numero totale delle onde definita come  $H_{1/3}$ .

$$H'_0 = \frac{H_S}{K_S}$$

(Eq. 9)

$$H_{max} = H_{1/250} =$$

$$= \begin{cases} 1.8 * K_S * H'_0 & : \text{per } \frac{h}{L_0} \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0^* * H'_0 + \beta_1^* * h), \quad \beta_{max}^* * H'_0, \quad 1.8 * K_S * H'_0\} & : \text{per } \frac{h}{L_0} < 0.2 \end{cases}$$

(Eq. 10)

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_S * H'_0 & : \text{per } \frac{h}{L_0} \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0 * H'_0 + \beta_1 * h), \quad \beta_{max} * H'_0, \quad K_S * H'_0\} & : \text{per } \frac{h}{L_0} < 0.2 \end{cases}$$

(Eq. 11)

dove: ' $H_S$ ' è l' altezza d'onda di progetto appena calcolata, ' $L_0$ ' è la lunghezza dell'onda di progetto, ' $h$ ' è la profondità del fondale nel punto già menzionato, ' $K_S$ ' è il coefficiente di shoaling, mentre i valori di ' $\beta$ ' sono dei coefficienti definiti dallo stesso autore tramite un set di equazioni (Eq. 12):

$$\beta_0 = 0.028 * \left(\frac{H'_0}{L_0}\right)^{-0.38} * e^{[20*(\tan\theta)^{1.5}]}$$

$$\beta_1 = 0.52 * e^{(4.2*\tan\theta)}$$

$$\beta_{max} = \max \left\{ 0.92, \quad 0.32 * \left(\frac{H'_0}{L_0}\right)^{-0.29} * e^{(2.4*\tan\theta)} \right\}$$

$$\beta_0^* = 0.052 * \left(\frac{H'_0}{L_0}\right)^{-0.38} * e^{[20*(\tan\theta)^{1.5}]}$$

$$\beta_1^* = 0.63 * e^{(3.8*\tan\theta)}$$

$$\beta_{max}^* = \max \left\{ 1.65, \quad 0.53 * \left(\frac{H'_0}{L_0}\right)^{-0.29} * e^{(2.4*\tan\theta)} \right\}$$

(Eq. 12)

dove: 'θ' è l'inclinazione del fondale marino dal punto in cui è stata valutata l'onda di progetto fino alla struttura, 'H<sub>s</sub>', 'L<sub>0</sub>' ed 'h' hanno lo stesso significato indicato per le equazioni precedenti.

#### 5.4 Carico in fase "Wave Crest"

L'autore della teoria, come già accennato, propone le formule necessarie alla valutazione della pressione sul muro dovuta all'onda di progetto, la quale presenta una forma trapezoidale come mostrato in Figura 30.

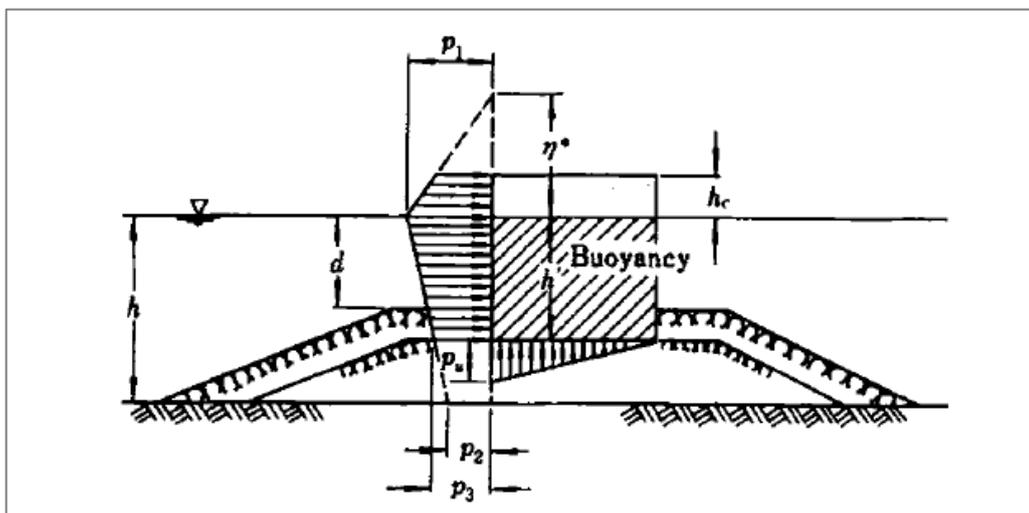


Figura 30 - Distribuzione del carico dovuto all'onda durante la fase "Wave Crest" (Goda, 2000)

La massima quota raggiunta dal carico dovuto all'impatto dell'onda sul muro viene calcolata con la seguente formula:

$$\eta^* = 0.75 * (1 + \cos \beta) * H_{max}$$

(Eq. 13)

dove: 'β' rappresenta l'angolo tra la direzione di propagazione dell'onda di progetto e la direzione normale alla struttura, mentre tutte le altre componenti rimangono invariate rispetto al paragrafo precedente.

Con il fine di massimizzare la pressione sul muro è stato considerato un valore di ' $\beta$ ' pari a  $0^\circ$ , come se l'onda impattasse esattamente ortogonalmente alla struttura.

Quindi, vengono riportate le formule (Eq. 14) per il calcolo del carico distribuito da applicare al muro.

$$p_1 = \frac{1}{2} * (1 + \cos \beta) * (\alpha_1 + \alpha_2 * (\cos \beta)^2) * \rho * g * H_{max}$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh\left(\frac{2 * \pi * h}{L}\right)}$$

$$p_3 = \alpha_3 * p_1$$

(Eq. 14)

dove: ' $\rho$ ' rappresenta la densità dell'acqua, ' $g$ ' l'accelerazione di gravità ed i valori di ' $\alpha$ ' sono dei coefficienti definiti dallo stesso autore:

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} * \left[ \frac{4 * \pi * h/L}{\sinh(4 * \pi * h/L)} \right]^2$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3 * h_b} * \left( \frac{H_{max}}{d} \right)^2, \frac{2 * d}{H_{max}} \right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} * \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(2 * \pi * h/L)} \right]$$

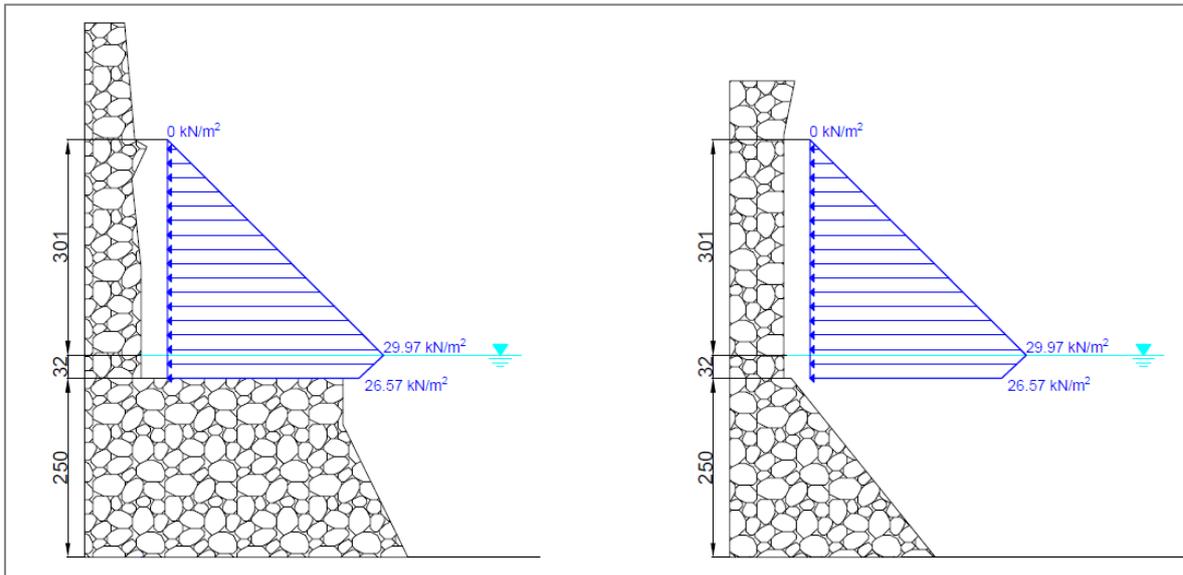
(Eq. 15)

dove: ' $h_b$ ' è il livello dell'acqua ad una distanza pari a ' $5 * H_{1/3}$ ' dalla struttura.

Inoltre, come precisato da Goda (2000) le formule sono valide anche se si verifica il fenomeno di "overtopping" cioè di tracimazione della struttura da parte dell'onda.

A causa della limitata profondità del fondale consistente in pochi metri e delle limitazioni imposte dal frangimento delle onde, i valori di carico ottenuti per i due tempi di ritorno (50 e 100 anni) risultano essere molto simili. Per questo motivo si è scelto di considerare solo quelli ottenuti relativamente ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Di seguito sono riportate le distribuzioni di carico ottenute per la Sezione 1 e la Sezione 2 (Figura 31).



*Figura 31 - Distribuzioni di carico ottenute con la teoria di Goda durante la fase "Wave Crest"*

### **5.5 Carico in fase "Wave Trough"**

In questo caso, ovvero la seconda fase, il carico distribuito non uniforme applicato alla struttura è diretto verso il largo e, anche stavolta, presenta una forma trapezoidale (Figura 32). In particolare, è possibile notare che la distribuzione del carico non sia esattamente lineare ma presenta una certa curvatura. Nonostante ciò, in questa analisi è stato considerato, per semplicità, come se fosse lineare poiché è stato verificato che questa scelta porta ad una sovrastima del carico corrispondente solo al 3.1%, che rappresenta comunque una scelta a favore di sicurezza e permette di semplificare l'implementazione del carico nel modello agli elementi finiti.

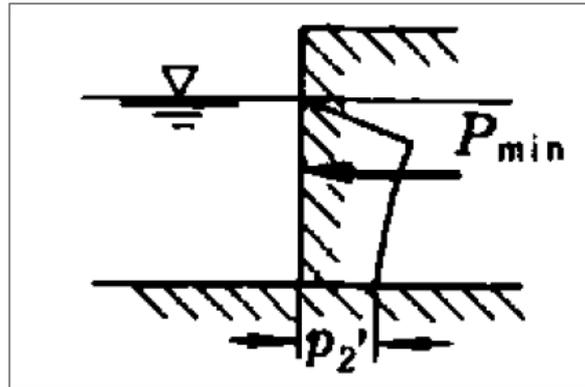


Figura 32 - Distribuzione del carico dovuto all'onda durante la fase "Wave Trough" (Goda, 2000)

Per il calcolo dei valori della distribuzione non sono disponibili delle formule in forma chiusa come per la fase precedente, ma l'autore (Goda, 2000) presenta una serie di diagrammi basati sia su calcoli teorici usando il "metodo delle onde ad ampiezza finita" sia su risultati sperimentali. Questi diagrammi permettono di valutare nell'ordine: 'P<sub>min</sub>' cioè il valore totale della pressione diretta verso il largo (Figura 33), 's' la posizione della risultante del carico non uniformemente distribuito (Figura 34) e 'p<sub>2</sub>' il valore della pressione alla quota inferiore della struttura (Figura 35).

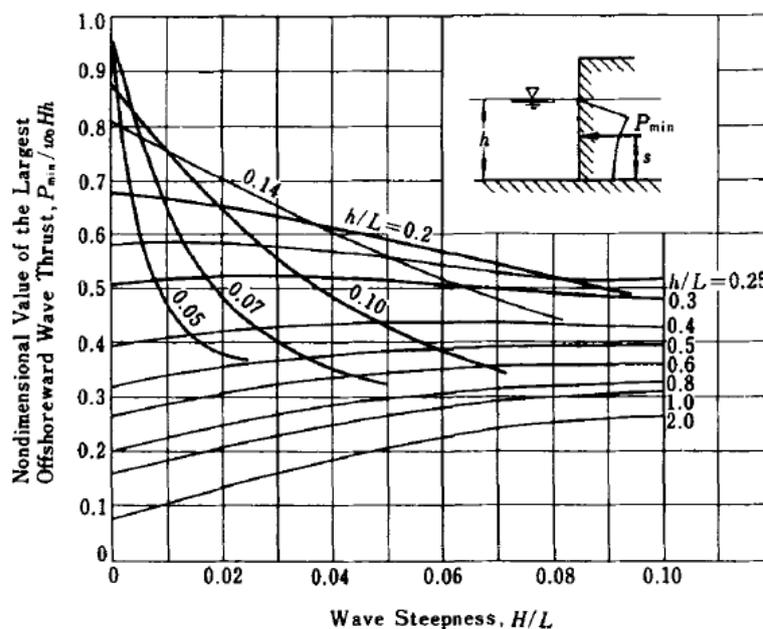


Figura 33 – Diagramma per il calcolo della pressione totale durante la fase "Wave Trough" (Goda, 2000)

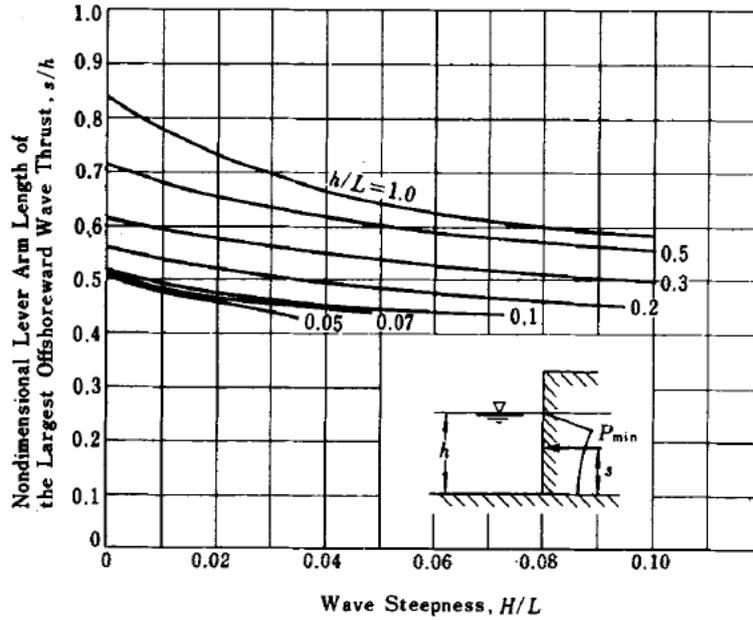


Figura 34 - Diagramma per la valutazione della posizione della risultante del carico durante la fase "Wave Trough" (Goda, 2000)

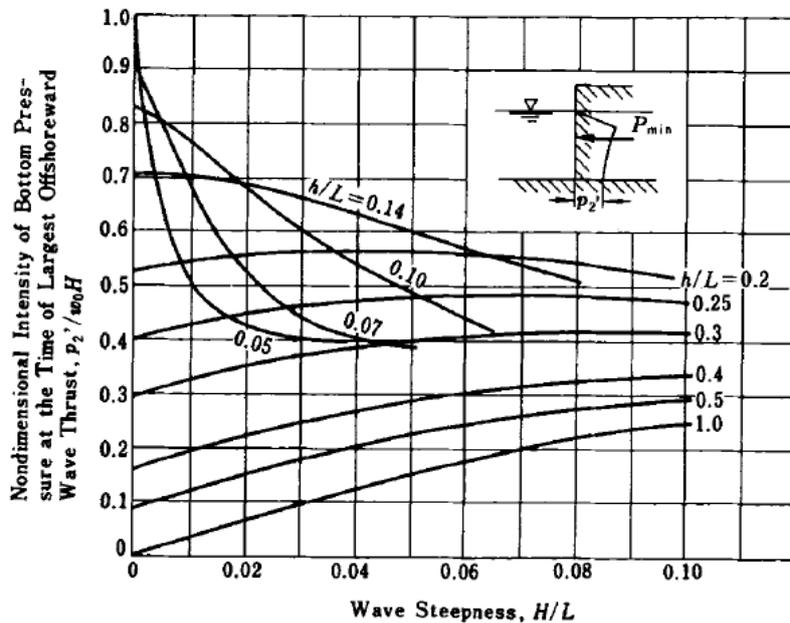
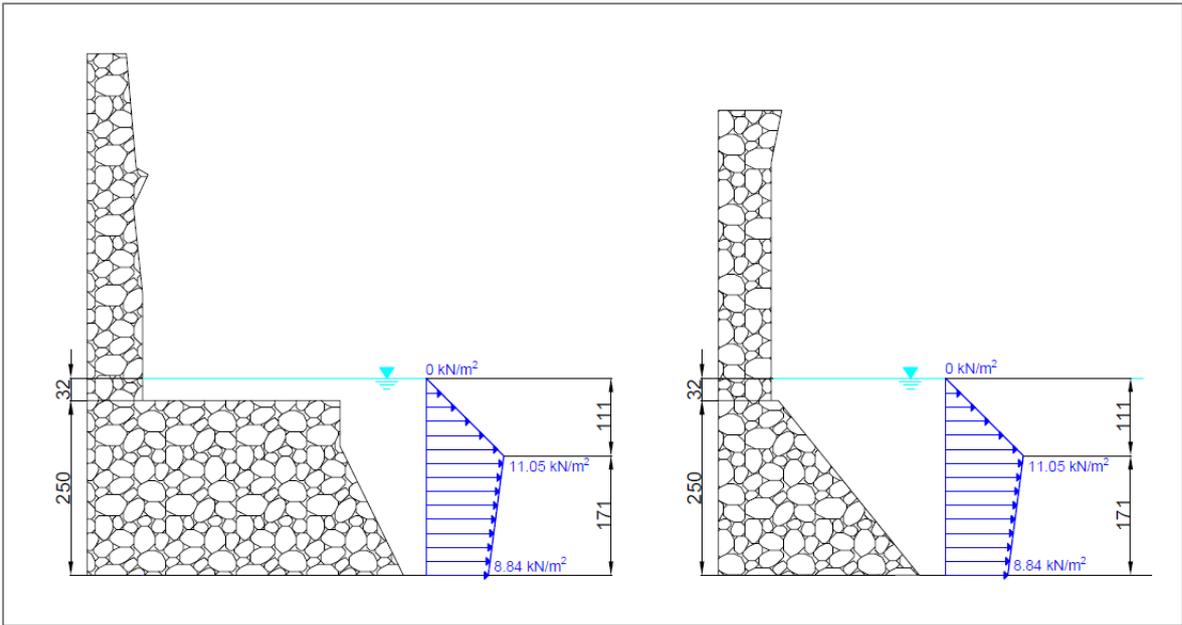


Figura 35 - Diagramma per il calcolo della pressione alla base della struttura durante la fase "Wave Trough" (Goda, 2000)

Di seguito sono riportate le distribuzioni di carico ottenute per la Sezione 1 e la Sezione 2 (Figura 36).



*Figura 36 - Distribuzioni di carico ottenute con la teoria di Goda durante la fase "Wave Trough"*

## 6. Analisi di Stabilità e di Resistenza

Col fine di operare delle verifiche di stabilità, sono stati considerati principalmente tre meccanismi di rottura possibili: scorrimento dell'intera struttura o di una sua parte, ribaltamento dell'intera struttura o di una sua parte e collasso dovuto al superamento della resistenza del materiale. Quindi, oltre al carico dovuto al moto ondoso sulla struttura, devono essere implementati nell'analisi anche gli altri carichi gravanti su di essa, quali: il carico idrostatico per la parte sommersa, la spinta del terreno alle spalle del muro ed ovviamente il peso proprio delle due sezioni analizzate.

### 6.1 Valutazione dell'azione del terreno

Per la valutazione del carico dovuto alla spinta del terreno è stata utilizzata la teoria spiegata da Lancellotta e Calavera Ruiz (1999). In particolare, durante la fase "Wave Crest" in cui si considera l'impatto dell'onda sul muro, il terreno alle spalle della struttura reagisce passivamente poiché in questo caso è il muro che spinge il terreno e la distribuzione di carico può essere valutata tramite la teoria di Rankine (Lancellotta e Calavera Ruiz, 1999) utilizzando la formula riportata dai due autori (Eq. 16). Con questa si ottiene una distribuzione di carico di forma triangolare.

$$\sigma'_p = \gamma' * h * K_p$$

(Eq. 16)

dove: ' $\gamma'$ ' si riferisce al peso specifico del terreno riportato in Tabella 3 nel capitolo "Caratteristiche della struttura e del terreno", 'h' indica la profondità alla quale si valuta la resistenza passiva e ' $K_p$ ' è il coefficiente di resistenza passiva.

Per quanto concerne quest'ultimo, come spiegato anche in questo caso da Lancellotta e Calavera Ruiz (1999), esiste una relazione tra capacità del terreno di esplicitare la spinta e movimento della struttura. Mentre per la spinta attiva sono necessari piccoli spostamenti per la sua intera mobilitazione, per la resistenza passiva sono necessari valori di spostamento più alti affinché si

raggiunga la sua totale esplicazione. Per questo motivo, in seguito alle prime valutazione concernenti la risposta della struttura, si è deciso di utilizzare il valore unitario del coefficiente (ovvero il minimo) poiché gli spostamenti delle due sezioni presentavano piccoli valori rispetto alle rispettive dimensioni verticali. Quanto appena detto è riassunto da Lancellotta e Calavera Ruiz (1999) in Figura 37.

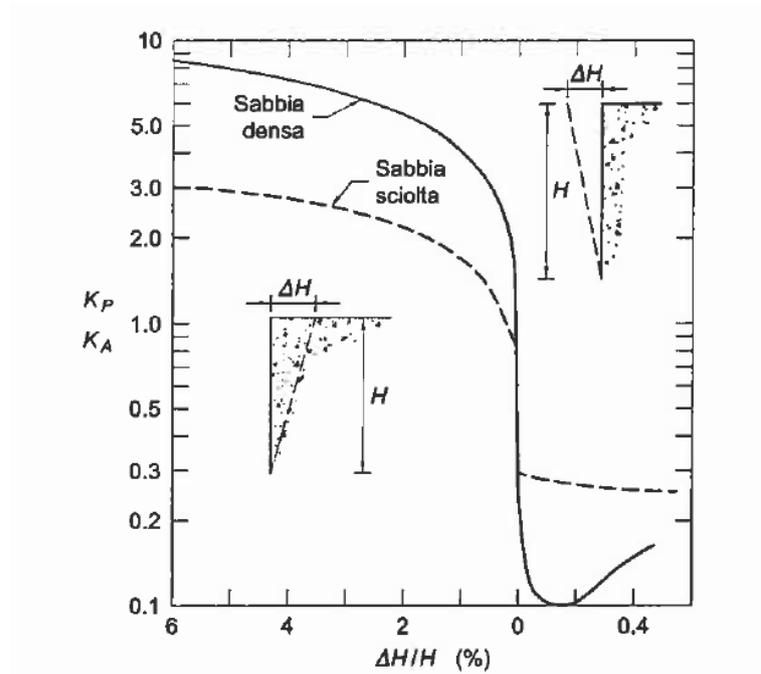


Figura 37 - Influenza dei movimenti dell'opera sull'entità della spinta (Lancellotta e Calavera Ruiz, 1999)

Per la fase successiva denominata “Wave Trough”, come è già stato spiegato, l’onda genera un carico diretto dalla struttura verso il largo poiché rappresenta la fase successiva all’impatto, quindi in questa fase è necessario considerare la presenza di una spinta attiva sul muro da parte del terreno. Il carico distribuito applicato alla struttura può essere calcolato nuovamente tramite la teoria di Rankine riportata da Lancellotta e Calavera Ruiz (1999) e la formula seguente (Eq. 17), per ottenere ancora una distribuzione delle tensioni triangolare.

$$\sigma'_a = \gamma' * h * K_a$$

(Eq. 17)

dove: ' $\gamma$ ' e ' $h$ ' hanno gli stessi significati riportati per l'equazione precedente (Eq. 16), mentre ' $K_a$ ' è il coefficiente di spinta attiva valutabile tramite la seguente equazione:

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

(Eq. 18)

dove: ' $\varphi$ ' è l'angolo di attrito del terreno, come riportato in Tabella 3 nel capitolo "Caratteristiche della struttura e del terreno".

Inoltre, come indicato da Lancellotta e Calavera Ruiz (1999), la presenza dell'attrito tra muro e terreno conduce ad una rotazione antioraria della risultante della spinta di un angolo pari a metà del valore dell'angolo di attrito del terreno stesso.

Per il calcolo della la forza agente sul muro sia per quanto riguarda la spinta attiva che la resistenza passiva può essere valutata tramite la formula seguente:

$$S = \frac{1}{2} * \sigma' * h$$

(Eq. 19)

dove: ' $\sigma'$ ' è la tensione valutata tramite le equazioni riportate sopra ed ' $h$ ' è la profondità del terreno considerata.

## 6.2 Verifica a Scorrimento

La verifica a scorrimento è di fondamentale importanza per le strutture con funzione di contenimento poiché rappresenta uno dei collassi che si verificano più di frequente. In questo caso, essendo il muro costruito nella prima metà del XIX Secolo, l'azione della malta può essere trascurata poiché non solo questa non è in grado di assolvere una funzione coesiva vera e propria ma, essendo trascorso un lungo periodo dalla sua posa in opera, questa è sicuramente inefficace a causa dei fenomeni di degrado che si

verificano con il tempo, a maggior ragione in una struttura che subisce gli effetti di acque con alta concentrazione di cloruri.

Quindi, l'unica azione che si oppone ai carichi orizzontali prima analizzati è rappresentata dalla forza di attrito. Come riportato in Tabella 2 nel capitolo "Caratteristiche della struttura e del terreno", l'angolo di attrito del materiale è pari a  $35^\circ$  con un conseguente coefficiente di attrito  $\mu = \tan \varphi_L = 0.70$

Inoltre, è importante specificare che nelle strutture in muratura e pietrame questo tipo di meccanismo non si verifica unicamente alla base come per le strutture monolitiche (es. strutture in cemento armato), ma può avvenire ad una quota diversa, in corrispondenza della superficie di contatto tra elementi che possono scorrere uno rispetto all'altro. Per questo motivo, si è scelto di condurre la verifica di stabilità nei confronti del cinematismo ogni 50 cm, andando a valutare di volta in volta la forza d'attrito tramite la seguente formula:

$$F_a = \mu * W$$

(Eq. 20)

dove: ' $\mu$ ' è il coefficiente di attrito appena valutato e ' $W$ ' rappresenta il peso del muro al di sopra della quota considerata e può essere calcolato come segue:

$$W = A * \gamma_L$$

dove: ' $A$ ' è l'area della sezione del muro e ' $\gamma_L$ ' è il peso specifico del materiale costituente la struttura come riportato in Tabella 2 nel capitolo "Caratteristiche della struttura e del terreno".

Quindi, la verifica è stata svolta attraverso l'utilizzo del software "Microsoft Excel", per entrambe le combinazioni di carico rappresentate dalle due fasi dell'onda e per entrambe le sezioni.

Per quanto riguarda la fase "Wave Crest" in cui l'onda esercita una pressione diretta verso il muro si è verificato che non vi è possibilità di scorrimento poiché la resistenza passiva che il terreno alle spalle può esplicitare è maggiore rispetto al carico dovuto all'onda. Nella fase successiva "Wave Trough", invece, l'effetto dell'onda esercita una spinta verso il largo alla quale

va sommata quella attiva dovuta al suolo alle spalle della struttura. Quindi il fattore di sicurezza viene valutato tramite la seguente equazione:

$$FS_{scorrimento} = \frac{F_a}{S_a + S_{wt}}$$

(Eq. 21)

dove: ' $S_a$ ' rappresenta la spinta attiva, ' $S_{wt}$ ' è la spinta dovuta all'onda durante la fase denominata "Wave Trough" e ' $F_a$ ' corrisponde alla forza di attrito.

Per quanto riguarda la Sezione 1 il valore più basso del fattore di sicurezza si ottiene in corrispondenza della sezione di connessione tra la parte più snella del muro e quella più tozza e risulta pari a 2.63.

Per quanto riguarda la Sezione 2, anche in questo caso il valore più basso del fattore di sicurezza è ottenuto alla sezione di contatto tra parte superiore e parte inferiore del muro e risulta pari a 2.45.

Può risultare interessante andare a confrontare i valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti con quello minimo definito dal DM 11.03.1988 riguardante "le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Questo è pari a 1.3 quindi minore rispetto a quello ottenuto per la valutazione della stabilità della struttura oggetto di indagine.

### 6.3 Verifica a Ribaltamento

La verifica a ribaltamento, come quella a scorrimento appena affrontata, è di fondamentale importanza per le strutture come quella analizzata e valgono le stesse considerazioni di base fatte al paragrafo precedente ("Verifica a Scorrimento"). Anche in questo caso ci si è serviti del software "Microsoft Excel" per i calcoli necessari.

Anche in questa verifica, per la fase denominata "Wave Crest", in cui l'onda esercita una pressione diretta verso il muro non vi è possibilità di ribaltamento poiché la resistenza passiva che il terreno alle spalle può esplicare è

maggiore rispetto al carico dovuto all'onda. Nella fase successiva "Wave Trough", invece, va valutato il fattore di sicurezza tramite la seguente equazione (Eq. 22):

$$FS_{ribaltamento} = \frac{W * x_W}{S_a * y_a + S_{wt} * y_{sw}}$$

(Eq. 22)

dove: ' $S_a$ ' rappresenta la spinta attiva, ' $S_{wt}$ ' è la spinta dovuta all'onda durante la fase denominata "Wave Trough", ' $y_a$ ' è la distanza tra spinta attiva e punto di possibile rotazione, ' $y_{sw}$ ' è la distanza tra spinta dovuta all'onda e punto di possibile rotazione, ' $W$ ' è la forza peso e ' $x_W$ ' è la distanza tra la proiezione verticale del baricentro della struttura e ancora una volta il punto di possibile rotazione.

Come per la verifica precedente, i valori minori del fattore di sicurezza si ottengono in corrispondenza della sezione di connessione tra parte snella e parte tozza della struttura, proprio dove si è verificato il cedimento durante l'evento citato nel paragrafo "Evento del 4 febbraio 2014". Per la Sezione 1 il valore del fattore di sicurezza è pari a 1.34, mentre per la Sezione 2 è pari a 1.32.

I coefficienti di sicurezza ottenuti sono maggiori di 1 poiché il momento stabilizzante dovuto al peso proprio della struttura è maggiore di quello destabilizzante dato in maggior parte dal terreno alle spalle ed in piccola parte dall'onda.

Anche in questo caso può risultare interessante andare a confrontare i valori dei coefficienti di sicurezza con quello minimo definito dal DM 11.03.1988 pari a 1.5, risultando quindi minori.

## 6.4 Verifiche di Resistenza

Per valutare il raggiungimento del collasso della struttura analizzata è possibile riferirsi al dominio di resistenza del materiale, poiché questo avviene quando in uno o più punti della struttura viene superato il valore limite definito

dal suddetto dominio. Quindi, note le proprietà del materiale con cui è stato costruito il muro descritte nel capitolo “Caratteristiche della struttura e del terreno”, è stato possibile tracciare il relativo dominio di resistenza.

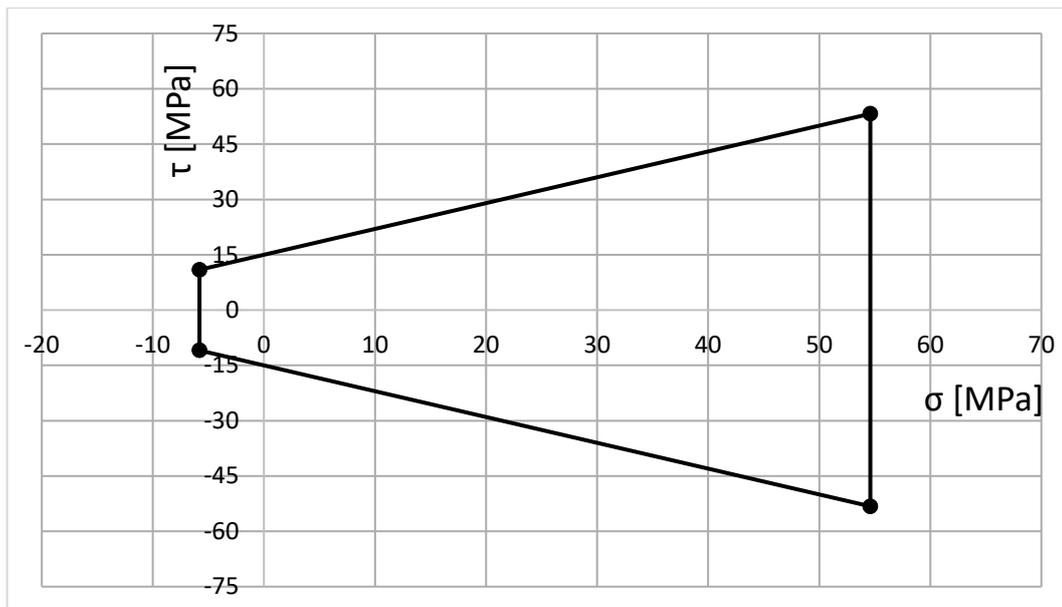
Come spiegato da Carpinteri (1993), il Criterio di Mohr-Coulomb si adatta molto bene quando è necessario descrivere la resistenza di materiali fragili o incoerenti, tra cui si considera rientrano quelli utilizzati per la realizzazione dei muri di contenimento in muratura e pietrame. Questo perché in questo tipo di strutture la resistenza a compressione è molto più grande della resistenza a trazione. L'equazione che rappresenta questo criterio di resistenza è la seguente (Eq. 23) :

$$\tau_{max} = \tau_c - \mu * \sigma$$

(Eq. 23)

dove: ' $\tau_c$ ' è la coesione del materiale cioè la resistenza a taglio in assenza di compressione verticale, ' $\mu$ ' è il coefficiente di attrito calcolato come  $\mu = \tan \varphi_L$  e ' $\sigma$ ' è lo sforzo normale.

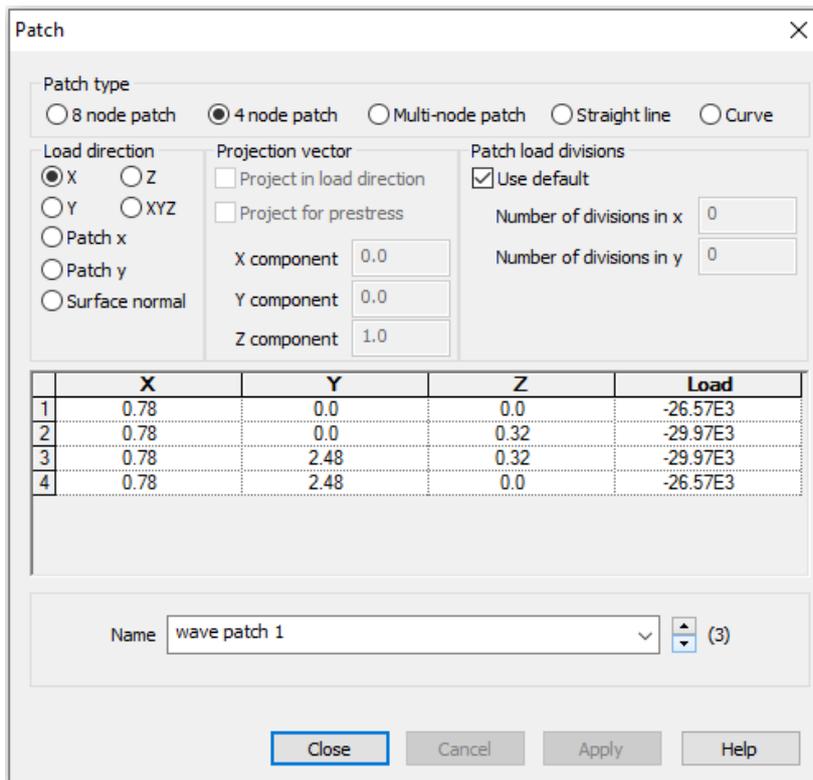
Quindi, tracciando le due rette inclinate definite dall'equazione di Mohr-Coulomb (Eq. 23) e le due rette verticali che rappresentano gli stati di crisi uniassiali cioè i valori limite di resistenza a compressione ' $\sigma_c$ ' (positiva) e di resistenza a trazione ' $\sigma_\tau$ ' (negativa) del materiale, è così ottenuto il dominio di resistenza (Figura 38).



*Figura 38 - Dominio di resistenza del materiale definito con il criterio di Mohr-Coulomb*

Per operare la verifica di resistenza sono state definite due diverse combinazioni di carico sfavorevoli, seguendo anche in questo caso le indicazioni fornite da Goda (2000) per le due fasi dell'onda già spiegate precedentemente: "Wave Crest" e "Wave Torugh". Nella "Combinazione 1" si è considerato: il peso proprio della struttura (SW), il carico dovuto all'impatto dell'onda sul muro ed il carico idrostatico. Nella "Combinazione 2" sono stati considerati: il peso proprio della struttura, il carico dovuto all'onda nella fase successiva all'impatto e la spinta del suolo alle spalle del muro. In particolare, in una prima analisi è stata considerata la struttura nella sua integrità, dopo di ché è stata simulata la presenza di un danneggiamento localizzato per valutarne i possibili effetti.

Quindi, sono stati introdotti nel modello agli elementi finiti i carichi precedentemente presentati tramite il comando "Loading: Patch" (Figura 39) poiché tramite questa funzione è possibile definire dei carichi non uniformemente distribuiti su una superficie, quindi, per ognuna delle diverse superfici che compongono la struttura è stata creata una patch con il carico corretto.



*Figura 39 - Esempio di inserimento nel modello di un carico non uniformemente distribuito su una superficie*

Una volta inseriti tutti i carichi all'interno del modello ed assegnati alla struttura, è stato possibile definire le diverse combinazioni di carico sopracitate attraverso il comando "Analyses: Basic Combination" come mostrato in Figura 40.

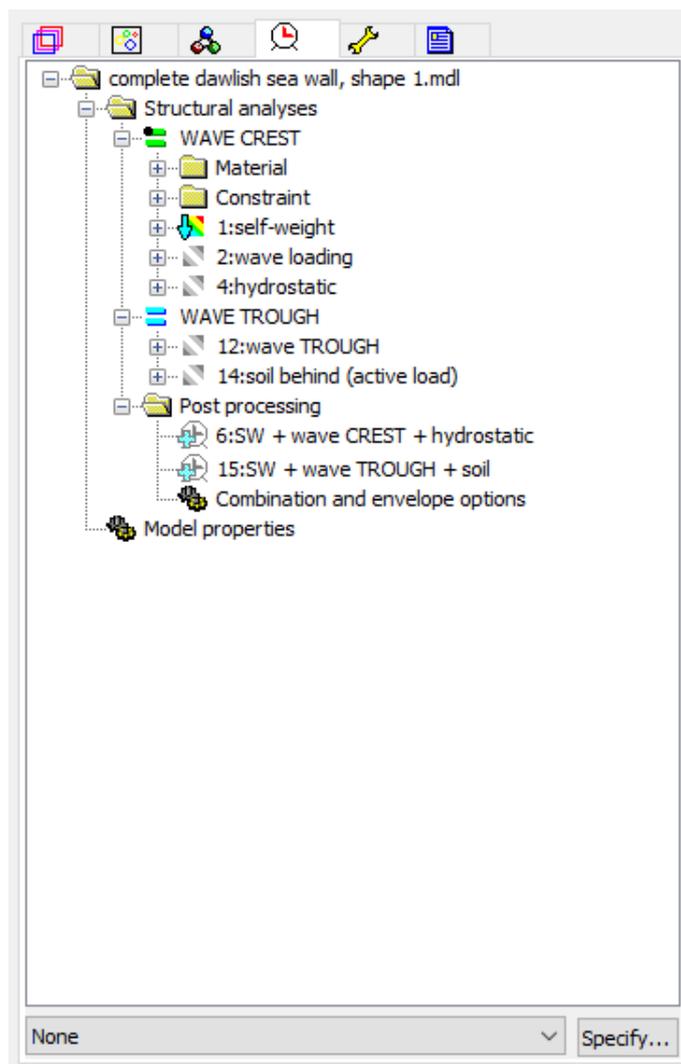


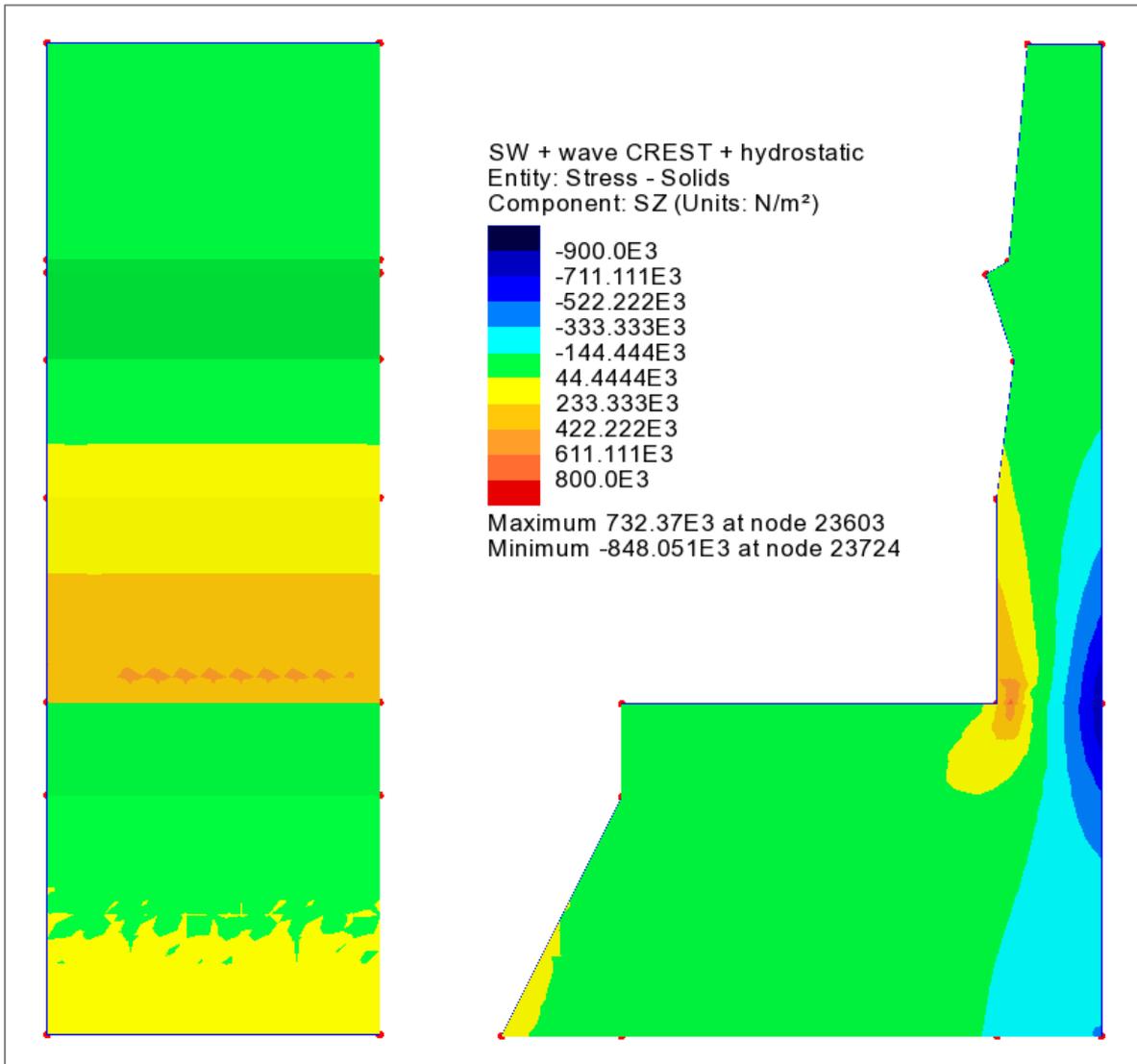
Figura 40 - Finestra per la combinazione dei carichi in LUSAS

#### 6.4.1 Analisi della struttura integra

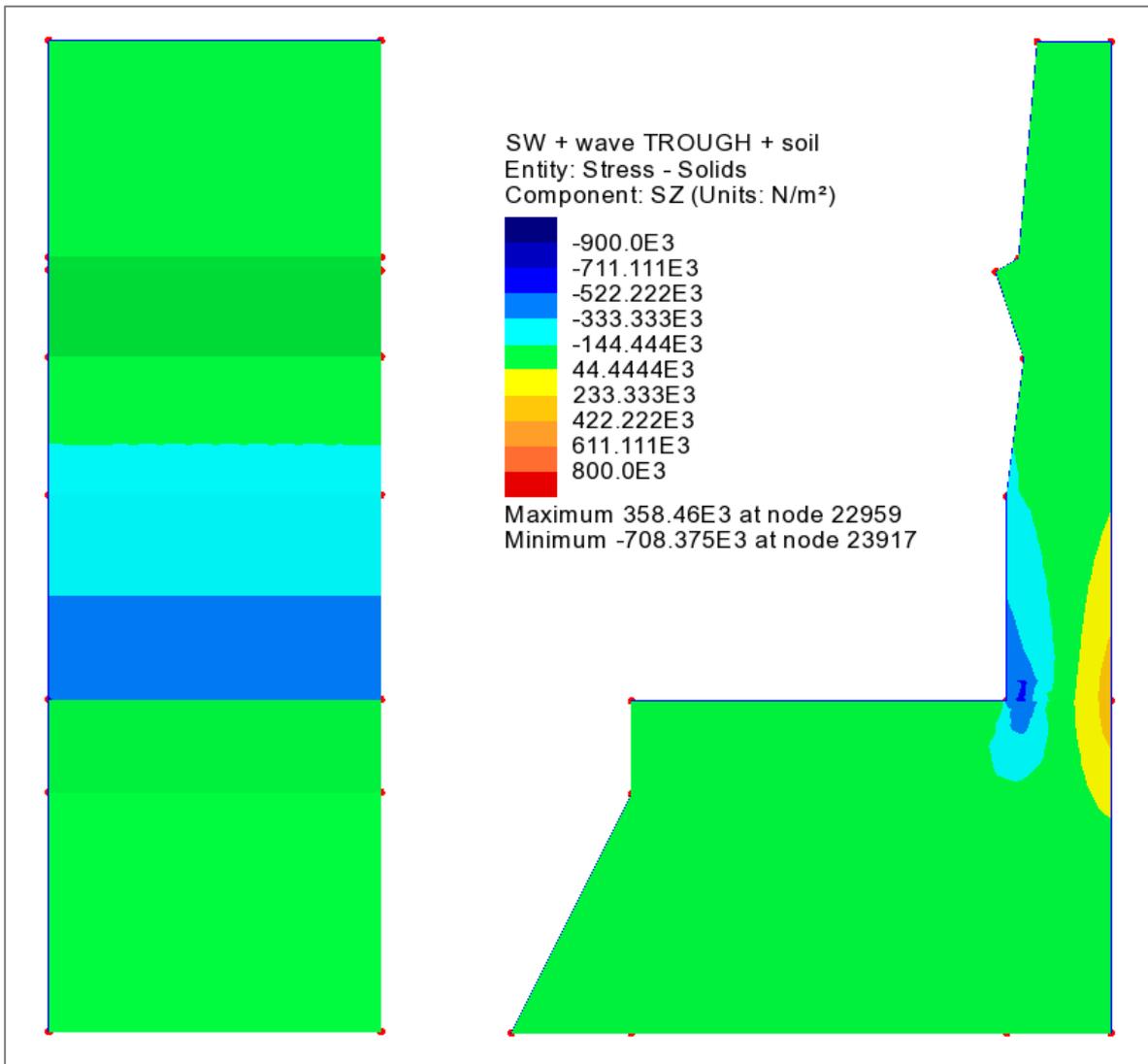
Terminata la fase di introduzione nel modello di tutte le forze in gioco e definite le diverse combinazioni di carico, è stata avviata l'analisi della struttura ancora integra tramite il comando "Run".

Terminata l'analisi, è stato ottenuto l'andamento della tensione ' $\sigma_z$ '. Di seguito, grazie al comando "Contours plot", sono stati ottenuti e riportati gli output forniti dal software per entrambe le combinazioni dei carichi sia per la Sezione 1 (Figura 41 e Figura 42) che per la Sezione 2 (Figura 43 e Figura 44).

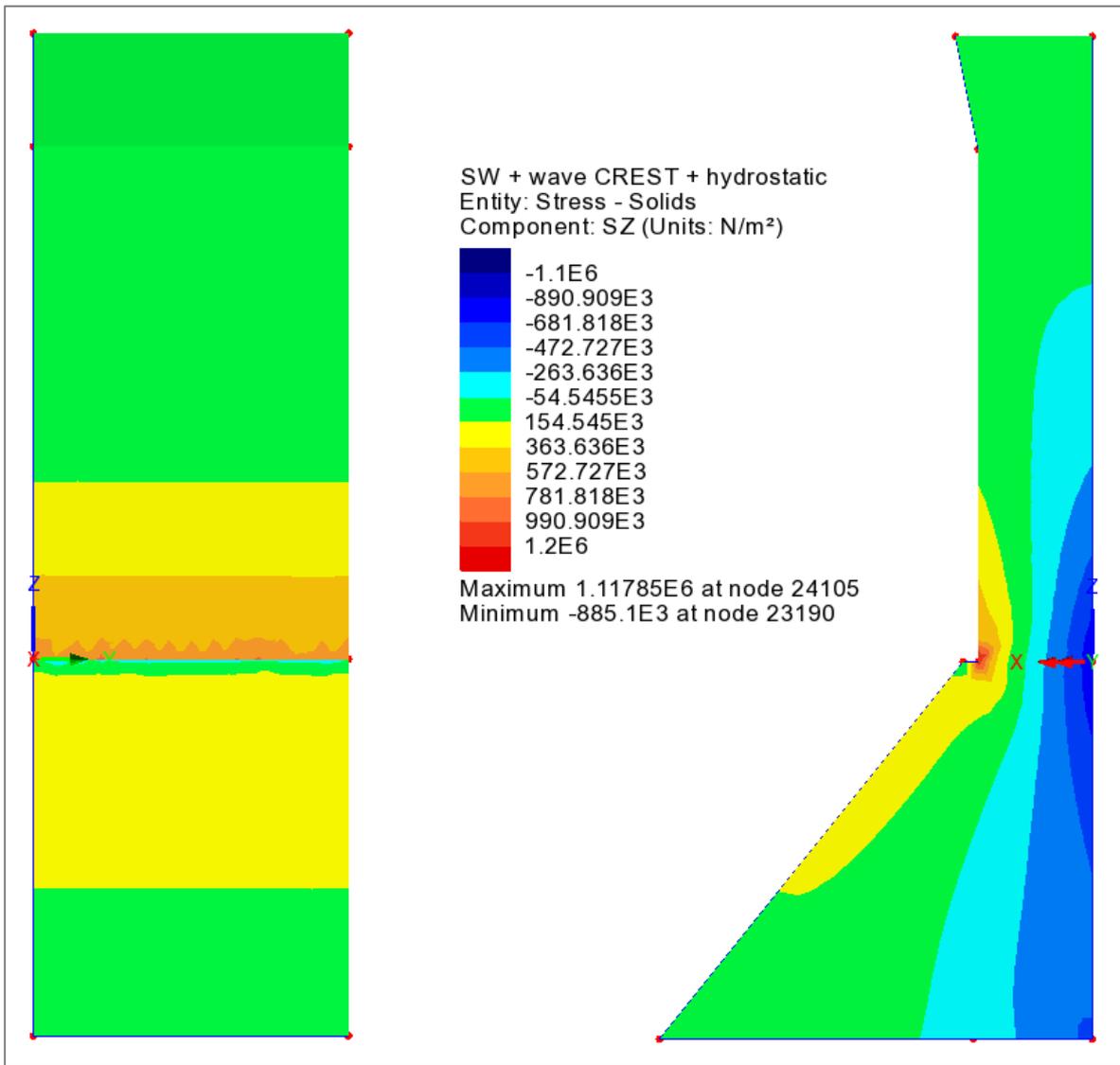
È importante specificare che l'output fornito da LUSAS presenta valori negativi per le tensioni compressioni e valori positivi per le tensioni di trazione, convenzione contraria a quella utilizzata nella teoria di Mohr-Coulomb precedentemente introdotta.



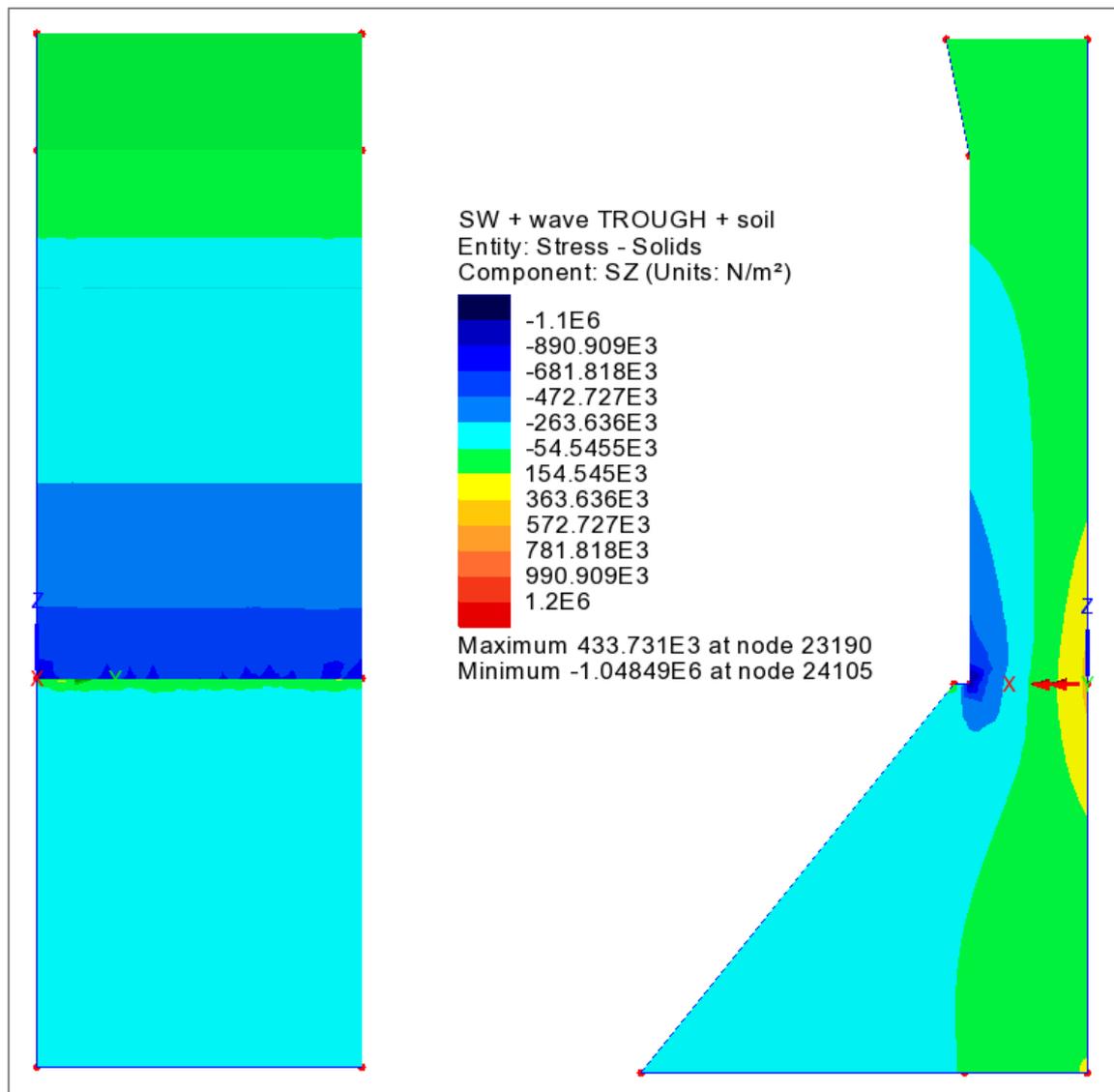
*Figura 41 - Distribuzione delle tensioni per la Sezione 1 intatta per la Combinazione 1, Vista frontale e laterale*



*Figura 42 - Distribuzione delle tensioni per la Sezione 1 intatta per la Combinazione 2, Vista frontale e laterale*



*Figura 43 - Distribuzione delle tensioni per la Sezione 2 intatta per la Combinazione 1, Vista frontale e laterale*



*Figura 44 - Distribuzione delle tensioni per la Sezione 2 intatta per la Combinazione 2, Vista frontale e laterale*

I punti che risultano essere caratterizzati dai valori di tensione più alti si posizionano, per entrambe le tipologie di struttura, in corrispondenza della sezione di contatto tra la parte superiore del muro e quella inferiore: sezione A-A per la Sezione 1 e sezione B-B per la Sezione 2 (Figura 45).

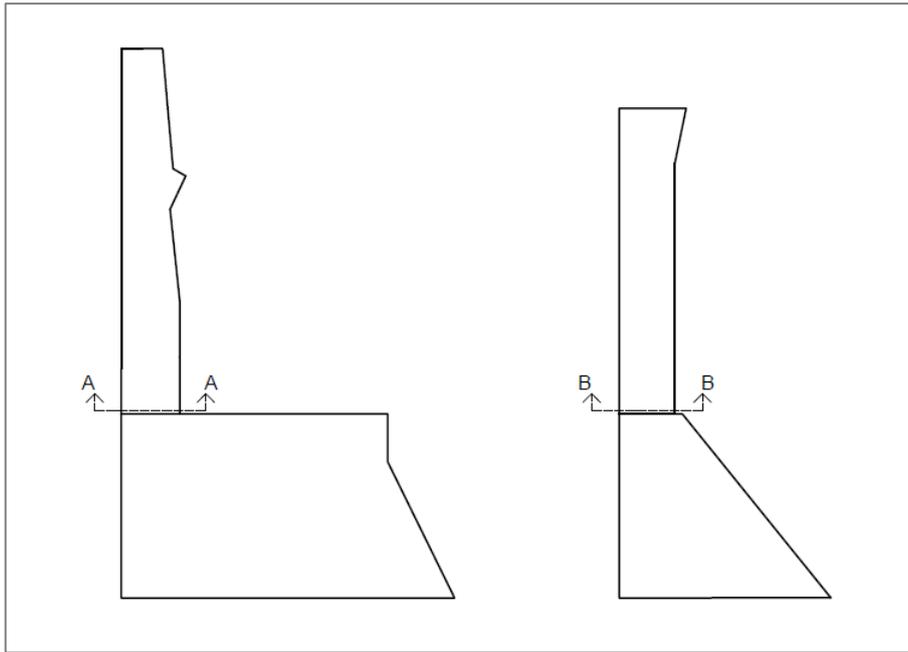


Figura 45 - Sezione A-A per la Sezione 1 e la Sezione 2 della struttura

L'andamento delle tensioni nel muro in corrispondenza della sezione A-A per la Sezione 1 è stato riportato nel grafico in Figura 46, mentre per la sezione B-B relativa alla Sezione 2 è stato riportato nel grafico in Figura 47.

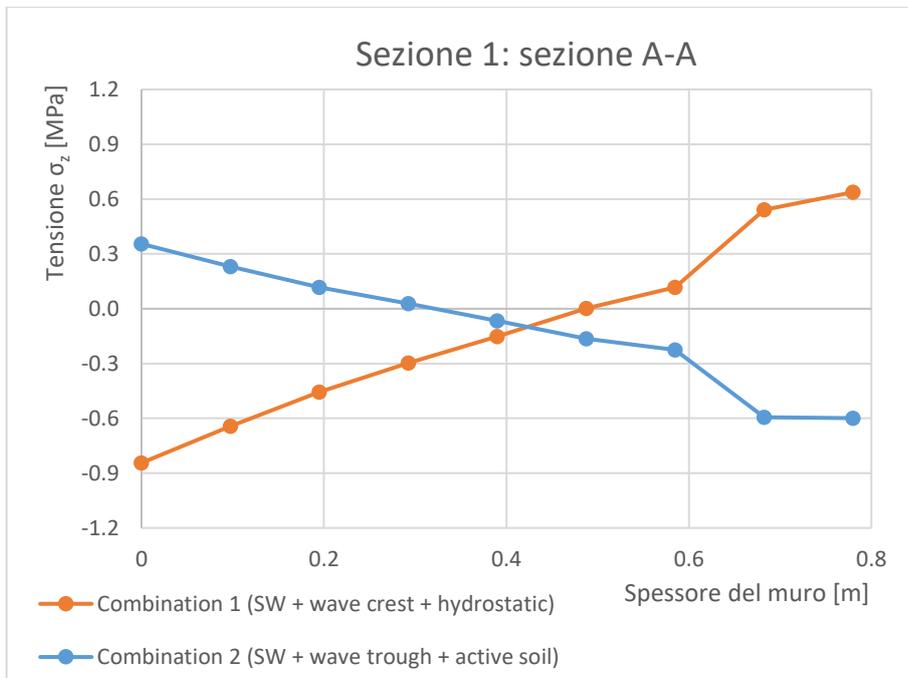
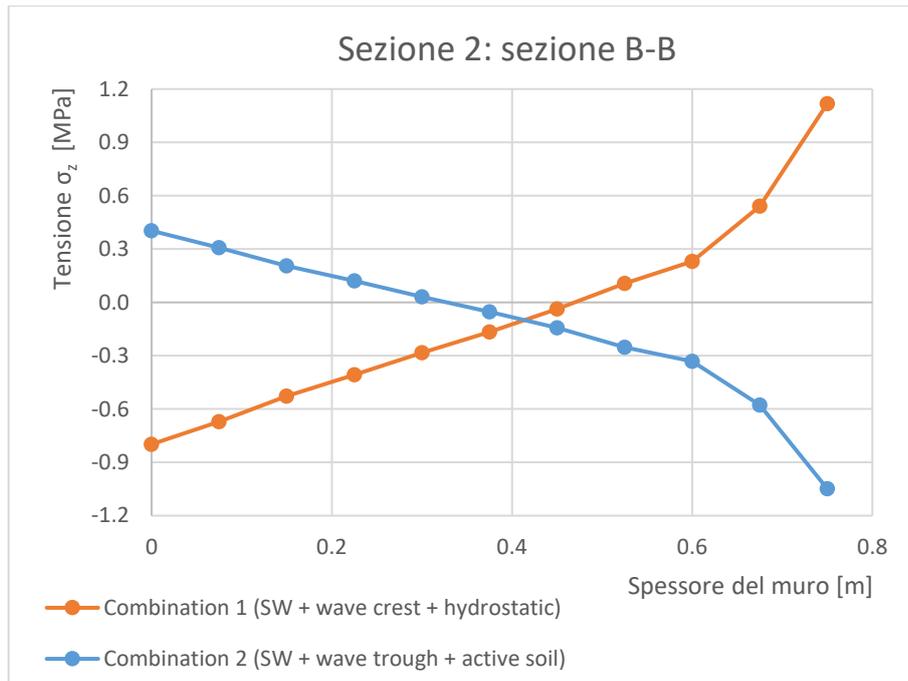


Figura 46 - Andamento delle tensioni  $\sigma_z$  in corrispondenza della Sezione A-A, in un grafico tensione - spessore del muro



*Figura 47 - Andamento delle tensioni  $\sigma_z$  in corrispondenza della sezione B-B, in un grafico tensione - spessore del muro*

Per ogni sezione e per ogni combinazione sono stati ripresi i valori di tensione minima (compressione) e massima (trazione). Dopo di ché, con il fine di individuare un insieme di punti che rappresentassero gli stati di tensione con i valori più alti all'interno dominio di resistenza, è stato considerato il massimo valore della tensione di taglio per ogni combinazione. Quindi, i punti caratterizzati dai valori appena spiegati, cambiati di segno, sono stati individuati all'interno del dominio di resistenza riportato precedentemente in Figura 38, così come visibile in Figura 48 e Figura 49 per la Sezione 1 ed in Figura 50 e Figura 51 per la Sezione 2.

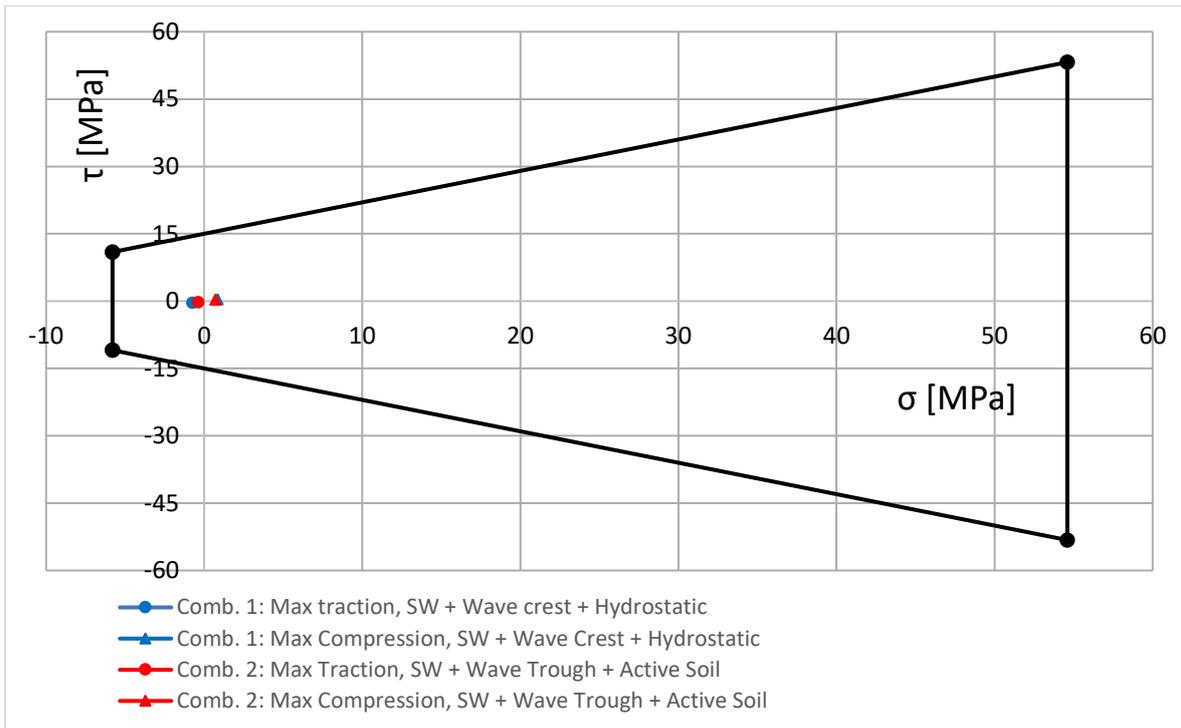


Figura 48 - Valori di massimi di tensione per le due combinazioni relativi alla Sezione 1, all'interno del dominio di resistenza

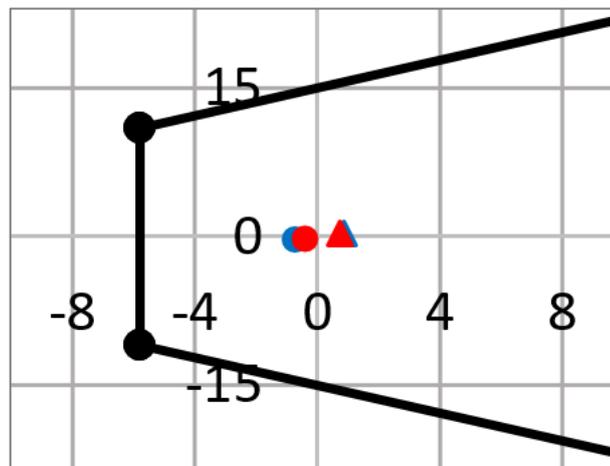


Figura 49 - Ingrandimento sui valori di massimi di tensione per le due combinazioni relativi alla Sezione 1, all'interno del dominio di resistenza

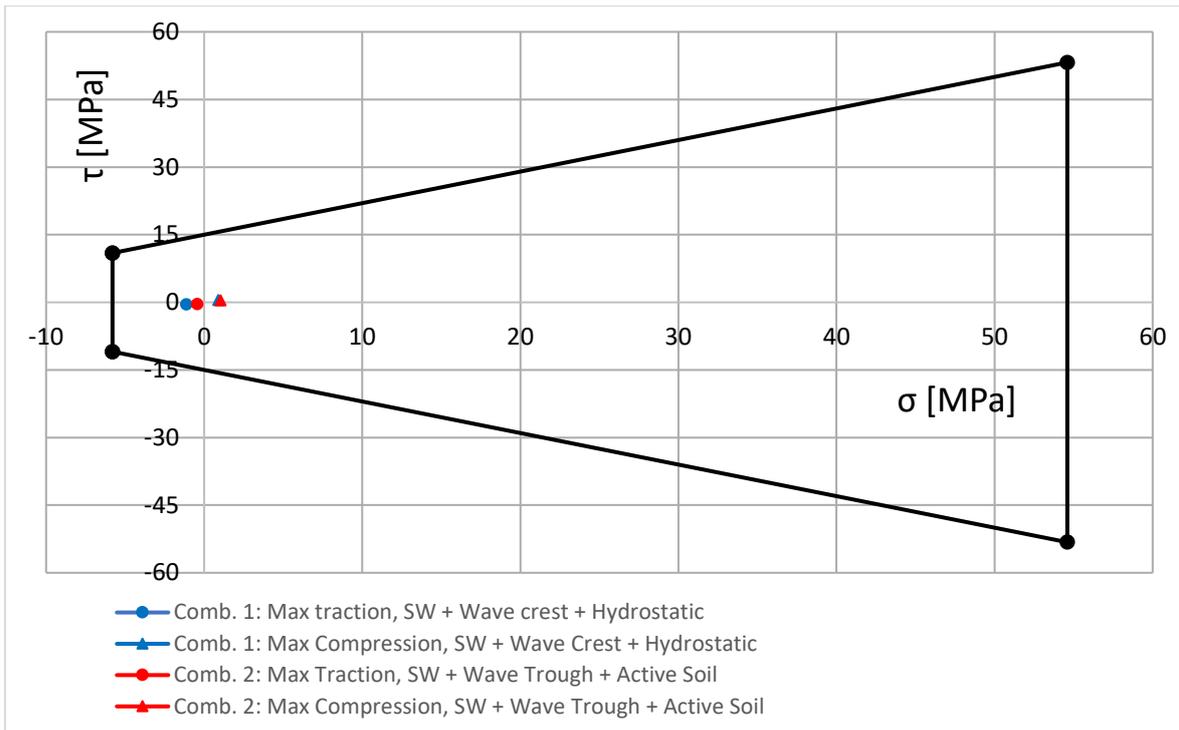


Figura 50 - Valori di massimi di tensione per le due combinazioni relativi alla Sezione 2, all'interno del dominio di resistenza

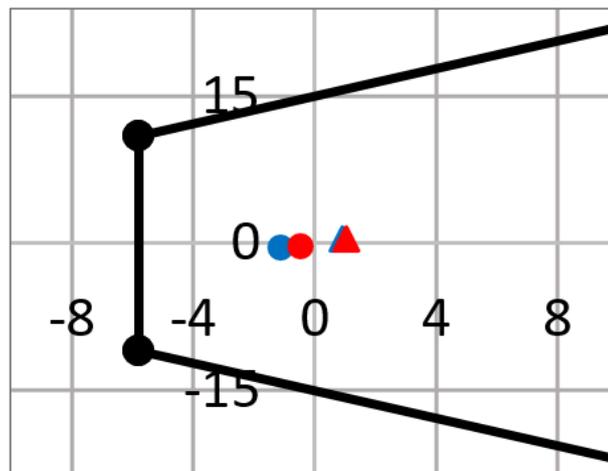


Figura 51 - Ingrandimento sui valori di massimi di tensione per le due combinazioni relativi alla Sezione 2, all'interno del dominio di resistenza

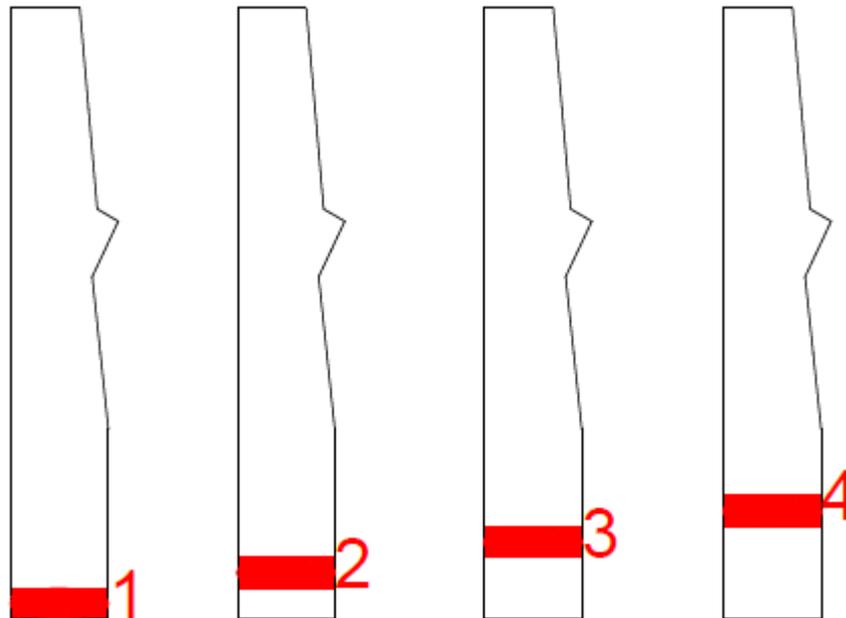
È immediato notare come i punti che rappresentano i valori massimi di tensione nelle diverse combinazioni e per le due sezioni siano molto distanti dei valori limite definiti del dominio di resistenza. Quindi, si tratta di una condizione di sicurezza poiché la struttura ha un comportamento che permane in campo elastico ed i fattori di sicurezza, valutati nelle successive

pagine, relativi alla Sezione 1 ed alla Sezione 2 risultano essere decisamente alti.

#### **6.4.2 Analisi della struttura in seguito ad un possibile danneggiamento**

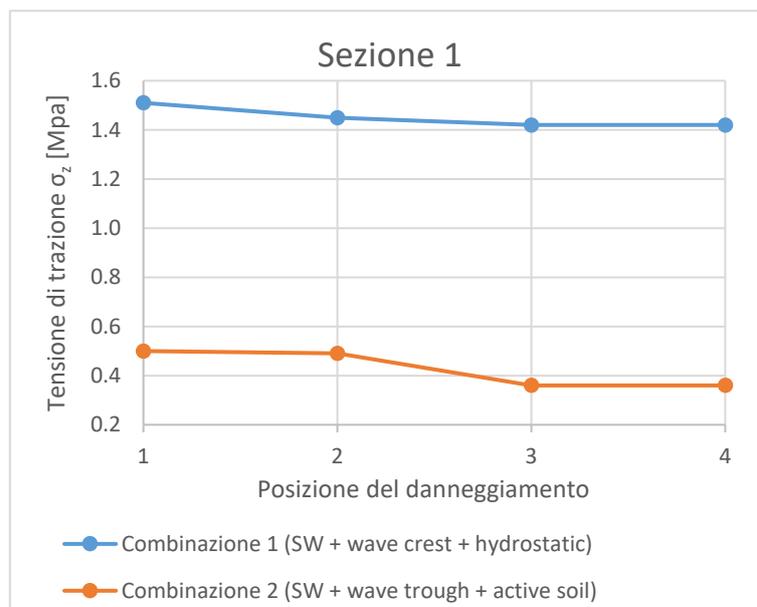
Terminata la valutazione della struttura nella sua integrità, si è passati alla valutazione della risposta in seguito ad un possibile danneggiamento localizzato. Questo consiste nella simulazione della rimozione di uno più blocchi facenti parte del muro, poiché questo può essere considerato un possibile danneggiamento di una struttura come questa che subisce il moto ondoso (Jane, 2017). Anche in questo caso sono state valutate tramite il software LUSAS le tensioni che si generano nel muro nelle due combinazioni di carico già considerate nel caso precedente. In particolare, è stata valutata la risposta posizionando il danneggiamento a quote diverse. Questo danneggiamento è stato inserito nel modello agli elementi finiti con una lunghezza ed un'altezza rispettivamente pari a 0.40 metri e 0.25 metri, per l'intero spessore del muro. Questa dimensione è stata scelta in seguito alla valutazione della documentazione fornita da West (2016/A) e da Widdowson (2014), seguita da un'analisi di sensibilità utilizzando diverse dimensioni possibili del danneggiamento, per valutare quale fornisse una significativa variazione delle tensioni rispetto alla struttura nella sua integrità.

Quindi, come già citato prima, il danneggiamento è stato inserito nella parte più snella della struttura ossia quella che poi è risultata effettivamente coinvolta nel collasso. La rimozione di materiale che simula questo danneggiamento è stato operato a quattro quote differenti come mostrato in Figura 52 per la Sezione 1 ed analogamente per la Sezione 2, poiché in queste rappresentavano le posizioni per la quale si otteneva maggiore incremento delle tensioni. Quindi, sono state condotte quattro analisi distinte, una per ogni posizione del danneggiamento ipotizzato.

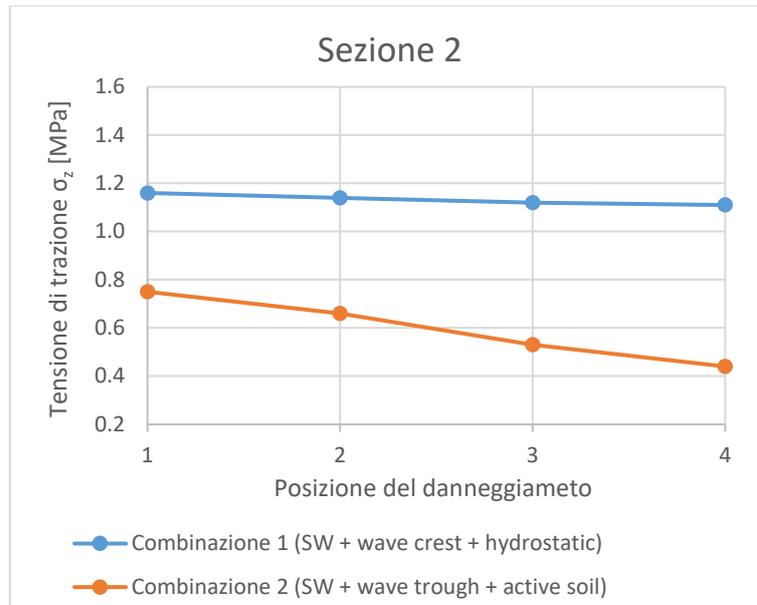


*Figura 52 - Posizionamento del danneggiamento localizzato a quattro quote diverse*

Terminate le diverse analisi, con il fine di valutare la posizione del danneggiamento che conduce ai risultati più sfavorevoli, i massimi valori della tensione, vale a dire quelli di trazione, sono stati riportati nel grafico in Figura 53 per la Sezione 1 ed in quello in Figura 54 per la Sezione 2.

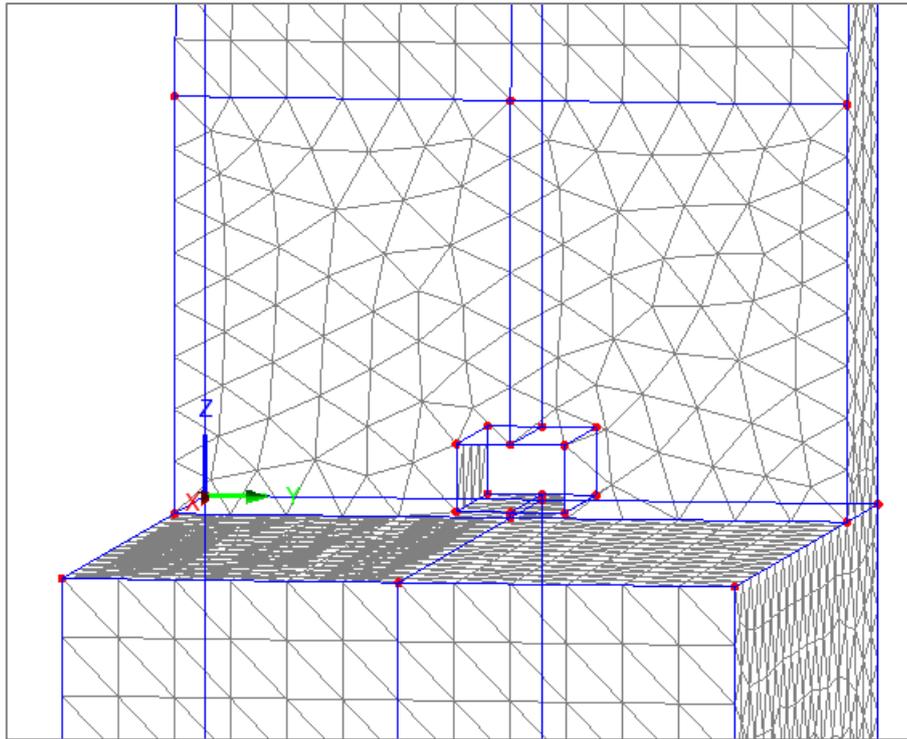


*Figura 53 - Valore massimo della tensione di trazione per la Sezione 1 relativamente a diverse posizioni del danneggiamento ipotizzato*



*Figura 54 - Valore massimo della tensione di trazione per la Sezione 2 relativamente a diverse posizioni del danneggiamento ipotizzato*

È chiaro che la posizione maggiormente sfavorevole in cui andare a considerare un possibile danneggiamento localizzato risulta essere la posizione 1 ossia alla base della parte più snella della struttura, poiché in questa maniera si ottengono dei valori di tensione più elevati. Il possibile danneggiamento inserito all'interno del modello agli elementi finiti è visibile in Figura 55.



*Figura 55 - Posizione più sfavorevole per l'inserimento del danneggiamento localizzato, mostrato in LUSAS*

Anche in questo caso, come al paragrafo precedente, fissata la posizione del danneggiamento, è stata portata a termine l'analisi ed è stato ottenuto l'andamento delle tensioni ' $\sigma_z$ '. Di seguito sono stati riportati gli output forniti dal software per entrambe le combinazioni dei carichi sia per la Sezione 1 (Figura 56 e Figura 57) che per la Sezione 2 (Figura 58 e Figura 59).

È utile ricordare nuovamente che l'output fornito da LUSAS presenta valori negativi per le tensioni di compressione e valori positivi per le tensioni di trazione, convenzione contraria a quella utilizzata nella teoria di Mohr-Coulomb precedentemente introdotta.

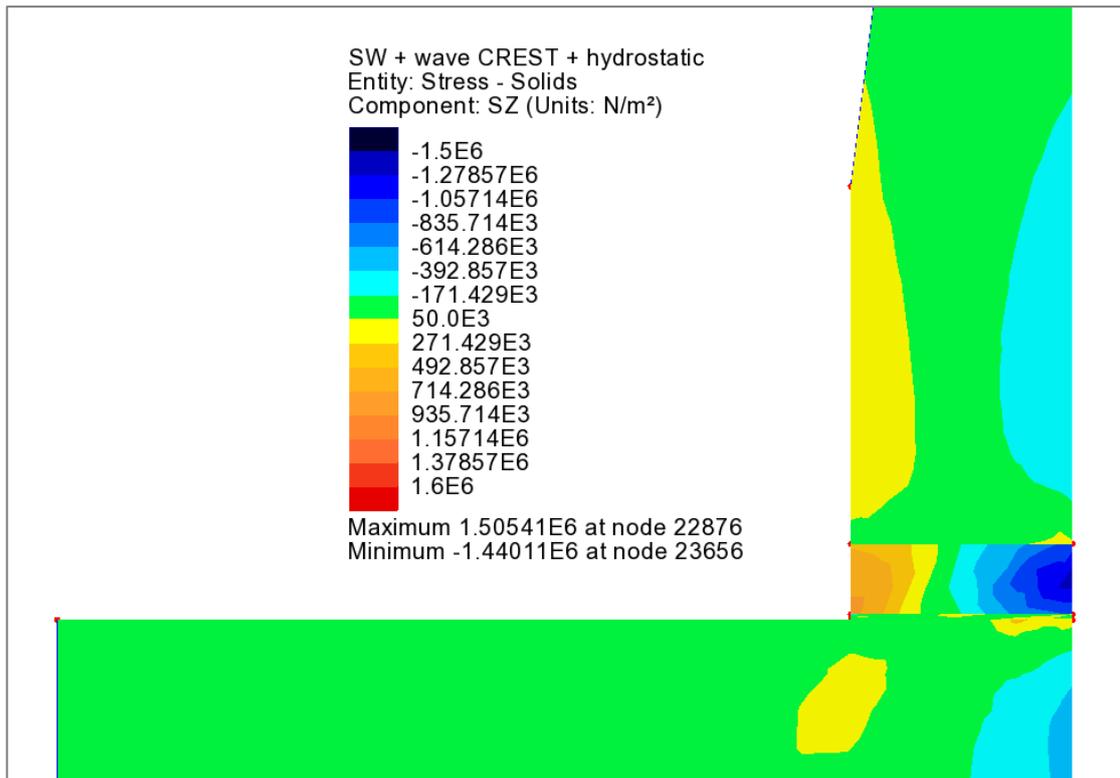


Figura 56 - Distribuzione delle tensioni per la Sezione 1 con il danneggiamento localizzato per la Combinazione 1

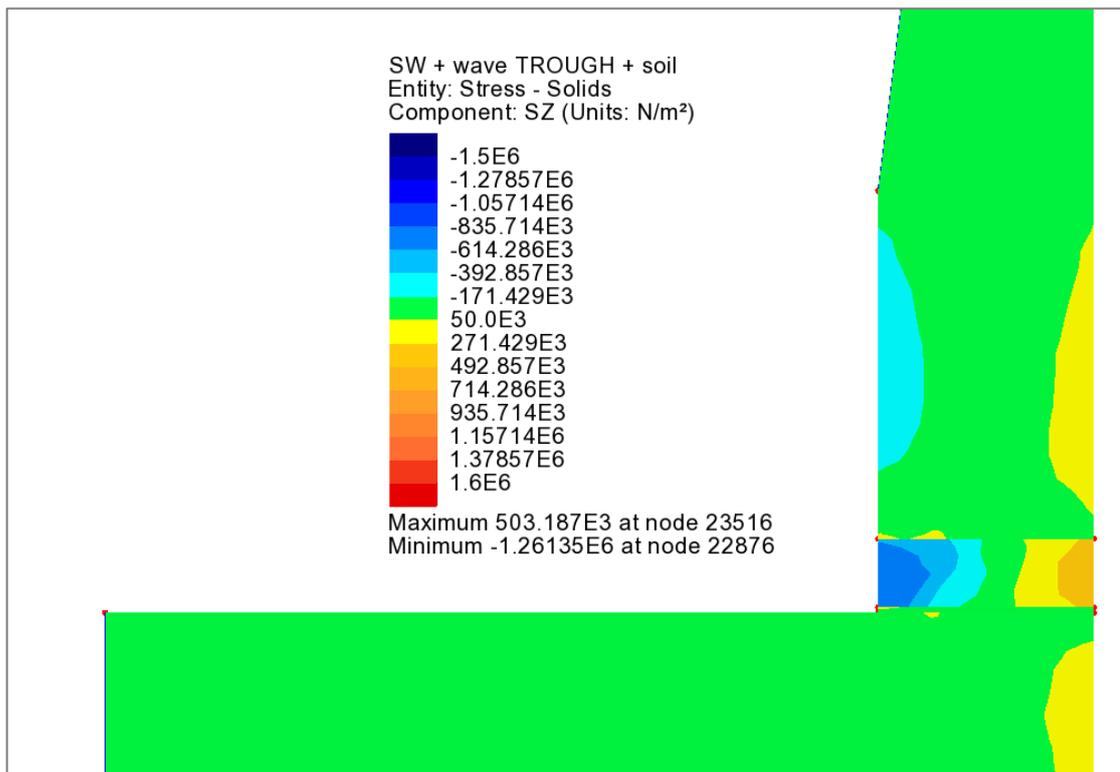
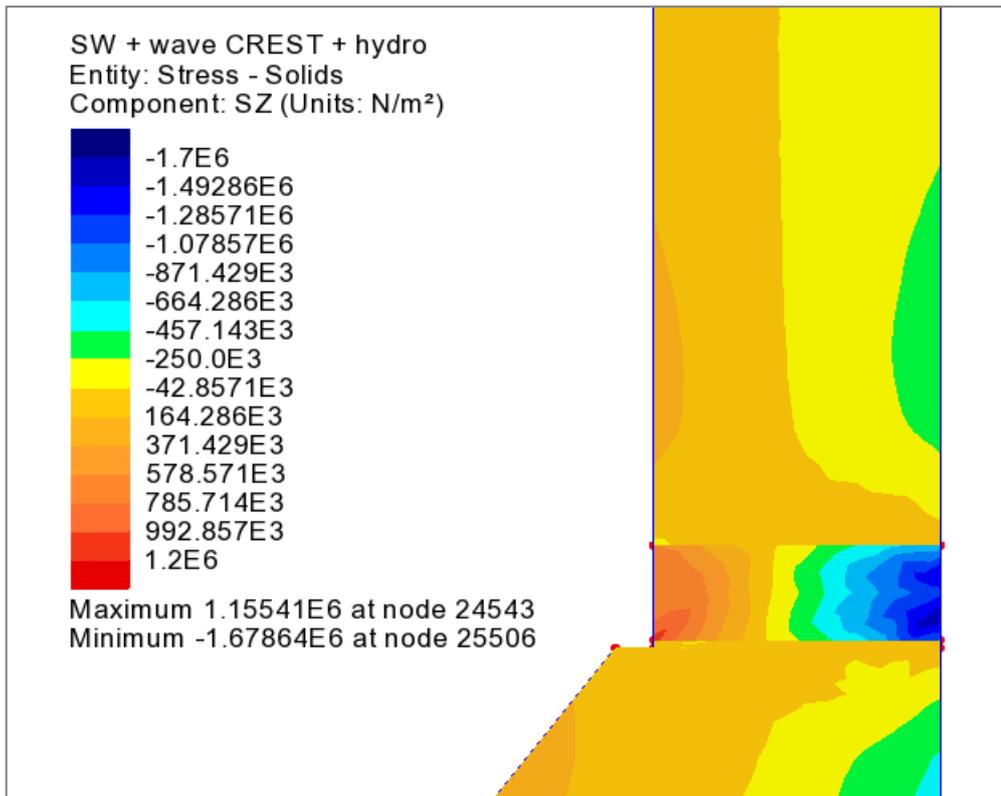
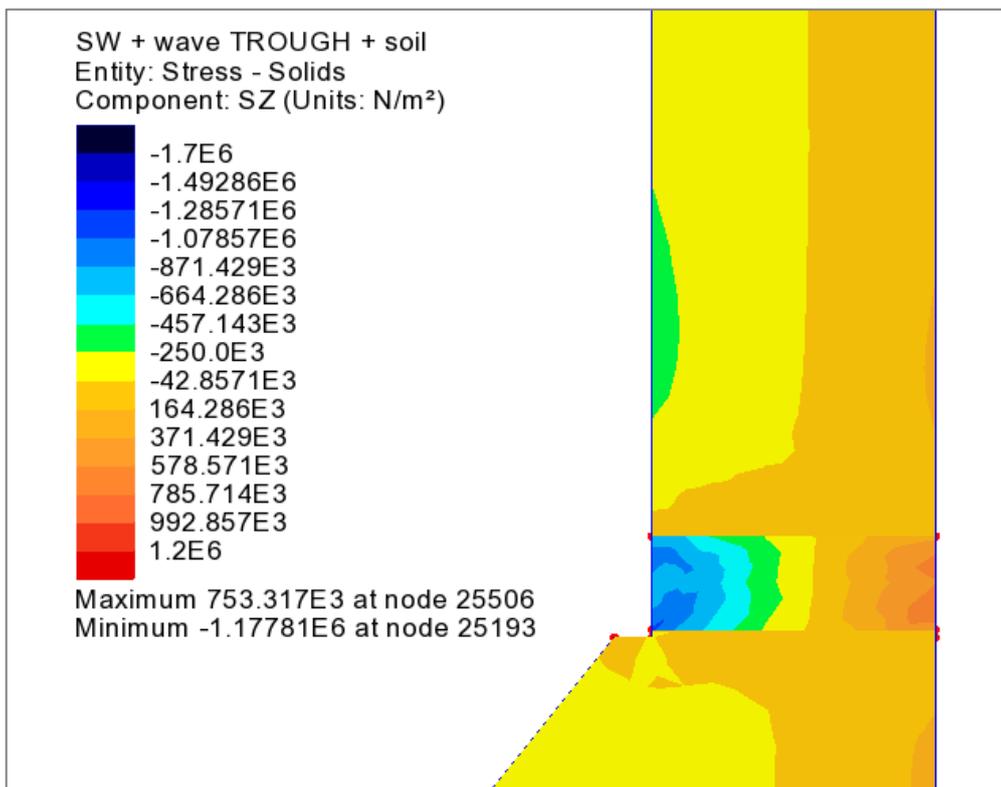


Figura 57 - Distribuzione delle tensioni per la Sezione 1 con il danneggiamento localizzato per la Combinazione 2



*Figura 58 - Distribuzione delle tensioni per la Sezione 2 con il danneggiamento localizzato per la Combinazione 1*



*Figura 59 - Distribuzione delle tensioni per la Sezione 2 con il danneggiamento localizzato per la Combinazione 2*

Anche per queste analisi, come al paragrafo precedente, sono stati identificati per ogni sezione e per ogni combinazione i valori di tensione minima (compressione) e massima (trazione). Dopo di ch , con il fine di individuare un insieme di punti che rappresentassero gli stati di tensione con i valori pi  alti all'interno dominio di resistenza,   stato considerato il massimo valore della tensione di taglio per ogni combinazione. Quindi, i punti caratterizzati dai valori appena ottenuti, sono stati cambiati di segno e sono stati individuati all'interno del dominio di resistenza riportato precedentemente in Figura 38, cos  come visibile in Figura 60 e Figura 61 per la Sezione 1 ed in Figura 62 e Figura 63 per la Sezione 2.

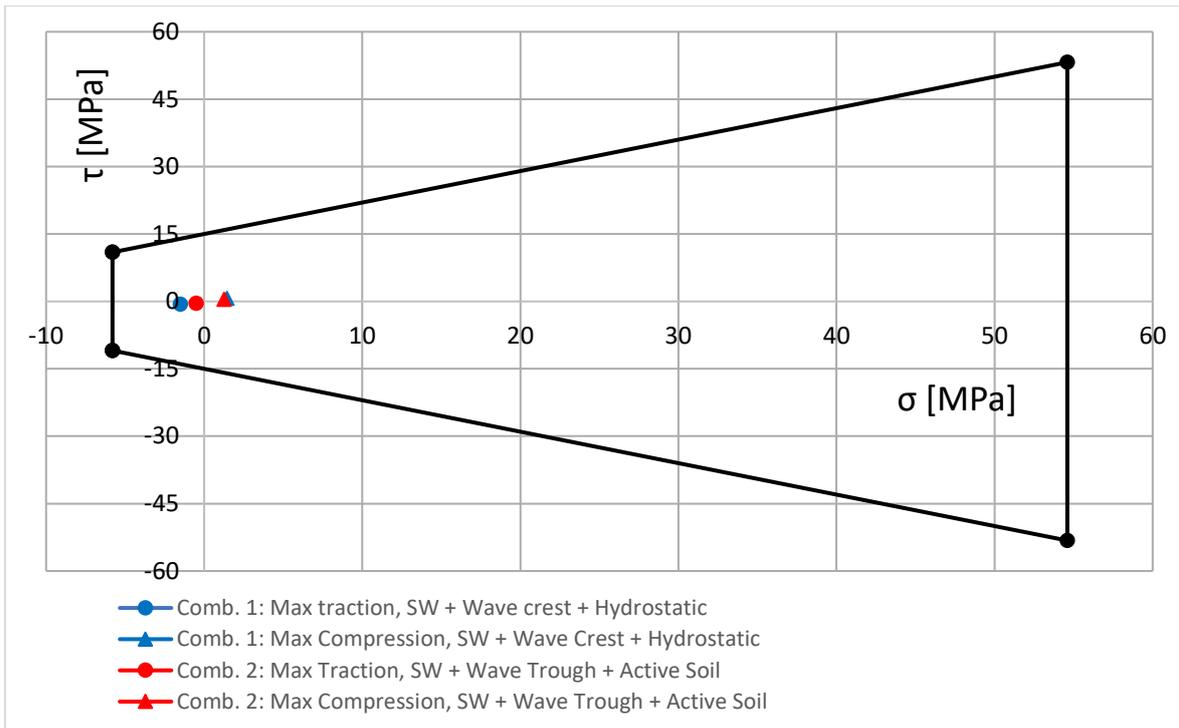


Figura 60 - Valori di massimi di tensione per le due combinazioni relativi alla Sezione 1 con il danneggiamento localizzato, all'interno del dominio di resistenza

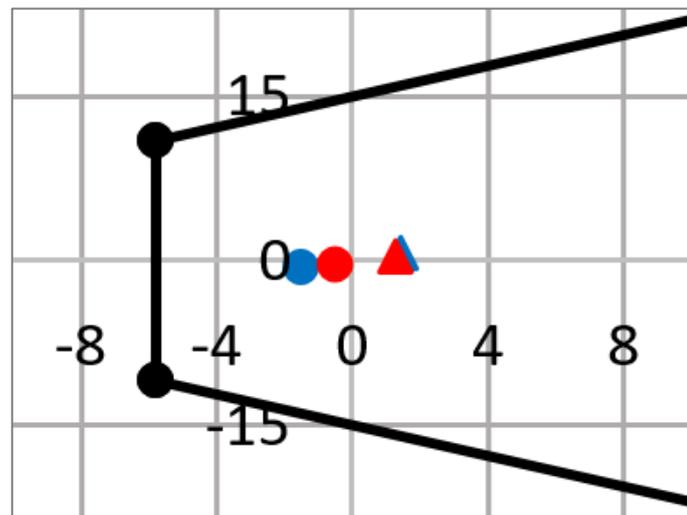


Figura 61 - Ingrandimento sui valori di massimi di tensione per le due combinazioni relativi alla Sezione 1 con il danneggiamento localizzato, all'interno del dominio di resistenza

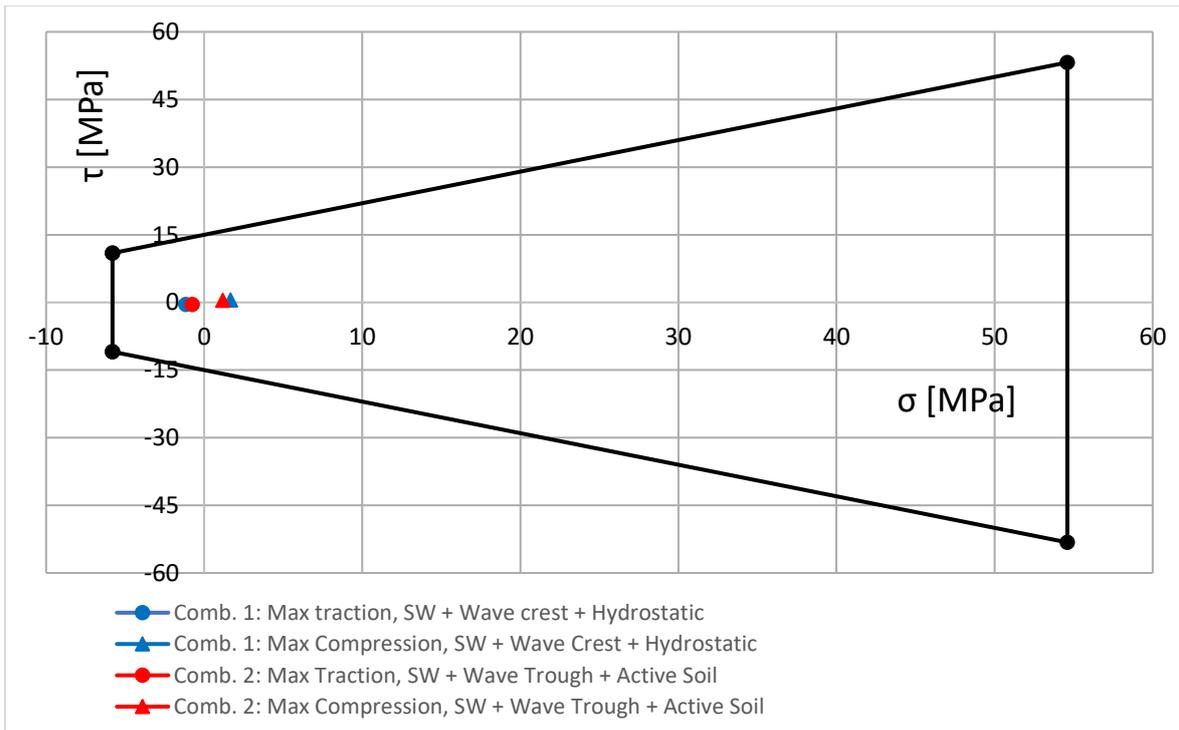


Figura 62 - Valori di massimi di tensione per le due combinazioni relativi alla Sezione 2 con il danneggiamento localizzato, all'interno del dominio di resistenza

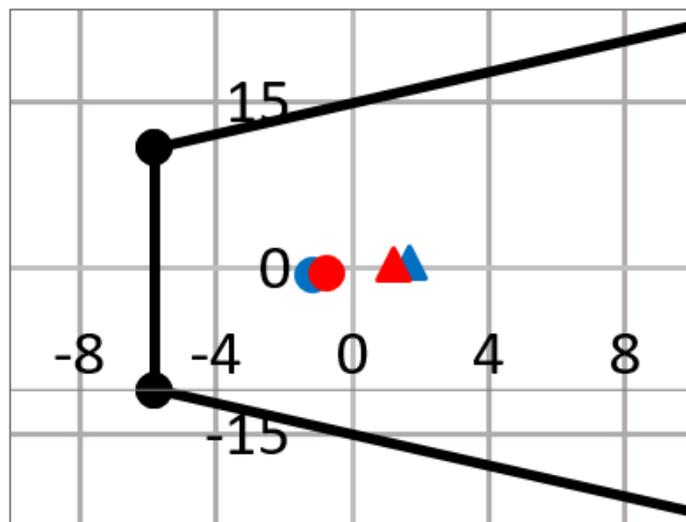


Figura 63 - Ingrandimento sui valori di massimi di tensione per le due combinazioni relativi alla Sezione 2 con il danneggiamento localizzato, all'interno del dominio di resistenza

Come atteso, la simulazione della risposta del muro in seguito ad un danneggiamento localizzato porta ad una concentrazione (e quindi un

incremento) degli sforzi nei pressi della posizione ipotizzata per il suddetto danneggiamento.

### 6.4.3 Analisi dei risultati delle verifiche di resistenza

I risultati ottenuti al termine di queste due distinte analisi sono riportati in Tabella 10 per la Sezione 1 ed in Tabella 11 per la Sezione 2, in cui sono stati riportati i valori massimi della tensione per la sezione intatta e quelli per la sezione con l'ipotizzato danneggiamento localizzato. Quindi è stato riportato anche il fattore di incremento che si ottiene dal rapporto tra i due valori.

*Tabella 10 - Valori di tensione per la Sezione 1 per la struttura intatta e per la struttura danneggiata, per entrambe le combinazioni di carico*

<b>COMBINAZIONE</b>	<b>Tipologia di tensione</b>	<b>Struttura intatta [MPa]</b>	<b>Struttura danneggiata [MPa]</b>	<b>Fattore di incremento</b>
<b>1: SW + Wave Crest + Hydrostatic</b>	Trazione	-0.73	-1.51	2.07
	Compressione	0.85	1.44	1.69
<b>2: SW + Wave Trough + Active Soil</b>	Trazione	-0.36	-0.50	1.39
	Compressione	0.71	1.26	1.77

*Tabella 11 - Valori di tensione per la Sezione 2 per la struttura intatta e per la struttura danneggiata, per entrambe le combinazioni di carico*

<b>COMBINAZIONE</b>	<b>Tipologia di tensione</b>	<b>Struttura intatta [MPa]</b>	<b>Struttura danneggiata [MPa]</b>	<b>Fattore di incremento</b>
<b>1: SW + Wave Crest + Hydrostatic</b>	Trazione	-1.12	-1.16	1.04
	Compressione	0.89	1.68	1.89
<b>2: SW + Wave Trough + Active Soil</b>	Trazione	-0.43	-0.75	1.74
	Compressione	1.05	1.18	1.12

Considerando i valori di tensione limite considerati nella valutazione del dominio di resistenza presentato nella parte iniziale di questo capitolo (Figura 38), è possibile valutare il fattore di sicurezza nei confronti di questo meccanismo di collasso consistente nel raggiungimento della resistenza limite del materiale.

Essendo i valori di tensione di trazione ottenuti per le diverse analisi decisamente più bassi della resistenza limite, è possibile affermare che la struttura permane certamente all'interno del dominio elastico, in particolare, i diversi valori del fattore di sicurezza valutabili tramite il rapporto tra resistenza limite e tensione ottenuta sono stati riportati in: Tabella 12 per la Sezione 1 intatta, in Tabella 13 per la Sezione 1 in cui è stato ipotizzato un danneggiamento localizzato, in Tabella 14 per la Sezione 2 intatta ed in Tabella 15 per la Sezione 2 in cui è stato ipotizzato un danneggiamento localizzato.

Tabella 12 – Valori massimi della tensione di trazione per la **Sezione 1** intatta per entrambe le combinazioni di carico e relativi fattori di sicurezza

<b>COMBINAZIONE</b>	<b>Struttura intatta [MPa]</b>	<b>Resistenza limite [MPa]</b>	<b>Fattore di sicurezza</b>
<b>1: SW + Wave Crest + Hydrostatic</b>	-0.73	-5.8	8.0
<b>2: SW + Wave Trough + Active Soil</b>	-0.36	-5.8	16.1

Tabella 13 - Valori massimi della tensione di trazione per la **Sezione 1** con il danneggiamento ipotizzato per entrambe le combinazioni di carico e relativi fattori di sicurezza

<b>COMBINAZIONE</b>	<b>Struttura danneggiata [MPa]</b>	<b>Resistenza limite [MPa]</b>	<b>Fattore di sicurezza</b>
<b>1: SW + Wave Crest + Hydrostatic</b>	-1.51	-5.8	3.8
<b>2: SW + Wave Trough + Active Soil</b>	-0.50	-5.8	11.6

Tabella 14 - Valori massimi della tensione di trazione per la **Sezione 2** intatta per entrambe le combinazioni di carico e relativi fattori di sicurezza

<b>COMBINAZIONE</b>	<b>Struttura intatta [MPa]</b>	<b>Resistenza limite [MPa]</b>	<b>Fattore di sicurezza</b>
<b>1: SW + Wave Crest + Hydrostatic</b>	-1.12	-5.8	5.2
<b>2: SW + Wave Trough + Active Soil</b>	-0.43	-5.8	13.5

*Tabella 15 - Valori massimi della tensione di trazione per la **Sezione 2** con il danneggiamento ipotizzato per entrambe le combinazioni di carico e relativi fattori di sicurezza*

<b>COMBINAZIONE</b>	<b>Struttura danneggiata [MPa]</b>	<b>Resistenza limite [MPa]</b>	<b>Fattore di sicurezza</b>
<b>1: SW + Wave Crest + Hydrostatic</b>	-1.16	-5.8	5.0
<b>2: SW + Wave Trough + Active Soil</b>	-0.75	-5.8	7.7

## **7. Possibili interventi**

Con il fine di migliorare la stabilità della struttura sono stati valutati dei possibili interventi da agiscano direttamente o indirettamente su di essa, così da aumentarne il grado di sicurezza. L'obiettivo è, quindi, quello di evitare probabili futuri crolli della struttura, dato che questi si sono susseguiti con costanza nel tempo, come presentato nel paragrafo "Storia del Dawlish Seawall", e poiché, in base al rapporto presentato da Network Rail (2017) e come approfonditamente studiato da Dawson, Shaw and Roland Gehrels (2016), a causa del cambiamento climatico e del conseguente innalzamento del livello delle acque, la struttura fatta costruire da Sir Brunel risulterà esposta ad un rischio sempre crescente.

La ricerca di una o più tipologie di intervento è stata portata avanti basandosi prevalentemente su due principi esposti di seguito:

- tutelare il valore storico ed estetico che l'opera detiene dato che questa potrebbe essere definita senza difficoltà un bene culturale come tante altre strutture, visti anche gli effetti che ha sortito in tutti gli aspetti della vita della regione e dei suoi abitanti;
- evitare la chiusura della tratta ferroviaria alle sue spalle se non per brevissimi periodi strettamente necessari, data l'importanza che quest'ultima detiene nella vita delle regioni Devon e Cornovaglia.

Di seguito sono, quindi, riportati nello specifico i possibili interventi proposti:

- inserimento di tiranti di ancoraggio;
- realizzazione di drenaggi;
- realizzazione di opere di difesa nei confronti della tracimazione;
- realizzazione di opere di difesa nei confronti dell'erosione.

### **7.1 Inserimento di tiranti di ancoraggio**

Come esposto nel capitolo "Analisi di Stabilità e di Resistenza", i valori più bassi dei fattori di sicurezza per entrambe le sezioni del muro analizzate, sono stati ottenuti nella valutazione della stabilità nei confronti del meccanismo di ribaltamento. In particolare, seppure entrambi i fattori di sicurezza calcolati

presentassero valori superiori ad 1, risultavano essere comunque minori del valore minimo fornito dalla normativa italiana DM 11.03.1988 pari a 1.5. Quindi è stata ricercata una possibilità di intervento per ottenere dei valori del fattore di sicurezza almeno superiori a 2, quindi certamente più vicini a quelli ottenuti per la verifica di sicurezza nei confronti del meccanismo di scorrimento.

Nel rispetto dei due punti sopra riportati per la scelta della tipologia di intervento è stata esclusa la possibilità di realizzare degli “intonaci armati” costituiti da rete e malte da intonaco, così come l’ispessimento del muro tramite la realizzazione di uno strato in cemento armato poiché entrambe le soluzioni andrebbero a occultare lo storico muro di contenimento davanti al mare. Allo stesso modo, la realizzazione di una berlinese a tergo del muro è stata esclusa poiché sarebbe stata necessaria l’interruzione del collegamento ferroviario per periodi lunghi. Quindi, è stata identificata la possibilità di utilizzare dei tiranti di ancoraggio come rappresentato in Figura 64 da Colombo e Colleselli (2004) poiché vi è la possibilità di operare unicamente da valle della struttura.

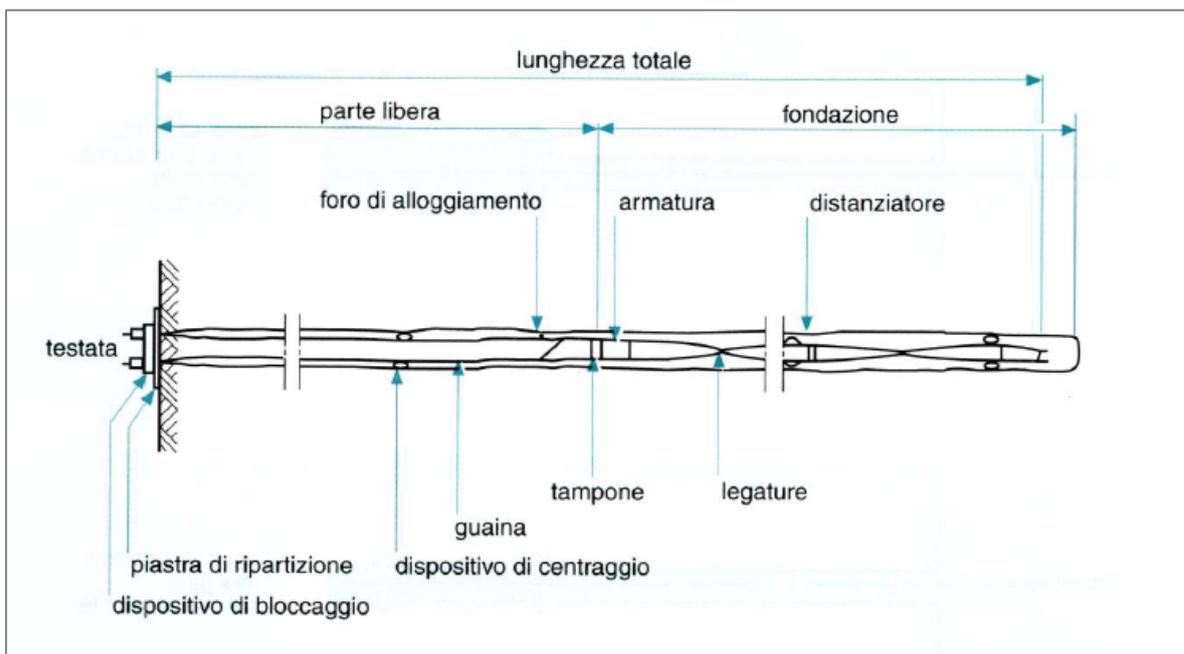


Figura 64 – Esempio di realizzazione di in tirante (Colombo e Colleselli, 2004)

Questa scelta è stata effettuata poiché, come spiegato da MG EdilCostruzioni Srl (2018), azienda operante nel settore, questi vengono spesso impiegati per sostenere paratie, diaframmi, per consolidare rive a mare, fronti rocciosi naturali, ecc. Questa soluzione consiste principalmente in trefoli inseriti da valle della struttura tramite delle perforazioni e delle iniezioni di miscele cementizie ad alta pressione per la realizzazione di bulbi in grado di resistere grazie all'attrito sviluppato con il terreno (MG EdilCostruzioni Srl, 2018).



*Figura 65 - Perforazione per l'inserimento dei tiranti (MG EdilCostruzioni Srl, 2018)*

Per far sì che il tirante trasferisca la propria azione in maniera omogenea e distribuita alla struttura senza creare dei danni alla stessa, è necessaria l'introduzione di una piastra che può essere realizzata in cemento armato. Ricordando l'obiettivo prima preposto, vale a dire di intaccare il fattore estetico della struttura nella maniera più limitata possibile, è immaginabile realizzare una piastra in cemento armato che abbia al massimo un'altezza di 70 cm dal piano di posa della parte superiore del muro e che si estenda in tutta la lunghezza dello stesso. Su questa devono essere innestate le piastre metalliche di ancoraggio dei tiranti, simili a quelle mostrate in Figura 66 e che, come consigliato da Marchese Group Srl. (2018), anch'essa azienda operante nel settore, non devono avere una dimensione minore di 40 cm x

40 cm. Per quanto riguarda queste ultime e gli elementi necessari per ancorare i trefoli (boccole e cunei di bloccaggio) è bene che si utilizzino delle vernici zincate in maniera da proteggerli dalla corrosione dovuta all'esposizione dell'ambiente marino. Questa scelta risulta ottimale anche perché il fattore di sicurezza al ribaltamento su cui si vuole intervenire è quello calcolato in corrispondenza della base della struttura.



*Figura 66 – Esempio di piastra di ancoraggio con tiranti (I.S.I. Italia s.r.l, 2018)*

Nello specifico si inizia con la perforazione del muro e del terreno alle spalle della struttura così da realizzare il foro all'interno del quale verrà inserito un tubo in cui verranno a loro volta inseriti i trefoli e quindi la prima fase di iniezione della miscela cementizia che avrà anche la funzione di sigillare i trefoli poiché questi sono particolarmente suscettibili ai fenomeni di corrosione. Dopo di che, nella seconda fase, verranno realizzati dei bulbi di cemento sfruttando la possibilità di iniettare la miscela ad alta pressione all'intero del foro, la quale andrà non solo a legarsi ai trefoli ma anche a comprimere il terreno presente nell'intorno con un effetto certamente benefico nei confronti dell'attrito poiché questi bulbi saranno in grado di trasferire il carico al terreno proprio mediante l'esplicazione dell'attrito lungo la propria

superficie laterale. Come spiegato da Colombo e Colleselli (2004), la lunghezza della zona di ancoraggio è ovviamente di fondamentale importanza e bisogna prestare attenzione a non considerare la parte di tirante che è compresa all'interno del cuneo di spinta attiva relativo al terreno poiché in questa zona non si deve considerare l'attrito esplicitato tra terreno e tirante. Questa zona si estende all'interno del terreno individuato da una retta con origine alla base del muro ed inclinata rispetto allo stesso di un angolo pari all'angolo di attrito del terreno ' $\varphi$ '. Una volta terminata la fase di getto si procede alla tesatura dei trefoli (Figura 67), a cui segue il posizionamento delle boccole e dei cunei di bloccaggio.



*Figura 67 – Esempio di tesatura dei trefoli costituenti il tirante (Società Costruzioni Specializzate, 2018)*

Si è proceduto, quindi, ad un possibile dimensionamento dei tiranti. Per la scelta dei trefoli ci si è riferiti per comodità al catalogo presentato dall'azienda ArcelorMittal (2010) che presenta diverse soluzioni possibili. Quindi sono stati considerati dei trefoli a 7 fili appartenenti alla tipologia "Standard italiano DM 14/01/2008" con caratteristiche riportate in Tabella 16:

Tabella 16 – Caratteristiche del trefolo scelto (ArcelorMittal, 2010)

Diametro nominale ["] - [mm]	3/8 – 9.30
Area [mm <sup>2</sup> ]	52
Resistenza caratteristica a trazione [MPa]	1860
Resistenza caratteristica a trazione all'1% di allungamento [MPa]	1670

Dividendo la resistenza caratteristica a trazione all'1% di allungamento per un coefficiente di sicurezza pari a 1.15 fornito dall'Eurocodice 2 (EN 1992-1-1: Eurocode 2, 2004) è possibile ottenere una resistenza a trazione di calcolo pari a 1452 MPa. Quindi, per tenere conto di tutte le perdite di tensione dovute ai diversi fenomeni che interessano le armature da precompressione e visto l'ambiente particolarmente aggressivo, in via del tutto cautelativa è stata operata una riduzione del 20% della resistenza, ottenendo un valore pari a 1160 MPa. Come descritto da Giordano (2016), i principali fenomeni appena citati si distinguono in: quelli a breve termine come l'attrito tra cavo e guaina o tra cavo e deviatore ed il rientro degli ancoraggi, ed in quelli a lungo termine come ritiro, fluage e rilassamento dovuti ai fenomeni reologici dei materiali.

Quindi la forza che ogni trefolo può esplicare è pari al prodotto tra l'area del singolo trefolo e la resistenza a trazione ridotta appena valutata e risulta pari a 60 KN.

Questi vengono inseriti a tre a tre in una piastra di ancoraggio simile a quelle già mostrate in Figura 66, inclinata di un angolo pari 20°. Si è deciso di posizionare le piastre ad una distanza progressiva pari a 2 metri.

Come spiegato precedentemente, risulta di fondamentale importanza la lunghezza attiva di ancoraggio del tirante all'interno del terreno, necessaria per il trasferimento delle tensioni di trazione a questo attraverso l'attrito. La lunghezza del bulbo, quindi, può essere valutata tramite la teoria presentata da Lancellotta e Calavera Ruiz (1999) poiché questi forniscono le formulazioni per il calcolo della tensione di attrito (Eq. 24) e per il calcolo della

forza di attrito totale che si sviluppa tra terreno e tirante (Eq. 25). Sono quindi riportate di seguito le due formule appena citate:

$$f_s = \gamma_d * h * \tan \varphi$$

(Eq. 24)

dove: ' $\gamma_d$ ' è il peso specifico del terreno, ' $h$ ' è la profondità a cui è posizionato il bulbo, ' $\varphi$ ' è l'angolo di attrito del terreno.

$$F_S = \pi * D_b * L_b * f_s$$

(Eq. 25)

dove: ' $D_b$ ' è il diametro del bulbo, ' $L_b$ ' è la lunghezza attiva dello stesso e ' $f_s$ ' la tensione di attrito appena calcolata.

È necessario che la forza di attrito sviluppata tra bulbo e terreno risulti pari a quella espressa dal tirante, vale a dire il triplo del prodotto tra resistenza a trazione ridotta ed area del singolo trefolo, poiché ogni tirante è composto da tre trefoli. La lunghezza attiva minima del bulbo è quindi pari a 6.9 metri, considerando nello specifico un diametro del bulbo pari a 20 centimetri. Questa può essere incrementata del 20% a favore di sicurezza.

Terminata la fase di progettazione del tirante è possibile andare a rivalutare il fattore di sicurezza nei confronti del meccanismo di ribaltamento implementando l'effetto favorevole offerto da questi all'interno dell'equazione riportata al paragrafo "Verifica a Ribaltamento" (Eq. 22).

$$FS_{ribaltamento} = \frac{W * x_G + T * y_T}{S_a * y_a + S_{wt} * y_{sw}}$$

(Eq. 26)

dove: ' $S_a$ ', ' $S_{wt}$ ', ' $y_a$ ', ' $y_{sw}$ ', ' $W$ ' e ' $x_G$ ' hanno lo stesso significato riportato precedentemente, mentre ' $T$ ' è la forza impressa alla struttura dal tirante e ' $y_T$ ' è il braccio della forza appena descritta rispetto al punto di possibile rotazione.

Questa proposta di intervento è stata condotta, per completezza, per entrambe le sezioni del muro analizzate seppure la Sezione 1 sia stata completamente ricostruita secondo le metodologie spiegate nel paragrafo “Ricostruzione dopo il danneggiamento” in seguito al celebre collasso del 2014.

I risultati ottenuti in seguito all’inserimento dei tiranti sono riassunti in Tabella 17, in cui sono riportati non solo i fattori di sicurezza prima e dopo ma anche il coefficiente incrementale che permette di capire l’efficacia dell’intervento proposto.

*Tabella 17 - Fattore di sicurezza prima dell'intervento, dopo l'intervento e coefficiente di incremento*

<b>Sezione</b>	<b>Fattore di sicurezza pre-intervento</b>	<b>Fattore di sicurezza post-intervento</b>	<b>Coefficiente di incremento</b>
1	1.34	2.78	2.07
2	1.32	2.76	2.09

Risulta quindi di immediata comprensione come questo tipo di intervento possa portare dei benefici in termini di stabilità alla struttura, intaccandone l’estetica in maniera limitata.

## **7.2 Realizzazione di drenaggi**

Com’è risaputo la presenza di acqua ha sempre effetti negativi su qualsiasi struttura, in particolar modo, quando si tratta di acqua marina che possiede una grande quantità di cloruri, questa risulta ancora più pericolosa poiché questi sali favoriscono un più rapido e profondo degrado dei materiali costituenti l’opera.

Per evitare che in seguito al fenomeno della tracimazione o banalmente in seguito a fenomeni piovosi, l’acqua permanga per diverso tempo a contatto con la struttura o che comunque provochi un aumento delle pressioni su di

essa a causa della sua filtrazione verso il basso, è possibile realizzare dei drenaggi all'interno del muro, agendo anche questa volta da valle, senza che vi sia bisogno di rimuovere il terreno alle sue spalle (e quindi sospendere l'attività della linea ferroviaria). Permettendo quindi lo sfogo dell'acqua, si evitano diversi danni tra cui il degrado ed il successivo sgretolamento degli elementi rocciosi e della malta di cui il muro è composto.

Possono essere, quindi, realizzati dei fori circolari di piccolo diametro compreso tra 6 ed 8 centimetri per tutto lo spessore del muro e nel terreno, per permettere la captazione dell'acqua. Questi possono essere operati tramite tradizionali sistemi di carotaggio, come visibile nell'esempio riportato in Figura 68.



*Figura 68 - Esempio di realizzazione di drenaggi sub-orizzontali in un muro in pietrame tramite perforazione (Acquistapace Daniele S.n.c., 2018)*

All'interno dei fori devono essere posti dei tubi appositamente prodotti per il drenaggio nei terreni, questi solitamente vengono realizzati a doppia parete e rivestiti con filtro sintetico in "geotessuto" anche detto "tessuto non tessuto"

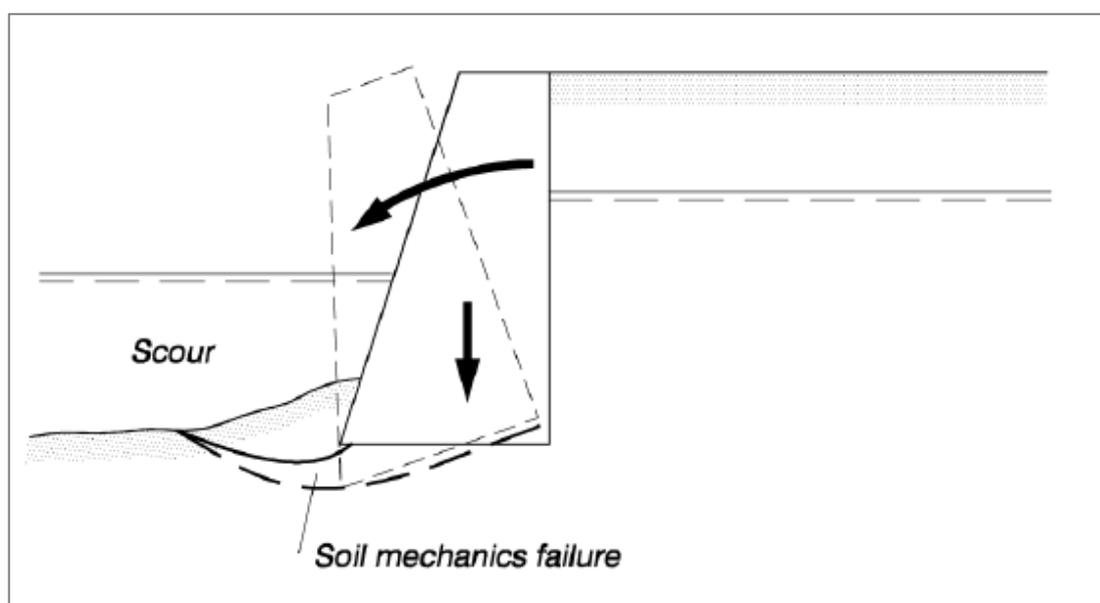
(Termoplastica Sas, 2011). Questi devono, ovviamente, sporgere per pochi centimetri dalla superficie della struttura per evitare che l'acqua ricada su di essa. È consigliabile realizzare questi fori nei pressi della base della struttura e ad una distanza reciproca di circa 2 metri in orizzontale, così da permettere un deflusso dell'acqua ottimale.

### **7.3 Difesa dalla tracimazione**

Il fenomeno della tracimazione ricopre notevole importanza nella valutazione della difesa delle strutture a mare poiché questo porta con sé diverse conseguenze. In primo luogo vi sono le possibili interruzioni della linea ferroviaria alle spalle del muro dovute ai danneggiamenti provocati dall'acqua ed il pericolo immediato generato sugli utenti che possono trovarsi a tergo o sopra la struttura, come in questo caso, essendovi in cima un percorso pedonale. Altre due possibili conseguenze sono collegate direttamente alla stabilità della struttura stessa: l'erosione del suolo alle spalle della struttura e l'aumento della pressione sul muro in seguito ai moti di filtrazione che si innescano, quindi il degrado dei materiali costituenti il muro. Per evitare le ultime due è stata già discussa al paragrafo precedente ("Realizzazione di drenaggi") la possibilità di realizzare un sistema di drenaggi che permetta lo sfogo dell'acqua. Per quanto riguarda le prime due ed in generale il fenomeno della tracimazione, invece, vi sono due possibilità di intervento: la realizzazione di una "qualche forma di naso" (Van der Meer et al., 2016) ossia un prolungamento del muro inclinato nella direzione orizzontale (già presente nel Muro di Dawlish) o una parete di ritorno (Van der Meer et al., 2016) che permetta di deviare verso il largo la massa d'acqua durante la risalita. Infine il rimedio con i maggiori benefici è banalmente rappresentato dall'aumento dell'altezza del muro, così da rendere più difficoltoso il superamento della struttura da parte dell'onda.

## 7.4 Difesa dall'erosione

La difesa della costa e quindi del suolo su cui la struttura poggia, è un argomento di fondamentale importanza per questa tipologia di muri a mare che devono sopportare, tra gli altri, anche gli effetti del moto ondoso. Seppure l'erosione alla base della struttura non sia direttamente analizzata in questo lavoro di tesi, è corretto citarlo come una delle possibili concause che ha portato al crollo del muro, non solo nell'inverno del 2014 ma anche nei diversi cedimenti che nel tempo hanno interessato la struttura, riportati nel paragrafo "Storia del Dawlish Seawall". Come riportato da USACE: U.S. Army Corps of Engineers (2002) e da Tomasicchio et al. (1996), questo fenomeno è una delle maggiori criticità da affrontare quando ci si occupa di ingegneria costiera, non solo quando si analizzano muri di fronte al mare ma in generale per gran parte delle strutture che subiscono gli effetti del moto ondoso (Figura 69).



*Figura 69 - Tipico meccanismo di ribaltamento causato dall'erosione del piede (USACE: U.S. Army Corps of Engineers, 2002)*

Vengono qui sintetizzati, in via del tutto speculativa, i principali interventi che possono essere operati per aumentare il grado di difesa di una struttura nei confronti dell'erosione del suolo alla base, un pericolo mitizzabile ma mai

completamente eliminabile, poiché vi sarà sempre l'azione operata dal moto ondoso.

Come indicato da USACE: U.S. Army Corps of Engineers (2002), un intervento spesso utilizzato per ridurre l'erosione della spiaggia consiste nell'introduzione dei cosiddetti "pennelli" (Figura 70). Un altro metodo tipico, nuovamente citato da USACE: U.S. Army Corps of Engineers (2002), è rappresentato dal diretto ripascimento della spiaggia per riposizionare la sabbia erosa dal moto ondoso e, come consigliato da Tomasicchio et al. (1996) il successivo posizionamento di "materiale di cava di modesto spessore, anche mediante l'uso di geosintetici stesi per adeguata larghezza sotto la mantellata e zavorrati nella parte esterna", come visibile in Figura 71.



*Figura 70 – Esempio di realizzazione di pennelli per la protezione della costa (MOSE Venezia, 2007)*

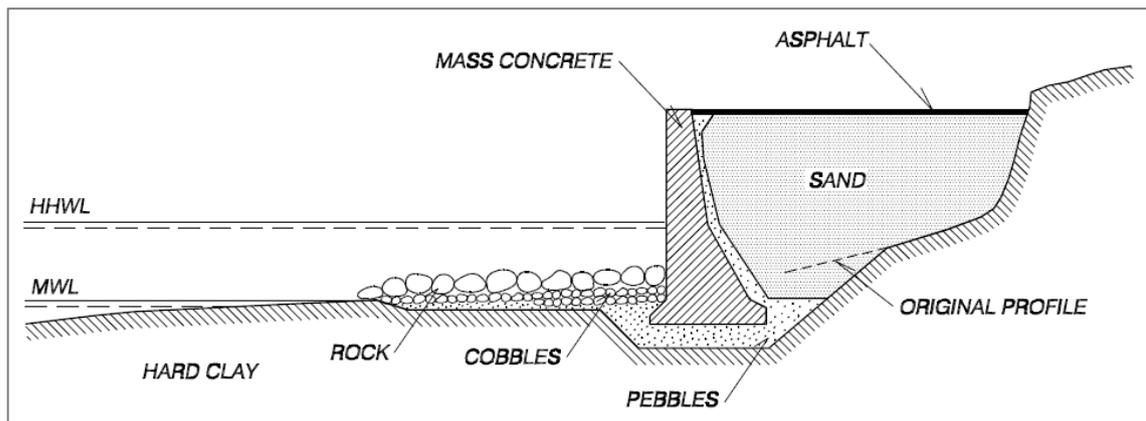


Figura 71 - Protezione della base del muro con posizionamento di ciottoli e rocce (USACE: U.S. Army Corps of Engineers, 2002)

Nell'ottica di realizzazione di una soluzione a lungo termine al problema dell'erosione, Network Rail (2014) cita la possibilità di realizzare una barriera immediatamente a valle delle strutture che subiscono il moto ondoso ed i suoi effetti o comunque a poca distanza dalla costa. Questa può essere formata da massi sciolti di dimensioni più o meno grandi e/o da elementi prefabbricati in cemento armato chiamati proprio "armor units" prodotti in diverse forme e dimensioni (tetrapods, tripods, core-lock, ecc.) (Bakker et al., 2003). Sempre in questo senso, Tomasicchio et al. (1996) riporta la possibilità di realizzare una diga frangiflutto, facendo distinzione tra: le opere a gettata, anche dette a scogliera, e le opere a parete verticale o sub-verticale. Generalmente diversi fattori concorrono nella scelta dell'una o dell'altra tra i quali: caratteristiche del fondale, del terreno di fondazione, dei materiali disponibili, ecc. (Tomasicchio et al., 1996).

È ovvio come questi interventi proposti per la riduzione dell'erosione del suolo davanti e sotto le strutture a mare, abbiano anche il vantaggio di ridurre il fenomeno della tracimazione analizzato al paragrafo precedente ("Difesa dalla tracimazione").

Come riportato da Tomasicchio et al. (1996) le dighe a gettata o a scogliera (Figura 72) sono costituite principalmente da:

- uno strato di fondazione posizionato tra il piano di posa e la base della struttura;

- un nucleo composta da pietrame inclinato in entrambe la direzione, verso il largo e verso riva;
- una mantellata, vale a dire uno o più strati di rivestimento costituiti da massi naturali o artificiali di diversa forma;
- uno o più strati di filtro posizionati tra mantellata e nucleo, questi avranno la funzione di evitare la fuoriuscita del materiale costituente il nucleo durante la fase di cavo e riflusso dell'onda;
- una sovrastruttura formata generalmente da una parte in cemento armato per evitare o comunque mitigare la tracimazione dell'onda.

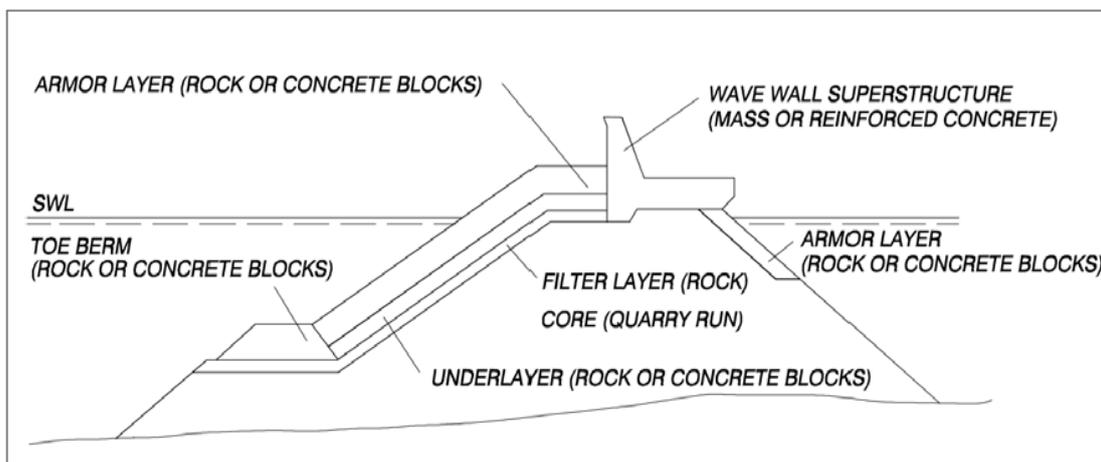


Figura 72 - Esempio di diga a gettata (USACE: U.S. Army Corps of Engineers, 2002)

Mentre, considerando nuovamente la descrizione riportata da Tomasicchio et al. (1996), le dighe a parete sono principalmente strutture a gravità (Figura 73) che poggiano su un basamento formato da materiale di cava e con in sommità un muro paraonde solitamente in cemento armato e generalmente sub-verticale. In genere la parte di mezzo tra basamento e muro superiore è formata da massi prefabbricati in cemento armato o cassoni in cui viene inserito materiale di riempimento o calcestruzzo magro. Nel caso in cui il terreno su cui si vuole realizzare la diga a parete abbia scarse caratteristiche di capacità portante, queste possono essere posizionate su pali o comunque su palancole.

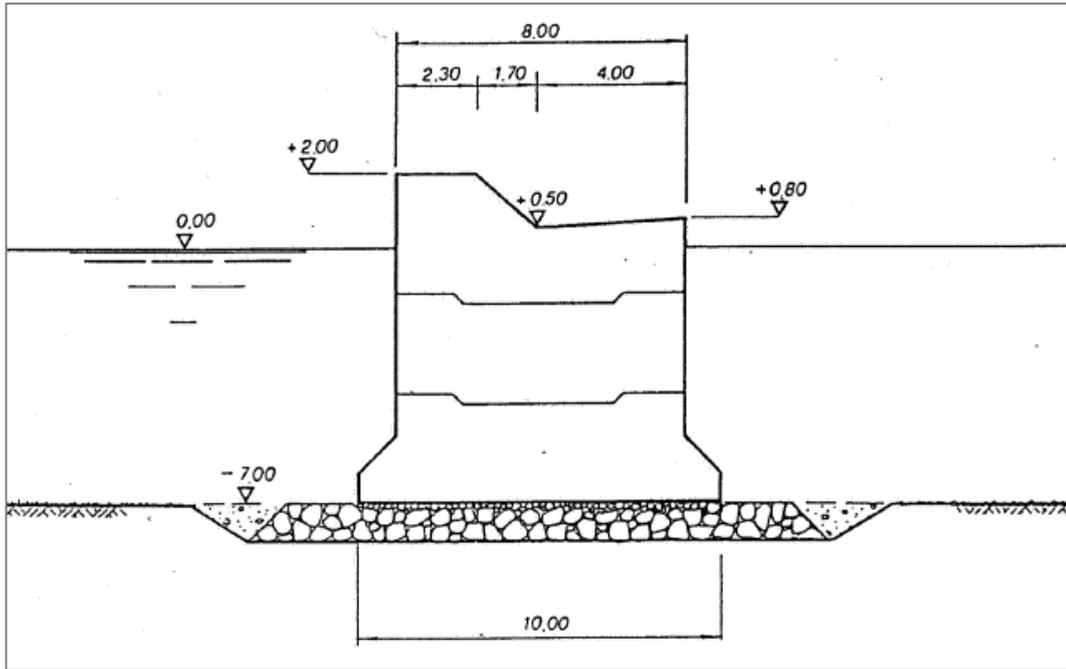


Figura 73 - Esempio di diga a parete (Tomasicchio et al., 1996)

## 8. Applicazioni progettuali

La procedura utilizzata nella valutazione della stabilità del Muro di Dawlish, risulta essere utile non solo per analizzare le strutture esistenti ma può essere utilizzata anche per la progettazione di nuove strutture che oltre alla funzione di contenimento del terreno, devono sopportare l'azione del moto ondoso, che, come si è visto, può portare all'applicazione di carichi di non minore importanza rispetto a quelli dovuti alla presenza del terreno.

In particolare, è interessante sottolineare come nel “Eurocodice 7 – Geotechnical Design” non sia presente una sezione che si focalizzi sui muri di contenimento che subiscono anche gli effetti del moto ondoso. Questa lacuna potrebbe essere sanata grazie alla norma “British Standard 6349 - Maritime Works”. Quest’ultima “fornisce raccomandazioni e consigli sui criteri generali relativi alla pianificazione, progettazione, costruzione e manutenzione di strutture in ambiente marittimo”.

Quindi, per portare a termine le diverse analisi di stabilità e di resistenza è necessario avere a disposizione una vasta gamma di dati non sempre di facile reperimento, tra cui quelli indispensabili risultano essere:

- registrazione dei dati relativi alle condizioni ondose per diversi anni tra cui: altezza d’onda significativa ( $H_s$ ), periodo di picco ( $T_P$ ), direzione di propagazione ( $d_P$ ), lunghezza d’onda ( $L_P$ ), ecc;
- registrazione dei dati relativi al fenomeno delle maree;
- dati batimetrici relativi al fondale marino;
- studi geologi e geotecnici relativi al terreno sul quale poggia l’opera ed al terreno a tergo di essa;
- registrazione dei dati relativi al vento.

Infine, come discusso in questo studio, la parte della struttura che richiede maggiore attenzione è quella alla base poiché in corrispondenza di questa è più probabile che si inneschino cinematismi quali scorrimento e ribaltamento. Inoltre, sempre in corrispondenza della quota più bassa, si ottengono i valori delle tensioni maggiori che possono portare al raggiungimento dei valori massimi di resistenza.

## 9. Conclusioni e possibilità di ricerca futura

Lo scopo di questo studio è stato valutare la stabilità dei due differenti sezioni appartenenti al muro di contenimento presente sulla costa Sud-Ovest dell'Inghilterra nella città di Dawlish (UK). In particolare l'obiettivo principale è stato quello di comprendere le motivazioni alla base del collasso di una parte del muro durante la tempesta del 4 febbraio 2014 e di valutare la stabilità della restante parte, la quale si estende per diversi chilometri oltre la sezione in cui si è verificato il crollo. In questa analisi sono stati valutati i carichi generati sulla struttura dal moto ondoso per i quali è stato necessario ottenere: i dati relativi al moto ondoso, i dati relativi alla variazione di livello del mare dovuto al fenomeno delle maree, le caratteristiche del fondale marino. Una volta noti questi dati, sono state svolte delle valutazioni statistiche con il fine di valutare le caratteristiche dell'onda di progetto con periodi di ritorno pari a 50 e 100 anni, seppure a causa della limitata profondità del fondale marino davanti alla struttura e delle limitazioni imposte dal frangimento delle onde, è stato valutato unicamente il carico corrispondente all'onda caratterizzata da un tempo di ritorno pari a 50 anni poiché valori molto simili del carico erano ottenuti anche per l'altra. L'effetto del moto ondoso sulla struttura è stato scomposto in due fasi successive: "Wave Crest" e "Wave Trough". In aggiunta, è stata considerata nell'analisi anche la presenza del suolo alle spalle della struttura e le relative spinte che questo può esplicare su di essa.

Quindi, tre tipologie di meccanismo di rottura sono state considerate: scorrimento, ribaltamento e raggiungimento dei limiti di resistenza.

La verifica di resistenza è stata operata tramite il software di analisi agli elementi finiti LUSAS che ha permesso di valutare la risposta della struttura in termini di tensioni. Nello specifico, sono state valutate due possibili condizioni del muro, prima quella in cui la struttura fosse intatta e dopo quella in cui avesse ipoteticamente subito un danneggiamento localizzato. Quest'ultima condizione è stata simulata attraverso la rimozione di una parte del materiale appartenente alla struttura, specificatamente alla base di essa poiché questa scelta rappresentava la più sfavorevole in termini di incremento delle tensioni interne. In seguito alle analisi svolte per entrambe le condizioni del muro, sono stati ottenuti dei fattori di sicurezza decisamente elevati che

permettono di considerare la struttura al sicuro nei confronti del collasso consistente nel superamento dei limiti di resistenza del materiale.

Per quanto concerne le verifiche a scorrimento e a ribaltamento, sono stati ottenuti dei valori di fattore di sicurezza abbastanza alti nei confronti del primo cinematicismo (scorrimento), mentre per quanto riguarda il secondo tipo di cinematicismo (ribaltamento) sono stati ottenuti dei valori del coefficiente di sicurezza bassi che stanno a rappresentare una situazione caratterizzata da una stabilità limitata.

Quindi, può essere affermato che la causa del collasso di una parte della struttura verificatosi nell'inverno 2013-2014, così come in generale la fragilità dell'opera nella sua completezza, non sono riconducibili direttamente all'azione delle onde sul muro o alla spinta del terreno alle sue spalle poiché le verifiche di resistenza e di stabilità hanno riportato fattori di sicurezza alti o accettabili. È possibile, invece, che il collasso appena citato si sia verificato a causa della presenza concomitante di fattori differenti: la spinta del terreno alle spalle del muro che tende a ribaltare la struttura, l'erosione del suolo alla base della stessa a causa del moto ondoso, che può portare all'attivazione del predetto cinematicismo poiché produce una riduzione della stabilità alla base del muro portandolo ad una situazione precaria e, infine, la tracimazione dell'onda che porta all'erosione del suolo alle spalle del muro e all'aumento della spinta su di esso a causa della filtrazione dell'acqua nel terreno.

Terminate le valutazioni appena riportate, sono stati proposti dei possibili interventi con il fine di migliorare la stabilità della struttura, sia dal punto di vista geotecnico che da quello idraulico. Per quanto riguarda il primo aspetto, è stata proposta la creazione di un sistema di drenaggio per l'allontanamento dell'acqua dal terreno a tergo del muro e la realizzazione di tiranti inseriti da valle della struttura per impedire cinematicismi quali ribaltamento e scorrimento. Quindi sono stati riportati i tipici interventi adottati in presenza di strutture a mare atti a migliorarne la difesa dal punto di vista idraulico quali: pennelli, massicciate, dighe frangiflutto, ecc.

Infine, è utile ricordare che le reali caratteristiche dei materiali usate per la costruzione del muro e del suolo alle spalle non erano note con certezza quindi sono stati utilizzati dei valori medi di letteratura. Quindi, per possibili

future analisi si potrebbe considerare di portare avanti una o più delle seguenti proposte:

1. Condurre dei test in situ ed in laboratorio su provini asportati con il fine di ottenere una conoscenza migliore delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali componenti la struttura ed il suolo alle sue spalle.
2. Operare dei test in situ per la conoscenza della corretta stratigrafia del terreno alle spalle del muro e di quello alla base della struttura.
3. Utilizzare un software specifico per analizzare la risposta della struttura alle sollecitazioni del moto ondoso tenendo in considerazione il comportamento non lineare del suolo alle sue spalle.
4. Condurre dei test in laboratorio attraverso dei modelli in scala che permettano di definire il carico dell'onda sulla struttura in funzione del tempo, per poi poter valutare la risposta della struttura in un'analisi dinamica.
5. Utilizzare un sistema High Performance Computing (HPC) (calcolo ad elevate prestazioni) con il fine di adottare una mesh con una densità più elevata, così da superare i limiti imposti dall'hardware disponibile per le analisi effettuate attraverso il software agli elementi finiti LUSAS.

## Riferimenti bibliografici

Acquistapace Daniele S.n.c. (2018). Realizzazioni drenaggi. [online] Disponibile a: <http://www.acquistapacedaniele.com/portfolio-articoli/drenaggi/> [Accessed 13 Feb. 2018].

Amco.co.uk. (2017/A). AMCO: Project: Dawlish - Reconstruction of Sea Wall. [online] Disponibile a: <http://www.amco.co.uk/project/69/Dawlish---Reconstruction-of-Sea-Wall> [Accessed 28 Dec. 2017].

Amco.co.uk. (2017/B). AMCO: Project: Dawlish Lower Sea Wall Construction. [online] Disponibile a: <http://www.amco.co.uk/project/103/Dawlish-Lower-Sea-Wall-Construction> [Accessed 28 Dec. 2017].

Antonini, A., Archetti, R. and Lamberti, A. (2017). Wave simulation for the design of an innovative quay wall: the case of Vlorë Harbour. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 17(1), pp.127-142.

ArcelorMittal (2010). Wire Solutions: Filo e trefoli per il precompresso. [online] Disponibile a: [http://ds.arcelormittal.com/repo/fanny/PSC\\_IT.pdf](http://ds.arcelormittal.com/repo/fanny/PSC_IT.pdf) [Accessed 5 Jan. 2018].

Azizi, F. (2013). *Physical behaviour in geotechnics*. 2nd ed. Plymouth.

Bakker, P., van den Berge, A., Hakenberg, R., Klabbers, M., Muttray, M., Reedijk, B. and Rovers, I. (2003). Development of concrete breakwater Armour Units. 1st Coastal, Estuary and Offshore Engineering Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering.

BBC.co.uk (2014). UK storms destroy railway line and leave thousands without power. [online] Disponibile a: <http://www.bbc.co.uk/news/uk-26042990> [Accessed 5 Mar. 2017].

Bell, F. (2000). *Engineering properties of soils and rocks*. 1st ed. Oxford: Malden, MA, pp.406-407.

Boudière, E., Maisondieu, C., Ardhuin, F., Accensi, M., Pineau-Guillou, L. and Lepesqueur, J. (2013). A suitable metocean hindcast database for the design of Marine energy converters. *International Journal of Marine Energy*, 3-4, pp.e40-e52.

Bradbury, A., Rogers, J. and Thomas, D. (2012). Toe structures management manual. 1st ed. Bristol: Environment Agency, Horison House.

British Standard 6349:2013. Maritime Structures. London. BSI.

Carpinteri, A. (1993). Scienza delle costruzioni 1. 2nd ed. Bologna: Pitagora Editrice srl, pp.265-271.

Channel Coast Observatory, (2015). Annual Tide Report 2014: Teignmouth Pier. [online] Disponibile a: <http://www.channelcoast.org/reports/> [Accessed 12 Mar. 2017].

Colombo, P. and Colleselli, F. (2004). Elementi di geotecnica. Bologna: Zanichelli.

Dawson, D., Shaw, J. and Roland Gehrels, W. (2016). Sea-level rise impacts on transport infrastructure: The notorious case of the coastal railway line at Dawlish, England. *Journal of Transport Geography*, 51, pp.97-109.

Decreto Ministeriale 11-03-1988 (1988). Ministero dei lavori pubblici, Italy. Disponibile a: [http://www.gazzettaufficiale.it/atto/serie\\_generale/caricaDettaglioAtto/originario?atto.dataPubblicazioneGazzetta=1988-06-01&atto.codiceRedazionale=088A1293&elenco30giorni=false](http://www.gazzettaufficiale.it/atto/serie_generale/caricaDettaglioAtto/originario?atto.dataPubblicazioneGazzetta=1988-06-01&atto.codiceRedazionale=088A1293&elenco30giorni=false). [Accessed 27 Dec. 2017].

Devonheritage.org. (2017). GWR Seawall collapse 1855. [online] Disponibile a: <http://www.devonheritage.org/Places/Dawlish/GWRSeawallcollapse1855.htm> [Accessed 30 Dec. 2017].

EN 1992-1-1 (2004): Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.

En.wikipedia.org. (2017/A). South Devon Railway Company [online] Disponibile a: [https://en.wikipedia.org/wiki/South\\_Devon\\_Railway\\_Company](https://en.wikipedia.org/wiki/South_Devon_Railway_Company) [Accessed 29 Dec. 2017].

En.wikipedia.org. (2017/B). South Devon Railway sea wall [online] Disponibile a: [https://en.wikipedia.org/wiki/South\\_Devon\\_Railway\\_sea\\_wall](https://en.wikipedia.org/wiki/South_Devon_Railway_sea_wall) [Accessed 29 Dec. 2017].

En.wikipedia.org. (2017/C). LUSAS. [online] Disponibile a: <https://en.wikipedia.org/wiki/LUSAS> [Accessed 7 Oct. 2017].

Franco, L. (2007). Lezioni di Ingegneria Costiera. Università degli Studi Roma Tre. Roma.

GEBCO. (2017). Gridded bathymetry data (General Bathymetric Chart of the Oceans). [online] Disponibile a: [http://www.gebco.net/data\\_and\\_products/gridded\\_bathymetry\\_data/](http://www.gebco.net/data_and_products/gridded_bathymetry_data/) [Accessed 4 Apr. 2017].

Gilbert, K. (2017). Longest Bridges in Europe. [online] WorldAtlas. Disponibile a: <http://www.worldatlas.com/articles/longest-bridges-in-europe.html> [Accessed 7 Oct. 2017].

Giordano, L. (2016). Teoria e Progetto delle Strutture in cemento armato e cemento armato precompresso: STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO. Politecnico di Torino, lecture.

Goda, Y. (2000). Random seas and design of maritime structures. 1st ed. Singapore: World Scientific.

Grabemann, I. and Weisse, R. (2008). Climate change impact on extreme wave conditions in the North Sea: an ensemble study. Ocean Dynamics, 58(3-4), pp.199-212.

Guerrini, C. (2010). Introduzione all'ambiente Matlab. [online] Disponibile a: [http://www.dm.unibo.it/~guerrini/html/an\\_10\\_11/matlab\\_office-intro.pdf](http://www.dm.unibo.it/~guerrini/html/an_10_11/matlab_office-intro.pdf) [Accessed 13 Dec. 2017].

Hayward, A. (2014). The Construction of Railway Bridges Then and Now. The International Journal for the History of Engineering & Technology, 84(1), pp.59-87.

I.S.I. Italia s.r.l (2018). Foto Cantieri. [online] Isitiranti.com. Disponibile a: <http://www.isitiranti.com/FotoCantieri.aspx> [Accessed 6 Jan. 2018].

Ifremer.fr. (2017). L'institut - Ifremer. [online] Disponibile a: <http://wwz.ifremer.fr/L-institut> [Accessed 14 Dec. 2017].

It.mathworks.com. (2017). The Origins of MATLAB. [online] Disponibile a: <https://it.mathworks.com/company/newsletters/articles/the-origins-of-matlab.html> [Accessed 13 Dec. 2017].

It.wikipedia.org. (2017). MATLAB. [online] Disponibile a: <https://it.wikipedia.org/wiki/MATLAB> [Accessed 7 Oct. 2017].

Jane, R., Simmonds, D., Gouldby, B., Simm, J., Dalla Valle, L., Raby, A. (2017), Improving the Representation of the Fragility of Coastal Structures: Brunel Seawall (Dawlish, UK). (accepted in the proceeding of Ice Breakwater 2017).

Kay, P. (1990). Rails along the sea wall. Sheffield: Platform 5.

Kay, P. (1993). Exeter - Newton Abbot. Sheffield: Platform 5.

Laface, V., Malara, G., Romolo, A. and Arena, F. (2016). Peak over threshold vis-à-vis equivalent triangular storm: Return value sensitivity to storm threshold. Coastal Engineering, 116, pp.220-235.

Lancellotta, R. e Calavera Ruiz, J. (1999). Fondazioni. 1st ed. Milano: McGraw-Hill.

LUSAS, (2016/A). Modeller Reference Manual. Kingston upon Thames. <http://www.lusas.com/>

LUSAS, (2016/B). Element Reference Manual. Kingston upon Thames. <http://www.lusas.com/>

Lusas.com. (2017). LUSAS Software Products. [online] Disponibile a: <http://www.lusas.com/products/index.html> [Accessed 7 Oct. 2017].

Lusas.it. (2017). Lusas Software. [online] Disponibile a: [http://www.lusas.it/lusas\\_software.html](http://www.lusas.it/lusas_software.html) [Accessed 7 Oct. 2017].

Maione, U. e Moisello, U. (1993). Elementi di statistica per l'idrologia. 1st ed. Pavia: La goliardica pavese.

Marchese Group Srl. (2018). Tiranti Autoperforanti [online] Disponibile a: <http://www.gruppomarchese.com/tecnologie/tiranti-autoperforanti/> [Accessed 4 Jan. 2018].

Masselink, G., Scott, T., Poate, T., Russell, P., Davidson, M. and Conley, D. (2015). The extreme 2013/2014 winter storms: hydrodynamic forcing and coastal response along the southwest coast of England. Earth Surface Processes and Landforms, 41(3), pp.378-391.

Maths.lth.se. (2017). WAFO. Wave Analysis for Fatigue and Oceanography. [online] Disponibile a: <http://www.maths.lth.se/matstat/wafo/index.html> [Accessed 17 Jan. 2018].

MG EdilCostruzioni Srl. (2018). Tiranti ancoraggio [online] Disponibile a: <http://www.mg-edilcostruzioni.it/costruzioni/tiranti.html> [Accessed 4 Jan. 2018].

Mitchell, V. and Smith, K. (2000). Exeter to Newton Abbot via Dawlish. [Place of publication not identified]: Middleton Press.

Mockett, I. and Simm, J. (2002). Risk levels in coastal and river engineering: a guidance framework for design. 1st ed. London: Thomas Telford Ltd, pp.183-206.

MOSE Venezia. (2007). Difesa dalle mareggiate. [online] Disponibile a: <https://www.mosevenezia.eu/my-product/rinforzo-litorali-pellestrina/> [Accessed 10 Jan. 2018].

Network Rail, (2014). West of Exeter Route Resilience Study. [online] Disponibile a: <https://www.networkrail.co.uk/wp-content/uploads/2016/11/West-of-Exeter-Route-Resilience-Study.pdf> [Accessed 13 Mar. 2017].

Network Rail, (2017). Exeter to Newton Abbot, Geo-Environment Resilience Study. [online] Disponibile a: <http://www.networkrail.co.uk/wp-content/uploads/2016/11/Exeter-to-Newton-Abbot-Geo-Environment-Resilience-Study-Executive-Summary.pdf> [Accessed 19 Mar. 2017].

Pappas, A., D'Ayala, D., Antonini, A., Brownjohn, J. and Raby, A. (2017). Numerical modelling of Fastnet Lighthouse based on experimental dynamic identification. (in press in the proceeding of 71st RILEM Week & ICACMS 2017)

Rolt, L. and Buchanan, R. (2005). Isambard Kingdom Brunel. London [etc.]: Penguin Books.

Saha, S., Moorthi, S., Pan, H., Wu, X., Wang, J., Nadiga, S., Tripp, P., Kistler, R., Woollen, J. and Behringer, D., Liu, H., Stokes, D., Grumbine, R., Gayno, G., Wang, J., Hou, Y., Chuang, H., Juang, H., Sela, J., Iredell M., Treadon, R., Kleist, D., Delst, P., Keyser, D., Derber, J., Ek, M., Meng, J., Wei, H., Yang, R., Lord, S., van den Dool, H., Kumar, A., Wang, W., Long, C., Chelliah, M., Xue, Y., Huang, B., Schemm, J., Ebisuzaki, W., Lin, R., Xie, P., Chen, M., Zhou, S., Higgins, W., Zou, C., Liu, Q., Chen, Y., Han, Y., Cucurull, L.,

Reynolds, R., Rutledge, G., and Goldberg, M. (2010). The NCEP Climate Forecast System Reanalysis. AMERICAN METEOROLOGICAL SOCIETY.

Schellart, W. (2000). Shear test results for cohesion and friction coefficients for different granular materials: scaling implications for their usage in analogue modelling. *Tectonophysics*, 324(1-2), pp.1-16.

Società Costruzioni Specializzate. (2018). Tiranti. [online] Disponibile a: <http://www.scstn.it/2012/03/tiranti/> [Accessed 4 Jan. 2018].

Southdevonrailway.co.uk. (2017). South Devon Railway | A brief history of the GWR Ashburton branch, Dart Valley Railway and South Devon Railway. [online] Disponibile a: <http://www.southdevonrailway.co.uk/history/full-history> [Accessed 30 Dec. 2017].

Southdevonrailwayassociation.org. (2017). South Devon Railway - The line's history. [online] Disponibile a: [http://www.southdevonrailwayassociation.org/Branch\\_Line\\_History.html](http://www.southdevonrailwayassociation.org/Branch_Line_History.html) [Accessed 30 Dec. 2017].

Termoplastica Sas (2011). Tubi PE corrugati per drenaggio [online] Disponibile a: <http://www.termoplasticasas.com/BigDren%20Termoplastica.pdf> [Accessed 9 Jan. 2018].

Tomasicchio, U., Adamo, F., Benassai, E., Boccotti, P., Colombo, P., Lamberti, A., Matteotti, G., Noli, A., Japelli, R., Franco, L., Cipriani, M., Rinaldi, A., Borzani, G., Da Deppo, L., Frega, G., Iannelli, G., Marzano, F., Natale, L., Ragone, A., Rubatta, A., Stura, S., Tonello, C. and Ubertini, L. (1996). Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime. Roma: Ministero dei Lavori Pubblici e Consiglio Nazionale delle Ricerche.

UK Parliament (2010). House of Commons Hansard Debates for 10 Nov 2010 (pt 0002). [online] Disponibile a: <https://www.publications.parliament.uk/pa/cm201011/cmhansrd/cm101110/halltext/101110h0002.htm#10111045000454> [Accessed 5 Mar. 2017].

USACE: U.S. Army Corps of Engineers (2002). Coastal Engineering Manual: Part VI. Washington.

Van der Meer, J.W., Allsop, N.W.H., Bruce, T., De Rouck, J., Kortenhaus, A., Pullen, T., Schüttrumpf, H., Troch, P. and Zanuttigh, B. (2016). *EurOtop*,

2016. Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application. 2nd ed. Available at: [www.overtopping-manual.com](http://www.overtopping-manual.com).

West, I. (2016/A). Teignmouth to Dawlish - Geological Field Guide by Ian West. [online] Southampton.ac.uk. Disponibile a: <http://www.southampton.ac.uk/~imw/Teignmouth-Dawlish> [Accessed 22 Mar. 2017].

West, I. (2016/B). Dawlish Warren Sand Spit and Langstone Rock, Devon; Geology of the Wessex Coast. [online] Southampton.ac.uk. Disponibile a: <http://www.southampton.ac.uk/~imw/Dawlish-Warren.htm> [Accessed 22 Mar. 2017].

Widdowson, W. (2014). A DAWLISH DIARY. [online] Cornwall Railway Society. Disponibile a: <http://www.cornwallrailwaysociety.org.uk/a-dawlish-diary.html> [Accessed 20 Dec. 2017].

## Ringraziamenti

*Anzitutto desidero ringraziare la Prof.ssa Cecilia Surace che si è da subito dimostrata disponibile a seguirmi, anche a distanza, in questo lavoro di tesi; la Plymouth University per avermi accolto durante il mio periodo di studio all'estero, in particolare nella figura di Dr. Alison Raby, correlatrice, che mi ha costantemente seguito, così come Dr. Boksun Kim e Dr. Alessandro Antonini, quest'ultimo in particolare per la grande pazienza, disponibilità e professionalità dimostrate nel guidarmi attraverso gli argomenti di ingegneria costiera e non, necessari per la realizzazione di questa tesi.*

*Inoltre, vorrei ringraziare tutti coloro che mi hanno aiutato nella stesura della tesi con suggerimenti, critiche ed osservazioni.*

*Un ringraziamento particolare va ai colleghi ed agli amici con cui ho condiviso la mia vita a Torino: Alessio, Ciccio, Fabrizio, Loris e Maurizio e a tutti quelli che mi hanno sempre incoraggiato e sostenuto, a volte anche inconsapevolmente: Adriano D., Alessandro P., Annalisa F., Arianna D.B., Biro, Cecilia S., Daniela C., Davide D.S., Effe, Fabio C., Fabrizia M., Federico P., Fenu, Festa, Flavio D.M., Gastone, Giorgio A., Graziana M., Ilaria L., Laura L., Lombardi, Luigi, Marilù A., Michele M., Michele S., Mirko C., Monna, Morena C., Nicola T., Pasquale, Pastello, Pinguino, Raffaele Z., Riccardino, Soter e Valentina D.G.*

*Thanks to all my Erasmus friends with who I have shared one of the most beautiful experience a world citizen can run into and that proves we are all only just looking for the same happiness.*

*Vorrei, infine, ringraziare i miei genitori e tutta la mia famiglia, per ogni sacrificio fatti in questi anni per permettere a me e ai miei fratelli di realizzarci: Mamma, Papà, Fratelli, Nonni, Zii, Cugini, Cognate e tutti gli Altri.*