



Autostrada Asti-Cuneo




TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)
LOTTO 6 RODDI-DIGA ENEL

STRALCIO b
TRA IL LOTTO II.7 E LA PK. 5+000

PROGETTO DEFINITIVO

09 - INTERVENTI DI INSERIMENTO PAESAGGISTICO ED AMBIENTALE

09.01 - Schermatura per Chirotteri
Relazione di calcolo Schermatura per Chirotteri

IMPRESA 	PROGETTISTA 	INTEGRATORE ATTIVITA' SPECIALISTICHE Dott. Ing. Salvatore Sguazzo Albo degli Ingegneri provincia di Salerno n. 5031 	COMMITTENTE Autostrada Asti-Cuneo S.p.A. Direzione e Coordinamento: S.A.L.T. p.A. (Gruppo ASTM) Via XX Settembre, 98/E 00187 Roma
--	--	--	---

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA MAGGIO 2021	SCALA -
A	05-2021	EMISSIONE	Geom. Chelma	Ing. Molteni	Ing. Sguazzo	Ing. Sguazzo	N. Progr.	
							09.01.05	

CODIFICA	PROGETTO	LIV	DOCUMENTO	REV	WBS
	P017	D	BAC RC	001 A	A33126A000
					CUP
					G31B20001080005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

INDICE

1. PREMESSA	2
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
3. MATERIALI	5
3.1. CARPENTERIA METALLICA	5
3.1.1. Durabilità	5
4. PARAMETRI GEOTECNICI	6
4.1.1. Condizione della falda	7
5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	8
6. ANALISI DEI CARICHI	10
6.1. CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI	10
6.1.1. Peso proprio elementi strutturali (LC 1)	10
6.1.2. Spinta del terreno e sovraccarico (LC 2)	10
6.2. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	11
6.2.1. Peso proprio dei pannelli fonoassorbenti (LC 3)	11
6.3. CARICHI VARIABILI AMBIENTALI	12
6.3.1. Azione temperatura	12
6.3.2. Azione del vento (LC 4)	12
6.1. AZIONE SISMICA	17
7. COMBINAZIONI	18
7.1. CASI DI CARICO ELEMENTARI	18
7.1. COMBINAZIONI	18
8. MODELLAZIONE NUMERICA	22
8.1. METODI DI ANALISI	22
8.1.1. Analisi Statica lineare	22
8.1. SOFTWARE	22
8.2. MODELLO FEM	22
9. VERIFICHE	24
9.1. VERIFICHE SLU - TIPO STR / GEO	27
9.1.1. Barriera H=5 m	Errore. Il segnalibro non è definito.
9.1.2. Barriera H=4 m	29
9.1.3. Barriera H=3 m	Errore. Il segnalibro non è definito.
9.1.4. Barriera H=2 m	Errore. Il segnalibro non è definito.
9.2. VERIFICHE SLE	34
9.3. SCHEMA RIASSUNTIVO	34

1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo si riportano le verifiche di sicurezza delle strutture di sostegno delle barriere fonoassorbenti e di schermatura dei Chiroterri previsti nell'ambito del progetto definitivo del collegamento autostradale A33: Asti-Cuneo, Tronco II - Lotto 6a.

Nello specifico l'oggetto della presente relazione è lo studio delle barriere infisse nel terreno naturale o rilevato. Per le barriere fonoassorbenti che insistono su altre opere d'arte e quindi non infisse nel terreno si rimanda alle relative relazioni di calcolo.

Il tronco autostradale si colloca tra i comuni di Cherasco, La Morra, Verduno e Roddi in provincia di Cuneo.

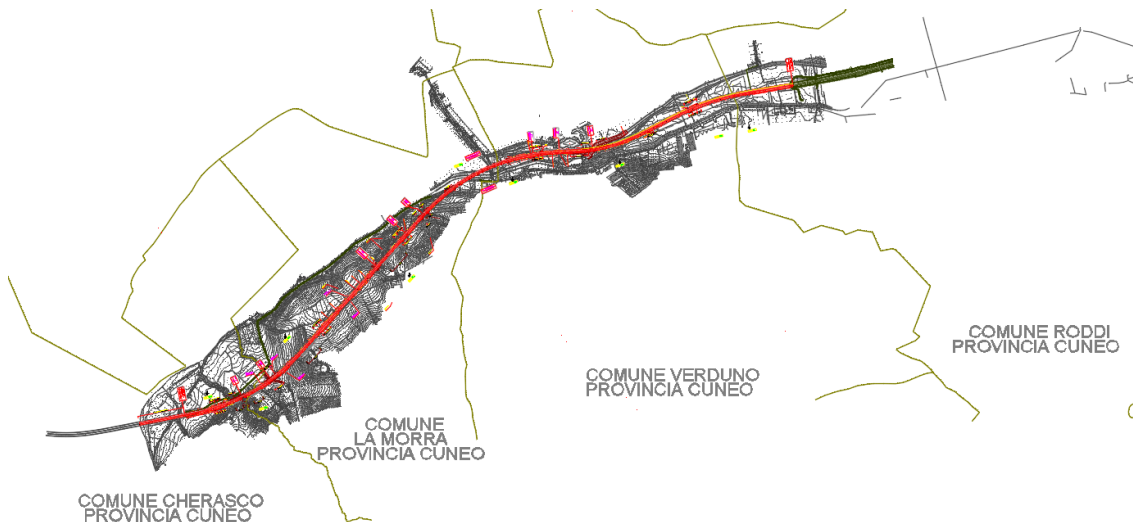


Figura 1-1 – Planimetria tracciato autostradale

Lungo il tratto sono previste le seguenti schermature:

- H = 4 m BAT01 da km 1+595 a km 1+732.50
 BAT02 da km 1+595 a km 1+732.50
- H = 5 m BAT03 da km 3+366.54 a km 3+734.45

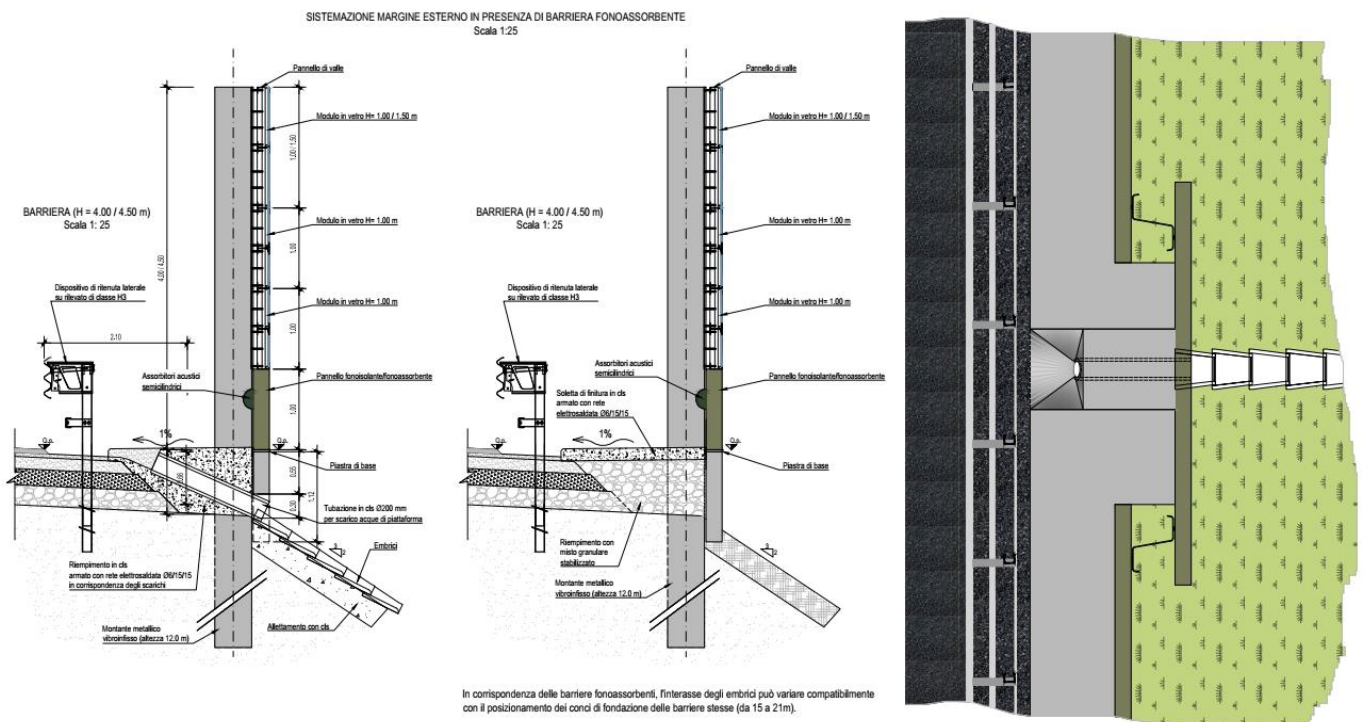


Figura 1-2 – Sezione tipo barriere fonoassorbenti

La struttura delle barriere è costituita da una serie di montanti metallici realizzati da una lamiera sagomata a “Z” e vibro infisse nel terreno. Fra i montanti metallici verranno posizionati i pannelli acustici e le schermature dei chiotteri.

L’interasse tra i montanti è alternato e varia tra 6.25 m e 6.75 m. Il dimensionamento viene svolto suddividendo le barriere in due tratti: intermedio e di bordo. Quest’ultimo prevede una maggiore azione del vento rispetto al tratto intermedio

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Tutti i calcoli riportati nella presente relazione sono stati eseguiti nel rispetto della seguente normativa vigente:

D.M. 17-01-2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.

Circ. 21-01-2019, n.7 “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018”

CNR-DT 207/2018 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”.

UNI EN 1991-1-4:2010 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole

3. MATERIALI

3.1. CARPENTERIA METALLICA

ACCIAIO DA CARPENTERIA - Rif. DM 17/01/2018			
qualità		S 355	
coeff. parziale per la resistenza delle sezioni	γ_{M0}	1.05	
coeff. parziale per la resistenza all'instabilità	γ_{M1}	1.05	
coeff. parziale per la resistenza all'instabilità negli elementi dei ponti	$\gamma_{M1,ponti}$	1.10	
coeff. parziale per la resistenza delle sezioni tese con fori	γ_{M2}	1.25	
peso specifico	ρ	78.50	kN/mc
modulo elastico	E	210000	MPa
modulo di elasticità trasversale $G = E / (2 \times (1+\nu))$	G	80769	MPa
coeff. di Poisson	ν	0.30	
coeff. espansione termica lineare	α	12×10^{-6}	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	355.00	MPa
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	510.00	MPa
resistenza di calcolo delle sezioni $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$	f_{yd}	338.10	MPa
resistenza di calcolo per l'instabilità $f_{yd,1} = f_{yk} / \gamma_{M1}$	$f_{yd,1}$	338.10	MPa
resistenza di calcolo per l'instabilità negli elementi dei ponti $f_{yd,1} = f_{yk} / \gamma_{M1}$	$f_{yd,1,ponti}$	322.73	MPa

3.1.1. Durabilità

Nell'analisi, seguendo quanto prescritto dall'EC3 (UNI EN 1993-5-2007), è stata tenuta in conto la perdita di spessore per corrosione. Nello specifico, si è fatto riferimento alla tabella 4.1 delle suddette norme, nell'ipotesi di palo in terreno indisturbato con o senza falda e vita nominale pari a 100 anni.

Table 4-1: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in soils, with or without groundwater

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist, ...)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Polluted natural soils and industrial sites	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt, ...)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Non-compacted and aggressive fills (ashes, slag, ...)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75
Notes:					
1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two.					
2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					

Figura 3-1 – Riduzione di spessore dovuto alla corrosione

4. PARAMETRI GEOTECNICI

La relazione geotecnica P017_D_STU_GEO02_RB_001_A sintetizza i vari risultati in un'unica caratterizzazione geotecnica per ciascun litotipo.

La parametrizzazione geotecnica dei vari materiali interessati dal progetto prevede le seguenti unità litologiche:

- Unità CCS
- Unità GES
- Unità b e b1
- Unità SAF

Lungo i vari tratti le barriere intercettano le litologie più superficiali ovvero le unità CCS, b e b1. Di queste si riporta un estratto dalla relazione geotecnica.

Unità CCS - Consiste in limi da debolmente sabbiosi a sabbiosi, passanti verso il basso a limi argillosi ed argilla marnosa da consistente a molto consistente e depositi granulari fini sovrapposti, nel settore ovest del rilievo, all'unità gessosa. A tratti è riconoscibile un assetto stratificato in strati molto sottili, evidenziato dalla presenza di livelli di sabbia fine che spesso presentano patine di alterazione marrone-ocra attribuibili a circolazione di acqua.

I parametri geotecnici caratteristici secondo quanto riportato nella relazione geotecnica sono:

- Peso dell'unità di volume $\gamma = 18\div 22 \text{ kN/m}^3$
- Indice di Plasticità: $IP = 10\div 30$
- Angolo di resistenza al taglio: $\varphi' = 22\div 24^\circ$
- Coesione drenata: $c' = 0\div 30 \text{ kPa}$
- Resistenza al taglio non drenata: $c_u = 100\div 200 \text{ kPa}$
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.25\div 0.30$
- Modulo elastico di Young: $E' = 7\div 40 \text{ MPa}$
- Indice di Compressione $CR = 0.07\div 0.11$
- Indice di Ricompressione $RR = 0.010\div 0.020$

Ai fini del calcolo della portata orizzontale (secondo teoria di Broms) si è assunto un peso specifico pari a 19 kN/m³ e una resistenza al taglio non drenata pari a $c_u = 80 \text{ kPa}$

Unità b e b1 - E' costituita dai depositi alluvionali attuali, recenti e medio recenti, localizzati al tetto del substrato argilloso-marnoso/argilloso-marnoso-siltoso (SAF). Lo spessore medio significativo è pari a circa 4÷10 m. Il materiale della presente unità è granulometricamente eterogeneo, essendo costituito da ghiaie eterometriche con ciottoli, sabbie, ghiaie e limi, localmente in matrice limoso-argillosa.

I parametri geotecnici caratteristici secondo quanto riportato nella relazione geotecnica sono:

- Peso dell'unità di volume $\gamma = 18\div 19 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di resistenza al taglio: $\varphi' = 20\div 30^\circ$ per depositi limosi
 $\varphi' = 36\div 38^\circ$ per depositi sabbiosi
- Coesione drenata: $c' = 0\div 25 \text{ kPa}$ per depositi limosi
 $c' = 0 \text{ kPa}$ per depositi sabbiosi
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.25$

- Modulo elastico di Young: $E' = 5\div 20$ MPa per depositi limosi
 $E' = 10\div 30$ MPa per dep. sabbiosi

Ai fini del calcolo della portata orizzontale (secondo teoria di Broms) si è assunto un peso specifico pari a 18.5 kN/m³ e angolo di resistenza a taglio pari a $\varphi' = 32^\circ$.

Rilevato stradale – I parametri geocnici considerati per il nuovo rilevato stradale sono:

- Peso dell'unità di volume $\gamma = 19$ kN/m³
- Angolo di resistenza al taglio: $\varphi' = 35^\circ$

4.1.1. Condizione della falda

Dalle letture piezometriche nei vari fori di sondaggio, la falda presenta un livello di quota variabile da 0÷10 m circa dal p.c., in relazione al grado di permeabilità dei litotipi attraversati.

Le barriere fonoassorbenti non intercettano la falda.

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

L'area in cui si colloca il collegamento autostradale A33 Asti-Cuneo – Tronco Il Lotto 6 è nella provincia di Cuneo e intercetta diversi comuni quali: Cremasco, La Morra, Verduno e Roddi.

La definizione dell'azione sismica agente sulla costruzione è funzione di:

- Vita Nominale;
- Classe d'uso;
- Tipo di terreno;
- Pericolosità del sito.

Come da §2.4.1 dell'NTC18, la Vita Nominale di progetto VN di un'opera è definita convenzionalmente come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Nel caso in esame, trattandosi di costruzione con livelli prestazionali elevati, si adotta:

VN = 100 anni

La Classe d'uso definisce i livelli minimi di sicurezza differenziati in relazione alla funzione svolta dalla costruzione e, pertanto, alle conseguenze che ne derivano in caso di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Al punto §2.4.2 dell'NTC18 sono definite le quattro classi d'uso che definiscono il carattere strategico di un'opera ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n.3685 del 21 Ottobre 2003.

Il fabbricato in esame è identificabile come appartenente alla Categoria strutture di Classe d'uso IV, ovvero costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.

In dipendenza della Classe d'uso alla Tab. 2.4.II dell'NTC2018, si definisce il coefficiente d'uso CU. Risulta:

Classe d'uso: IV

CU = 2.00

Con riferimento al Tipo di Terreno su cui sorge l'opera, le condizioni del sito di riferimento rigido non corrispondono, in generale, alle condizioni reali. E' necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, secondo quanto riportato al punto §3.2.2 dell'NTC18 si può far riferimento a una Classificazione del Sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio VS. Per ognuna delle cinque categorie di sottosuolo riportate alla Tab. 3.2.II dell'NTC18, le azioni sismiche sono definibili come descritto al §3.2.3 dell'NTC18.

Agli stessi fini, sempre secondo quanto riportato al punto §3.2.2 dell'NTC18, si può adottare la Classificazione Topografica riportata alla Tab. 3.2.III dell'NTC18; le azioni sismiche sono definibili in dipendenza del coefficiente ST definito alla Tab. 3.2.V dell'NTC18.

In maniera cautelativa nel caso in esame si considera un terreno classificabile come:

Suolo di Tipo D

Visto che le caratteristiche topografiche del sito in esame riflettono una superficie pianeggiante, si rientra nel caso di:

Categoria Topografica del Sito: T1

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla Pericolosità Sismica di base del sito di costruzione, descritta dai seguenti parametri, riferiti a condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale:

ag: Accelerazione orizzontale massima al sito;

FO: Valore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T*C: Valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Come indicato al punto §3.2 dell'NTC18, per i valori di ag, FO e T*C, necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 Gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 Febbraio 2008, n. 29, ed eventuali successivi aggiornamenti, dove i tre parametri sono riportati per l'intero territorio Nazionale, in funzione delle coordinate geografiche.

Per lo studio delle barriere si è utilizzato la condizione più gravosa.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.076 g
F_o	2.912
T_C^*	0.313 s
S_s	1.800
C_c	2.235
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.800
η	1.000
T_B	0.233 s
T_C	0.699 s
T_D	1.903 s

6. ANALISI DEI CARICHI

Nel presente capitolo vengono definiti i carichi, nominali e/o caratteristici, relativi alla costruzione in esame, definiti così come da §3 dell'NTC18. L'area è collocata tra i comuni di: Cherasco, La Morra, Verduno e Roddi (Provincia di Cuneo) e si trova a circa 50 km dal mare.

6.1. CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

6.1.1. Peso proprio elementi strutturali (LC 1)

I pesi propri degli elementi strutturali e i carichi permanenti agenti sulla struttura sono stati calcolati considerando il loro peso per unità di volume, facendo riferimento a quanto indicato nel NTC18 (§3.1.2)

Peso acciaio: 7850 kg/m³

A partire dal dato precedente, il peso degli elementi strutturali è computato automaticamente dal programma di calcolo a seconda delle loro dimensioni geometriche.

6.1.2. Spinta del terreno e sovraccarico (LC 2)

Come definito nelle NTC18 la spinta delle terre viene valutata come carico permanente tipo g_1 . Come si può vedere dalla sezione tipo, è presente un cordolo di pulizia in calcestruzzo e una porzione di terreno spingente sulla barriera.

Il cordolo con spessore pari a 30 cm viene considerato come un sovraccarico mentre il terreno viene considerato spingente per un'altezza pari a 1.5m.

CARATTERISTICHE TERRENO		
ϕ'	35°	valore caratteristico dell'angolo di attrito del terreno
δ		valore caratteristico dell'angolo di attrito terra-muro (di solito $2/3 \phi$ per muri in c.a. in opera)
γ^*	19.00	kN/mc peso specifico del terreno
$\gamma_{\phi'}$	1.00	coeff. riduttivo caratteristiche terreno
ϕ'_d	35.00°	valore di progetto dell'angolo di attrito del terreno
δ_d	0.00°	valore di progetto dell'angolo di attrito terra-muro

CARATTERISTICHE MURO		
ψ	90°	inclinazione della parete del muro rivolta a monte
β	3°	inclinazione della superficie del terrapieno
H	1.50	m altezza totale del muro compresa fondazione

SPINTA STATICA		
k_a	0.2787	coeff. di spinta attiva (Muller-Breslau)
$S_{(stat)}$	5.96	kN essendo il muro "Cedevole" è calcolata con k_a

Figura 6-1 – Spinta terreno

La sovrappressione dovuta alla presenza del cordolo di pulizia è rappresentata da un carico uniformemente distribuito pari a:

$$p_{sovr} = k_a \cdot \gamma_{cls} \cdot s_{p\text{cordolo}} = 0.28 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.3 \text{ m} = 2.1 \text{ kN/m}^2$$

Tali forze vengono distribuite sul profilo che in maniera cautelativa viene considerato con una larghezza pari a 0.8 m. Il carico viene applicato alla base del profilo per i primi 1.5 m fuori terra.



Figura 6-2 – Applicazione spinta terreno + sovraccarico

6.2. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

6.2.1. Peso proprio dei pannelli fonoassorbenti (LC 3)

Il peso proprio per unità di superficie dei pannelli fonoassorbenti in calcestruzzo è stato assunto pari a 1.60 kN/m². Il pannello ha una lunghezza massima pari a 7.5 m. Il carico viene applicato come un carico distribuito verticale pari a $1.6 \times 7.5 = 12$ kN/m per tutta la lunghezza del profilo fuori terra.



Figura 6-3 – Applicazione pannello fonoassorbenti

6.3. CARICHI VARIABILI AMBIENTALI

6.3.1. Azione temperatura

Poiché lo schema statico della struttura è isostatico ai fini del dimensionamento si è trascurato l'effetto della temperatura.

6.3.2. Azione del vento (LC 4)

L'azione da vento è stata valutata secondo quanto specificato nelle NTC2018. Essa è assimilata a un carico orizzontale statico diretto ortogonalmente alla superficie della barriera, assimilata a una parete rettangolare continua dell'altezza variabile da 5m a 3 m a partire dal piano stradale. La direzione considerata è quella uscente dalla sede stradale. Con riferimento a un tempo di ritorno di 50 anni, si ottiene i valori di spinta calcolato di seguito.

Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno $TR = 50$ anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot C_a = 25 \text{ m/s}$$

Per la zona 1 (regione Piemonte) si hanno i valori seguenti:

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s};$$

$$a_0 = 1000 \text{ m};$$

$$k_a = 0,40 \text{ s}^{-1};$$

altitudine s.l.m: Cherasco (CN) $a_s = 288 \text{ m}$

La Morra (CN) $a_s = 513 \text{ m}$

Verduno (CN) $a_s = 381 \text{ m}$

Roddi (CN) $a_s = 284 \text{ m}$

Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto TR . Tale velocità è definita dalla relazione: $v_r = v_b \cdot C_r$

v_b è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

C_r è il coefficiente di ritorno, unitario per $TR=50$ anni.

Si considera una velocità di riferimento $v_r = 25 \text{ m/s}$

Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall'espressione: $q_b = 0.5 \rho v_b^2$

$v_{r(TR)}$ è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Si considera quindi una pressione cinetica di riferimento pari $q_b = 0,391 \text{ kN/m}^2$.

Pressione del vento p

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6 NTC18;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7 NTC18;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8 NTC18

Coefficiente di esposizione c_e

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la struttura, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla relazione:

$$c_{e(z)} = k_{r2} c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{\min}$$

$$c_{e(z)} = c_{e(z_{\min})} \text{ per } z < z_{\min}$$

dove:

k_r, z_0, z_{\min} sono assegnati in Tab. 3.3.II NTC18 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia.

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa					
	mare				500m	750m
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Figura 6-4 – Tabelle per la determinazione del coefficiente di esposizione

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 delle NTC18 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III NTC18

Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Con riferimento agli elaborati grafici di progetto, si considerano i parametri seguenti:

- altezza sul suolo variabile a seconda dei casi (vedi tabella successiva);
- zona di riferimento 1;
- classe di rugosità del terreno D; [Aree prive di ostacoli o con al di più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,)]

- categoria di esposizione del sito II; [Entroterra fino a 500 m di altitudine]
- ($K_r = 0.19$; $Z_o = 0.05$ m; $Z_{min} = 4$ m)

Coefficiente dinamico c_t

Esso può essere assunto cautelativamente pari a 1.

Coefficienti di pressione c_p

Si fa riferimento a quanto riportato nel documento CNR-DT 207/2008; i coefficienti di pressione complessiva assumono valori differenti in funzione della distanza dalla estremità dell'elemento; quindi questo viene suddiviso in fasce dove h è l'altezza del muro o del parapetto. I coefficienti di pressione complessiva sono inoltre influenzati dall'eventuale presenza di un elemento di chiusura laterale disposto nella direzione del

flusso; esso ha l'effetto di ridurre (in modulo) la depressione sulla faccia sottovento e, pertanto, di ridurre la pressione complessiva che agisce sulle aree prossime all'estremità.

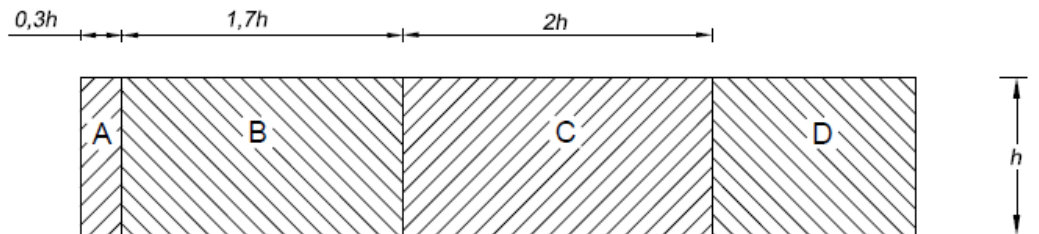


Figura 6-5 – Suddivisione di muri e parapetti in aree di uguale pressione complessiva



Figura 6-6 – Muri e parapetti senza e con chiusura laterale

La Tabella successiva riporta i valori dei coefficienti di pressione complessiva per ciascuna fascia dell'elemento, sia in assenza sia in presenza di chiusure laterali, per due valori della densità ϕ rispettivamente pari a 1 e 0,8; l è la lunghezza del muro o del parapetto. Per valori intermedi della densità è consentito interpolare linearmente i valori del coefficiente di pressione complessiva.

ϕ	Chiusura laterale	l/h	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0,8	si/no	tutti	1,2			

Tabella 6-1: Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti

Considerando che il fattore di riempimento della barriera è pari al 100%, non sono presenti chiusure laterali e che la loro estensione è sempre maggiore di 10 volte l'altezza, vengono considerati i seguenti coefficienti aerodinamici:

- $c_p = 1,20$ nelle parti distanti più di 4 volte l'altezza dall'estremità del tratto (area D);
- $c_p = 1,70$ nelle parti comprese fra 2 e 4 volte l'altezza dall'estremità del tratto (area C);
- $c_p = 2,10$ nelle parti comprese fra 0,3 e 2 volte l'altezza dall'estremità del tratto (area B);
- $c_p = 3,40$ nelle parti iniziali e terminali del tratto fino a 0,3 volte l'altezza (area A).

Per i montanti iniziali/terminali si assume l'azione del vento massima agente sui profili ricadenti nelle aree A, B e C, che nei casi analizzati, riguarda sempre le sollecitazioni del secondo/penultimo montante, mentre per i montanti intermedi si considera l'azione del vento relativa all'area D.

Si riporta di seguito il riepilogo del calcolo dell'azione da vento per le 4 tipologie considerate.

I carichi da vento vengono applicati in direzione uscente dalla sede stradale poiché ritenuta la direzione dimensionante, poiché concorde alla direzione della spinta del terreno e del sovraccarico. Inoltre nell'altra direzione il cordolo fornirebbe un contrasto che diminuirebbe l'altezza della mensola.

Tratto	q_b [kN/m ²]	$H_{barriera}$ [m]	H_{ter} [m]	$H_{rilevato}$ [m]	Z_{sup} [m]	Z_{inf} [m]	$C_{e,sup}$ [-]	$C_{e,inf}$ [-]	C_d [-]	i [m]	C_p [-]	$C_p \cdot i$ [m]	p_{sup} [kN/m]	p_{inf} [kN/m]
bordo	0.39	5	1.5	5.4	10.4	5.4	2.38	1.97	1	6.75	2.1	14.175	13.14	10.92
interno	0.39	5	1.5	6	11	6	2.41	2.04	1	6.75	1,2	8.1	7.62	6.44
Interno	0.39	5	1.5	2.5	7.5	2.5	2.17	1.80	1	6.75	1.2	8.1	6.86	5.69
bordo	0.39	5	1.5	0	5	0	1.93	1.80	1	6.75	2.1	14.175	10.67	9.95

Tabella 6-2: Pressione vento barriera H=5 m

Tratto	q_b [kN/m ²]	$H_{barriera}$ [m]	H_{ter} [m]	$H_{rilevato}$ [m]	Z_{sup} [m]	Z_{inf} [m]	$C_{e,sup}$ [-]	$C_{e,inf}$ [-]	C_d [-]	i [m]	C_p [-]	$C_p \cdot i$ [m]	p_{sup} [kN/m]	p_{inf} [kN/m]
bordo	0.39	4	1.5	4	8	4	2.21	1.80	1	6.75	2.1	14.175	12.23	9.95
interno	0.39	4	1.5	10	14	10	2.57	2.35	1	6.75	1.2	8.1	8.12	7.43
Interno	0.39	4	1.5	10	14	10	2.57	2.35	1	6.75	1.2	8.1	8.12	7.43
bordo	0.39	4	1.5	9	13	9	2.52	2.29	1	6.75	2.1	14.175	13.94	12.64

Tabella 6-3: Pressione vento barriera H=4 m

Tratto	q_b [kN/m ²]	$H_{barriera}$ [m]	H_{ter} [m]	$H_{rilevato}$ [m]	Z_{sup} [m]	Z_{inf} [m]	$C_{e,sup}$ [-]	$C_{e,inf}$ [-]	C_d [-]	interasse [m]	C_p [-]	$C_p \cdot i$ [m]	p_{sup} [kN/m]	p_{inf} [kN/m]
bordo	0.39	3	1.5	5	8	5	2.21	1.93	1	6.75	2.1	14.175	12.23	10.67
interno	0.39	3	1.5	6	9	6	2.29	2.04	1	6.75	1,2	8.1	7.22	6.44

Tabella 6-4: Pressione vento barriera H=3 m

Tratto	q_b [kN/m ²]	$H_{barriera}$ [m]	H_{ter} [m]	$H_{nlevato}$ [m]	Z_{sup} [m]	Z_{inf} [m]	$C_{e,sup}$ [-]	$C_{e,inf}$ [-]	C_d [-]	interasse [m]	C_p [-]	$C_{p,i}$ [m]	p_{sup} [kN/m]	p_{inf} [kN/m]
bordo	0.39	3	1.5	7	10	7	2.35	2.13	1	6.75	2.1	14.175	13.00	11.78
intermedio	0.39	3	1.5	7	10	7	2.35	2.13	1	6.75	1.2	8.1	7.43	6.73
intermedio	0.39	3	1.5	6	9	6	2.29	2.04	1	6.75	1.2	8.1	7.22	6.44
bordo	0.39	3	1.5	6	9	6	2.29	2.04	1	6.75	2.1	14.175	12.64	11.26

Tabella 6-5: Pressione vento barriera H=2 m

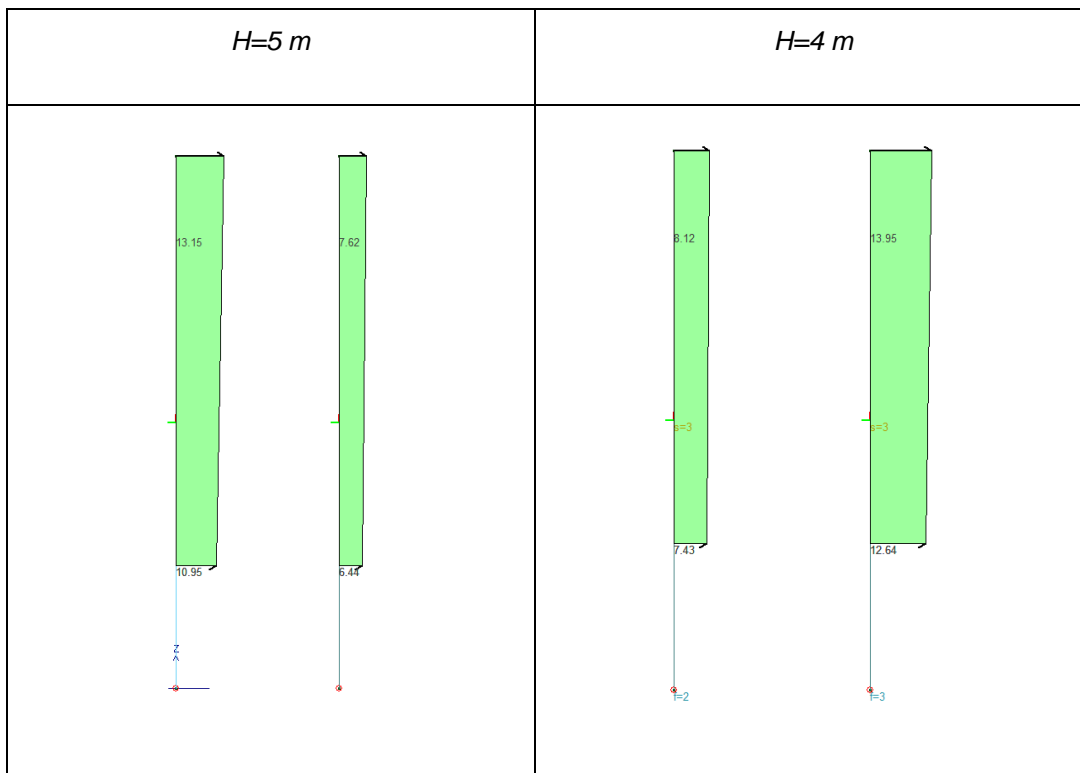


Figura 6-7 – Applicazione del carico da vento (per ogni tipologia vengono visualizzati gli elementi interni e di bordo individuabili per il carico maggiore)

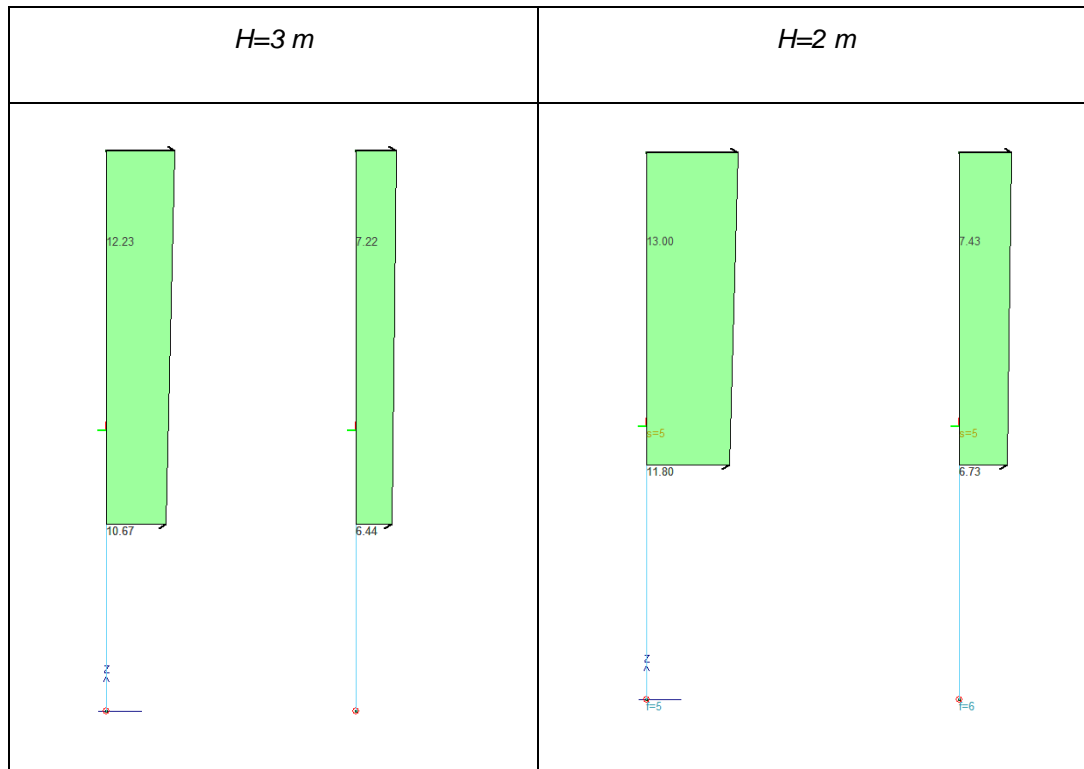


Figura 6-8 – Applicazione del carico da vento (per ogni tipologia vengono visualizzati gli elementi interni e di bordo individuabili per il carico maggiore)

6.1. AZIONE SISMICA

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni sismiche (E), si è fatto riferimento ai valori riportati nel paragrafo “caratterizzazione sismica”.

È stata condotta una comparazione tra l’azione sismica e l’azione del vento (incompatibili tra di loro) sul singolo montante della barriera per determinare quale delle sia più gravosa, quindi dimensionante agli SLU.

Considerando la barriera con altezza pari a $H=5\text{ m}$

$$g_1 = A \times L \times \gamma_{acc} = 0.024160 \text{ m}^2 \times 5 \text{ m} \times 78.5 \text{ kN/m}^3 = 9.5 \text{ kN}$$

$$g_2 = g_2 \times A_{\text{pannello}} = 1.6 \text{ kN/m}^2 \times (7.5 \text{ m} \times 5 \text{ m}) = 60 \text{ kN}$$

$$\text{Reazione sismica alla base} = (g_1 + g_2) \times a_g \times S = 69.5 \times 0.08 \times 1.8 = 10 \text{ kN}$$

Reazione vento in combinazione SLU (tratto interno)

$$\gamma_{slu} \times W = 1.5 \times [(7.6+6.4) \times 5 / 2] = 52.5 \text{ kN}$$

Dai risultati precedenti è visibile che al fine del dimensionamento strutturale, risulta più gravosa l’azione del vento pertanto l’azione sismica verrà trascurata.

7. COMBINAZIONI

7.1. CASI DI CARICO ELEMENTARI

In riferimento alle analisi di carico effettuate sono stati creati i casi di carico elementari impiegati poi nelle combinazioni di verifica ai vari Stati Limite. I casi di carico elementari sono così definiti:

Caso	Caso	Descrizione
LC1	G _{1,a}	Pesi propri strutturali
LC2	G _{1,b}	Spinta statica delle terre + sovraccarico
LC3	G ₂	Peso pannelli fonoassorbenti
LC4	W	Vento

Le combinazioni di carico elementari sono state poi combinate secondo i coefficienti dei vari stati limite indicati in § 2 e § 6 delle NTC 2018.

7.1. COMBINAZIONI

Le combinazioni di carico sono stabilite, in modo da garantire la sicurezza, secondo quanto prescritto dal D.M. 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

Per le fasi transitorie di costruzione del manufatto le combinazioni sono riferite ai carichi reali o a carichi convenzionali equivalenti. Per i valori da assegnare ai carichi convenzionali si sono considerati valori commisurati a periodi di ritorno, riferibili alla fase di costruzione del manufatto.

In accordo al § 2.5.3 del D.M. 14/01/08 “Combinazioni delle azioni”, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

In accordo al par. 2.5.3 delle NTC2018 ai fini delle verifiche degli stati limite sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per le verifiche agli SLU:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinazione caratteristica, impiegata per le verifiche agli SLE irreversibili:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Nelle combinazioni per SLE si intende che vengono omessi i carichi $Q_{k,i}$ che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 . Nelle formule sopra riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{G_i} e γ_{Q_j} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I delle NTC 2018 (in cui essendo ben definita la conoscenza dei carichi permanenti non strutturali, per questi si sono adottati gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti G1).

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 7-1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

I coefficienti di combinazione sono dati in § 2.5.2, Tab. 2.5.I delle NTC 2018:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 7-2: Valori dei coefficienti di combinazione

Combinazione delle azioni geotecniche

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite.

In particolare, nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

La Tabella 2.6.I delle NTC18 fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle Tabelle sopra citate.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nell'Approccio 1, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (γ_R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale (γ_R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

I coefficienti γ_M e γ_R sono definiti nei capitoli successivi.

Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2. Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(4)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽⁴⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 7-3: Tabella 6.2.I NTC18 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Le verifiche delle fondazioni delle barriere vengono svolte accertando i seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza dei pali;

Le verifiche vengono effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Nelle verifiche nei confronti SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 7-4: Tabella 6.2.II NTC18 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ⁽¹⁾	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 7-5: Tabella 6.4.II NTC18 – Coefficienti parziali γ_R per carichi assiali
Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Tabella 7-6: Tabella 6.4.VI NTC18 – Coefficienti parziali γ_R per carichi trasversali

Si riportano le tabelle delle combinazioni considerate.

	LC1	LC2	LC3	LC4
Comb. SLU A1 1	1.3	1.3	1.3	1.5
Comb. SLU A1 2	1	1	1	1.5
Comb. SLE(rara) 3	1	1	1	1

8. MODELLAZIONE NUMERICA

8.1. METODI DI ANALISI

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni. La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata eseguita considerando le disposizioni di carico più gravose ed avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico degli stati limite in accordo con le normative vigenti.

8.1.1. Analisi Statica lineare

L'analisi elastica lineare viene usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi.

8.1. SOFTWARE

Il codice di calcolo adottato è ALGOR SUPERSAP prodotto dalla ALGOR INTERACTIVE SYSTEMS, Inc. Pittsburgh, PA, USA.

Il programma SUPERSAP implementa il metodo degli elementi finiti per strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse. La risoluzione del sistema $K \cdot u = F$ è condotta con l'algoritmo di Gauss modificato sulla matrice K globale suddivisa in blocchi. La risoluzione delle equazioni del moto, ed in particolare l'applicazione dell'analisi dinamica prevista per il calcolo in zona sismica è condotta con il metodo dello spettro di risposta.

Si sottolinea che il solutore ALGOR SUPERSAP è stato sottoposto, con esito positivo e relativa certificazione, ai test N.A.F.E.M.S. (test di confronto della National Agency for Finite Element Methods and Standards in Inghilterra).

Il solutore ALGOR SUPERSAP è soggetto ad attività di controllo ai sensi della Q.A. (quality assurance), condizione essenziale per l'utilizzo dei codici di calcolo nell'ambito della progettazione nucleare ed off-shore.

L'affidabilità del codice utilizzato, PROSAP Professional Structural Analysis Program versione 2013, prodotto dalla 2S.I. s.r.l. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., è stata verificata attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

8.2. MODELLO FEM

La modellazione viene svolta considerando elementi "D2" (beam) ovvero un elemento a sei gradi di libertà per nodo (denominato Trave a comportamento lineare). Per ogni tipologia si considera un'altezza pari all'altezza della barriera (H=5 m, 4 m, 3 m e 2 m) a cui si aggiunge un tratto pari a 1.5 m in cui viene applicata la spinta del terreno e il sovraccarico del cordolo.

Al nodo al piede è stato assegnato la proprietà di fondazione corrispondente alla tipologia palo in mezzo elastico. Per la sua definizione occorre indicare:

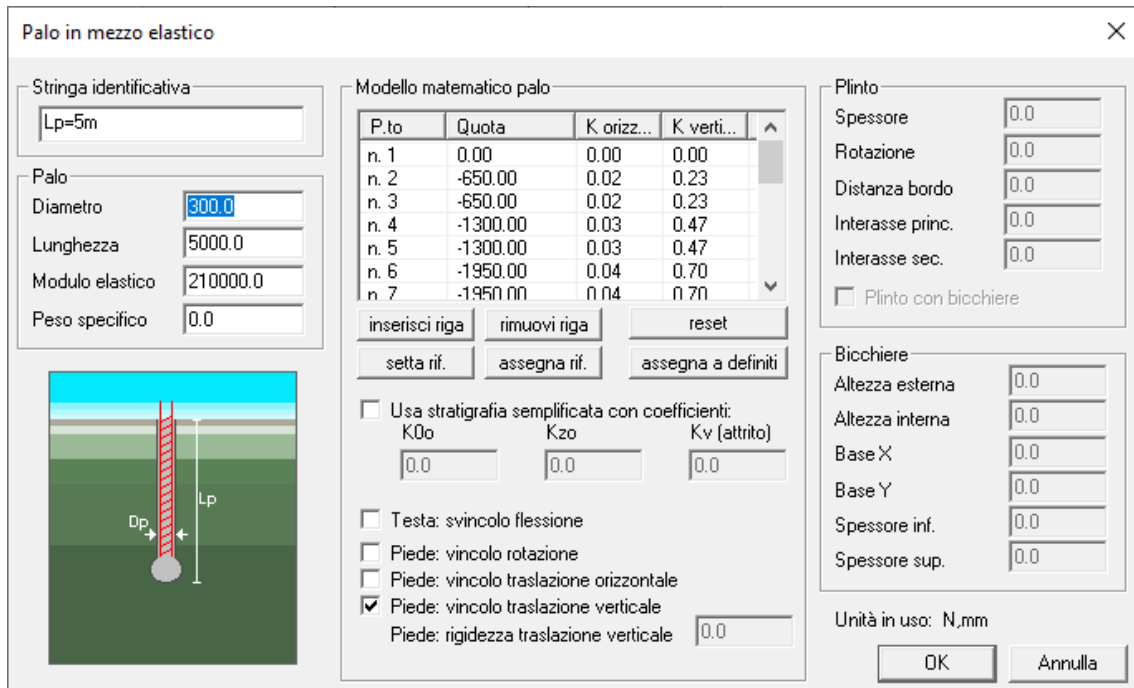
- Diametro del palo;
- Lunghezza del palo;
- Modulo di elasticità del materiale costituente il palo;
- Peso specifico del materiale costituente il palo;

Il diametro in questa fase di analisi delle sollecitazioni è assegnato considerando un diametro equivalente in funzione della rigidezza del profilo. In fase di verifica invece il diametro corrisponde alla dimensione d della sezione del palo stesso, misurata normalmente alla direzione dello spostamento come indicato dalla teoria di Broms.

Nella cornice *Modello matematico palo* si definisce:

- P.to Numero progressivo del punto corrispondente alla quota assegnata;
- Quota del punto di discontinuità della stratigrafia (espressa in cm), riferita al sistema di riferimento globale
- K orizzontale Modulo di reazione orizzontale del terreno (daN/cm3)
- K verticale Modulo di reazione verticale del terreno (daN/cm3)

Inoltre si assegna un vincolo alla traslazione verticale in punta.



P.to	Quota	K orizz...	K verti...
n. 1	0.00	0.00	0.00
n. 2	-650.00	0.02	0.23
n. 3	-650.00	0.02	0.23
n. 4	-1300.00	0.03	0.47
n. 5	-1300.00	0.03	0.47
n. 6	-1950.00	0.04	0.70
n. 7	-1950.00	0.04	0.70

Figura 8-1 – Proprietà nodo di fondazione

La determinazione delle costanti elastiche orizzontali del profilo infisso avviene automaticamente una volta assegnata la stratigrafia. Una volta effettuata l'analisi e il calcolo dei cedimenti il programma aggiorna automaticamente in base ai cedimenti la costante elastica.

Per la loro determinazione si fa riferimento alla teoria di Chiarugi-Maia.

Tale metodo determina il coefficiente di reazione orizzontale utilizzando vari parametri geotecnici del terreno attraversato e del palo in questione. Il valore viene ricavato a metà spessore di ogni strato omogeneo e varia lungo la lunghezza del palo secondo una funzione trigonometrica.

$$K_{trasversale,media,i} = \frac{E_{ed}}{D \cdot (1-\nu^2)} \sqrt[12]{\frac{E_{ed} \cdot D^4}{E_{palo} \cdot I_{palo}}} \quad K_{trasversale,i} = K_{trasversale,media,i} \cdot \tan^{-1}\left(\frac{Z}{D}\right)$$

dove

$K_{trasversale,i}$ è il valore della costante orizzontale di Winkler per lo strato i-esimo.

$K_{trasversale,medio,i}$ è il valore medio della costante di Winkler orizzontale per lo strato i-esimo.

E_{ed} è il modulo edometrico del terreno.

ν è il coefficiente di Poisson del terreno.

E_{palo} è il modulo elastico del palo.

D è il diametro del palo.

I_{palo} è il momento di inerzia della sezione trasversale del palo.

Z è la profondità del punto indagato a partire dal piano campagna.

9. VERIFICHE

Successivamente si riporta il calcolo della lunghezza minima di infissione e la verifica del profilo in acciaio nel caso di palo soggetto in testa ad un'azione orizzontale $H=VEd$ con eccentricità e rispetto alla testa del palo in mezzo elastico. Il tipo di terreno coerente o incoerente varia a seconda della kilometratura secondo quanto specificato nella relazione geotecnica.

Verifiche tipo STR

La verifica dei profili viene svolta attraverso il calcolo elastico secondo quanto previsto al punto 4.2.1.2 NTC18

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed}\sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di progetto della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

Verifiche tipo GEO

Il calcolo del carico limite per azioni orizzontali di un palo di fondazione e il conseguente dimensionamento della lunghezza minima d'infissione sono stati eseguiti secondo la teoria di Broms. La teoria di Broms (1964) si applica sotto le seguenti ipotesi:

- Modellazione del terreno con comportamento di tipo rigido-plastico;
- Palo verticale;
- Terreno omogeneo;
- Comportamento del palo di tipo rigido-plastico.

Broms, quindi, assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico, e cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento del palo e rimanga poi costante al crescere dello spostamento stesso. Assume inoltre che la forma della sezione trasversale del palo sia ininfluente, e che il valore della risultante dell'azione sul palo sia determinato solo dalla dimensione d della sezione del palo stesso, misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

In presenza di forze orizzontali, a differenza di quanto avviene nello studio del carico limite per azioni verticali, la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa, in quanto il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso di quello di sforzo normale che consegue all'applicazione di forze verticali.

Broms caratterizza anche il comportamento flessionale del palo con un comportamento di tipo rigidoperfettamente plastico, e cioè assume che le rotazioni del palo siano trascurabili finché il momento flettente non attinge il valore M_y , di plasticizzazione. A questo punto si forma nella sezione una "cerniera plastica", e cioè la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

In maniera cautelativa è stato assunto il momento associato al raggiungimento della tensione di snervamento f_{yd} nella fibra più esterna.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno sono stati considerati i seguenti casi:

- Rilevati alti $\geq 3\text{m}$: caso di rottura terreno incoerente
- Rilevati bassi $< 3\text{m}$: caso di rottura in funzione del terreno sottostante variabile tra incoerente (strato b e b1) o terreno coesivo (strato CCS).

Data l'assenza di cordoli di collegamento si ipotizza che il palo sia libero di ruotare in testa.

Broms distingue due tipi di comportamento: "palo corto" e "palo lungo".

Per il "palo corto" la rotazione avviene attorno ad un punto prossimo all'estremità inferiore e la lunghezza del palo influisce sulla portanza laterale mentre nel caso di "palo lungo" decade la dipendenza del valore del carico ultimo orizzontale H_u dalla lunghezza del palo stesso. Per il palo lungo, la rottura si verifica a seguito del raggiungimento del momento di plasticizzazione M_y in una sezione del palo e alla conseguente formazione di una cerniera plastica attorno a cui avviene la rotazione.

La profondità di infissione del palo si deve considerare dalla quota della pavimentazione della sede stradale.

La verifica di capacità portante per azioni verticali viene trascurata essendo più gravose le azioni orizzontali dovute al vento.

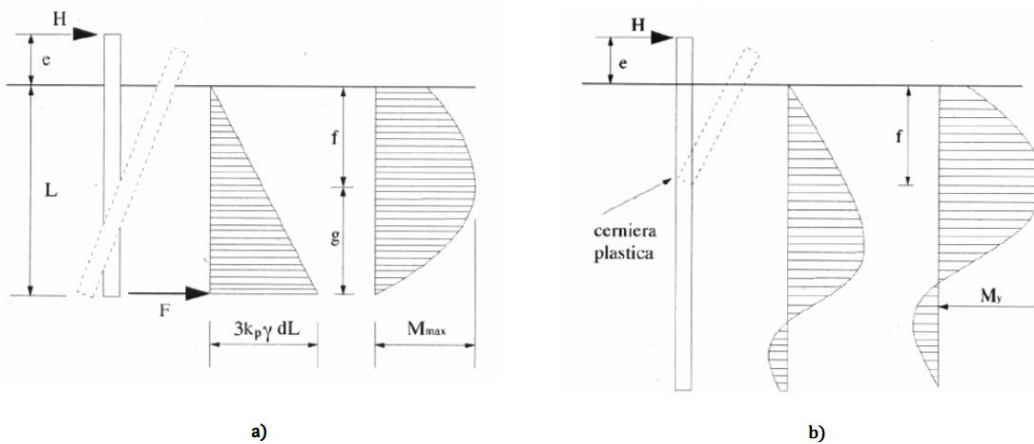


Figura 9-1 – Pressione del terreno e diagramma della sollecitazione flettente per pali liberi di ruotare in testa, terreni incoerenti, a) "palo corto"; b) "palo lungo" (Viggiani, 1999)

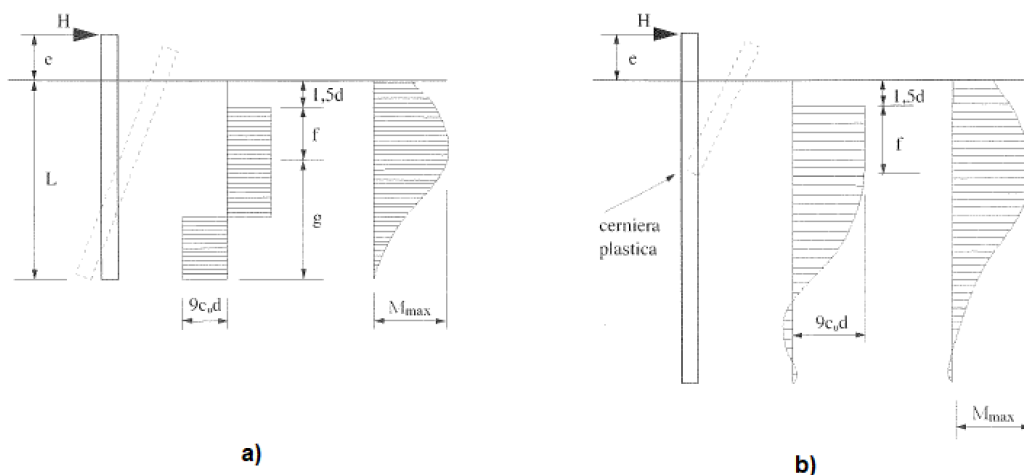


Figura 9-2 – Pressione del terreno e diagramma della sollecitazione flettente per pali liberi di ruotare in testa, terreni coesivi, a) “palo corto”; b) “palo lungo” (Viggiani, 1999)

- Inoltre in maniera cautelativa i parametri geotecnici caratteristici del nuovo rilevato su cui vengono infisse le barriere sono stati assunti uguali all'unità b e b_1 .

9.1. VERIFICHE SLU - TIPO STR / GEO

Successivamente si riportano le verifiche tipo STR e GEO per le diverse tipologie analizzate.

Ai fini delle verifiche strutturali si considerano lo stesso profilo con spessori differenti:

- Spessore $t=10$ mm (lo spessore di calcolo è stato ridotto a $t^*=8.8$ mm per considerare gli effetti della corrosione)
- Spessore $t=14$ mm (lo spessore di calcolo è stato ridotto a $t^*=12.8$ mm per considerare gli effetti della corrosione)
- Spessore $t=20$ mm (lo spessore di calcolo è stato ridotto a $t^*=18.8$ mm per considerare gli effetti della corrosione)

La classificazione avviene in funzione della loro capacità rotazione C_0 definita dal rapporto tra le rotazioni corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima e allo snervamento.

Poiché il profilo non ha almeno un asse di simmetria la curvatura ultima non è complanare con la curvatura allo snervamento, pertanto il rapporto perde di significato e la sezione non manifesta capacità plastiche.

Come accade per le sezioni ad L (che non hanno assi di simmetria) con il metodo semplificato tabellare possono ricadere al massimo in classe 3 indipendentemente dalle dimensioni, i profili utilizzati per le barriere vengono classificate in classe 3.

Si riportano le caratteristiche meccaniche per i diversi spessori.

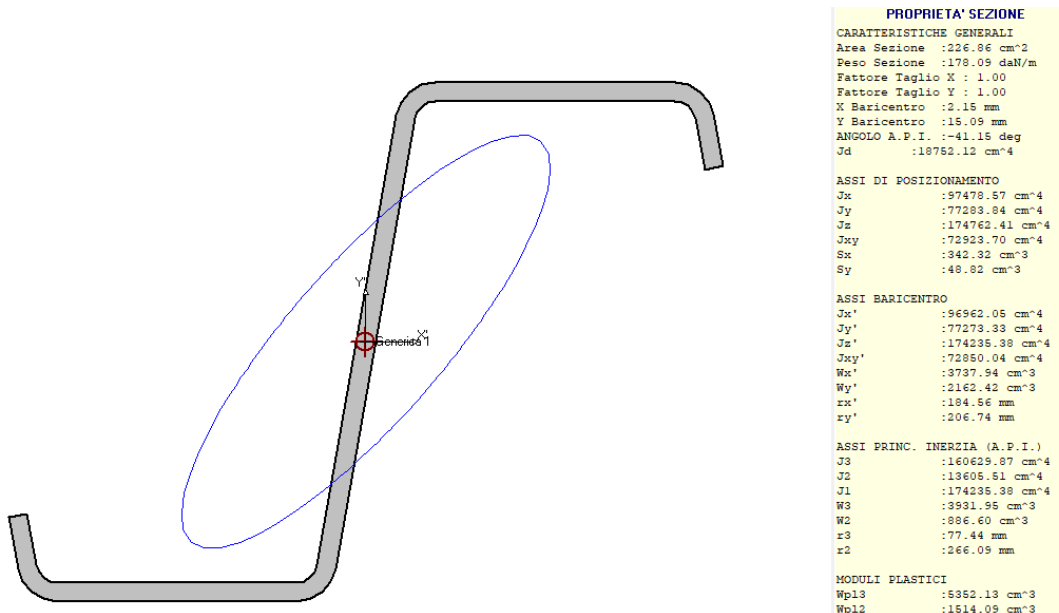
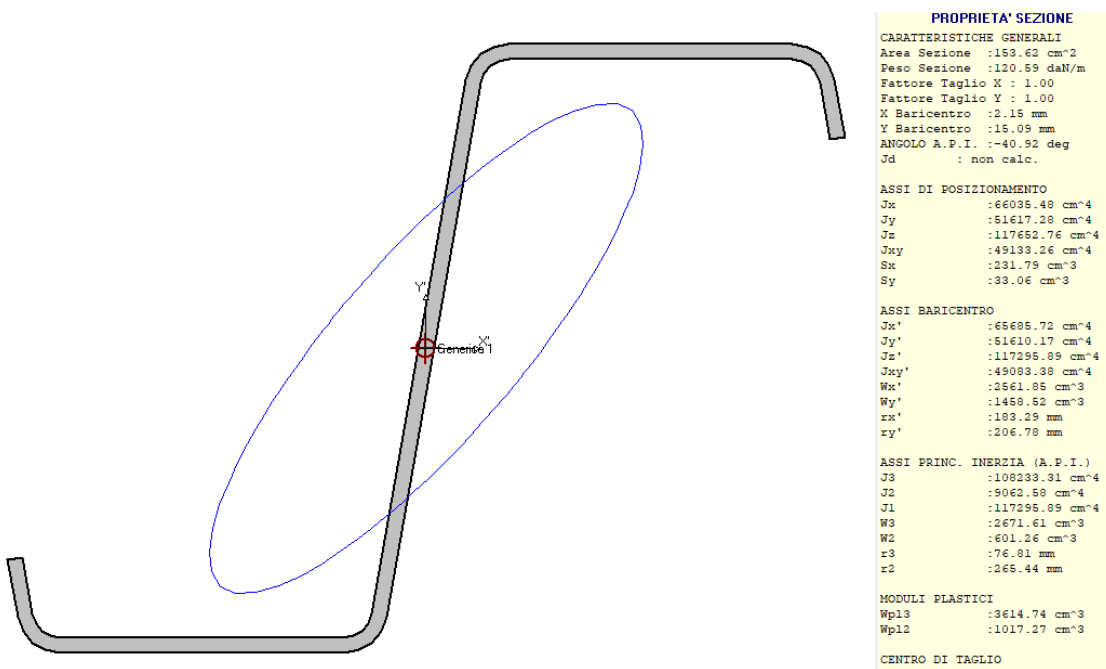
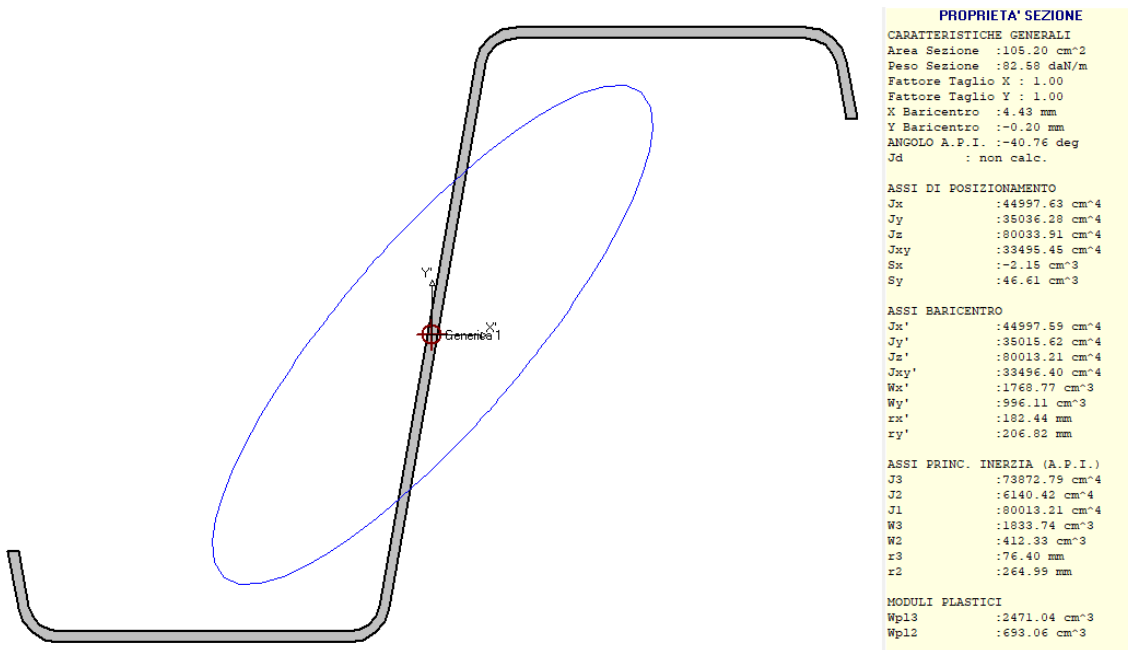


Figura 9-3 – Profilo spessore $t=18.8$ mm


 Figura 9-4 – Profilo spessore $t=12.8$ mm

 Figura 9-5 – Profilo spessore $t=8.8$ mm

9.1.1. Barriera H=4 m

Tipologia di riferimento	BAT03
Altezza rilevato	variabile da 6 m a 10 m
Terreno considerato	coesivo (unità geologica CCS)
Spessore profilo	Bordo $t=20$ mm (lo spessore di calcolo è stato ridotto a $t^*=18.8$ mm per considerare gli effetti della corrosione); Interno $t=14$ mm (lo spessore di calcolo è stato ridotto a $t^*=12.8$ mm per considerare gli effetti della corrosione).

Si riporta il diagramma delle sollecitazioni per la combinazione SLU. Il profilo con maggiori sollecitazioni rappresenta quello di bordo, l'altro quello interno. La lunghezza d'infissione sul mezzo elastico è pari a 5 m per profilo di bordo e 4.2 m per quello interno.

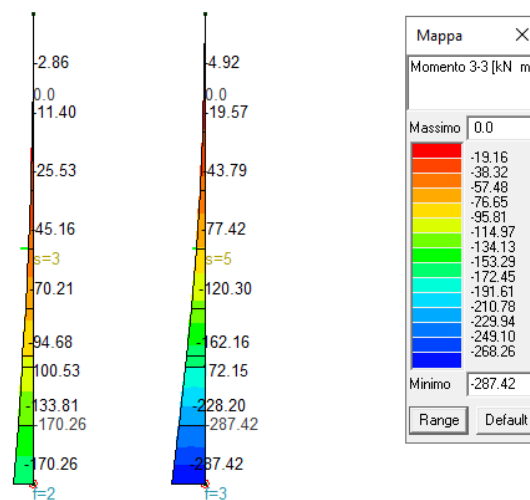


Figura 9-6 – Diagramma flessione profilo fuori terra

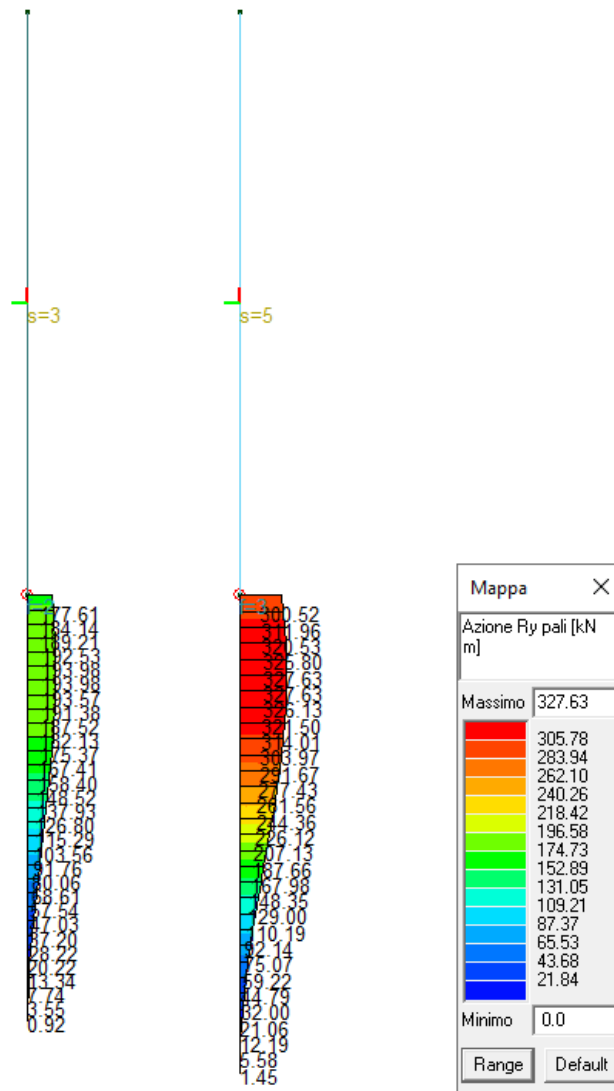


Figura 9-7 – Diagramma flessione profilo su mezzo elastico

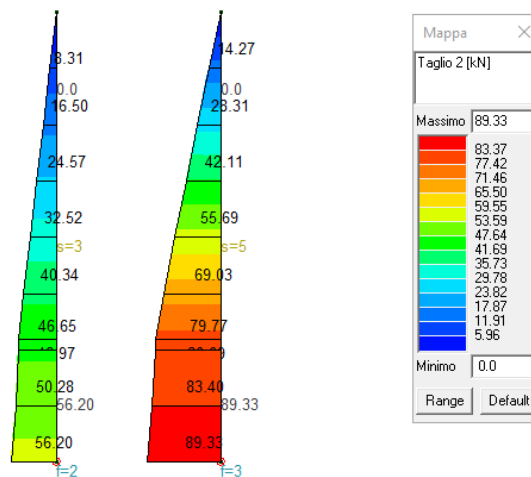


Figura 9-8 – Diagramma taglio profilo fuori terra

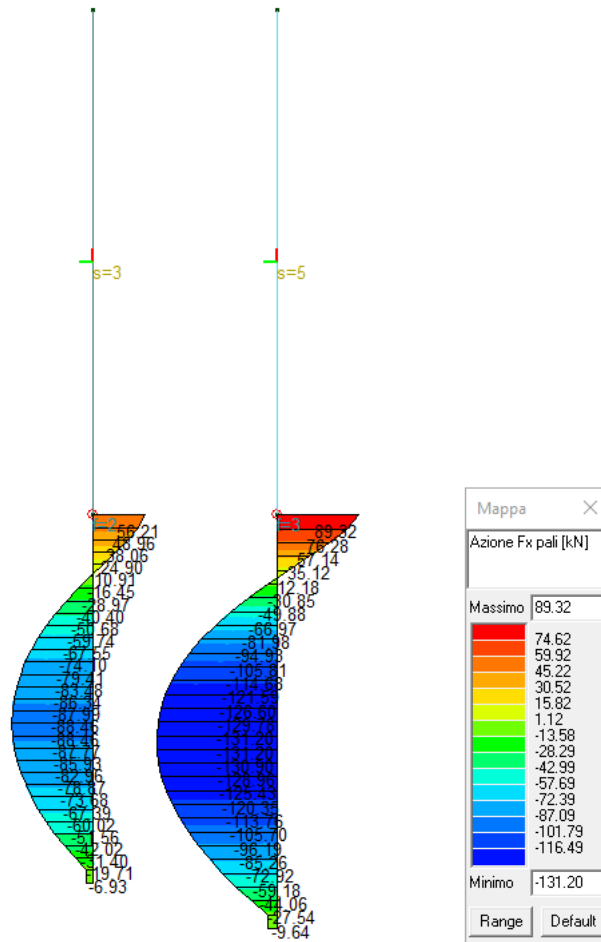


Figura 9-9 – Diagramma taglio profilo su mezzo elastico

Si riporta la verifica tipo STR per i profili di bordo e quelli interni scomponendo il momento lungo i due assi principali d'inerzia i quali risultano ruotati rispetto al piano orizzontale di un angolo α .

Ry 194 kNm
 α -41.15 ° angolo inclinazione assi principali (rispetto asse orizzontale)

Barriera H=5 m (BORDO t=18.8mm)											
N _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed,33}	A	Av	W ₃₃	σ _N	σ _M	τ	σ _{vM}	f _{yd}	
[kN]	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
112	150	146.1	22686	8460	3931950	4.94	37.15	17.73	52.10	338.1	verificato
N _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed,22}	A	Av	W ₂₂	σ _N	σ _M	τ	σ _{vM}	f _{yd}	
[kN]	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
112	150	-128	22686	8460	886600	4.93697	-143.99	17.7305	142.4	338.1	verificato

Ry 255 kNm
 α -40.92 ° angolo inclinazione assi principali (rispetto asse orizzontale)

Barriera H=4 m (INTERNO t=12.8mm)											
N _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed,33}	A	Av	W ₃₃	σ _N	σ _M	τ	σ _{vM}	f _{yd}	
[kN]	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
112	123	192.7	15362	5760	2671610	7.29	72.12	21.35	87.60	338.1	verificato
N _{Ed}	V _{Ed}	M _{Ed,22}	A	Av	W ₂₂	σ _N	σ _M	τ	σ _{vM}	f _{yd}	
[kN]	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
112	123	-167	15362	5760	601260	7.29072	-277.79	21.3542	273.02	338.1	verificato

Si riporta la verifica tipo GEO per i profili di bordo e quelli interni.

Profili di Bordo

tipo Hy 90 kN GEO COESIVO
 tratto Mx 288 kNm γT 1.3
 H_{barriera} 4m m W_{xx,el} 3737.9 cm³ ξ₃=ξ₄ 1.7

1) INDIVIDUA LUNGHEZZA MINIMA L_{min} A TRAVERSO EQUAZIONE ROTAZIONE BASE PALO (ipotesi terreno coesivo - PALO CORTO)

Hy	e=M/H	d	cu	H/(c _v d ²)	L _{min}	H _{lim}	HRd		
[kN]	[m]	[m]	[KPa]	[-]	[m] calcolo	[kN]	[kN]		
90.00	3.20	0.7	80.00	2.296	3.0	0.00	90.00	40.72	NON VERIFICA

2) VALUTA LUNGHEZZA L_{max} DI CONFINE TRA PALO CORTO/ LUNGO

PALO CORTO M_{max} < MRd
 PALO LUNGO M_{max} > MRd

VERIFICA PALO CORTO

L _{max}	MRd	H/(c _v d ²)	M _{max}	MRd-M _{max}	L _{utilizzab}	H/(c _v d ²)	M _{max}	H _{lim}	HRd	
[m]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]	[kNm]	[kN]	[kN]	
4.77	1263.8	7.12	1263.78	0.00	4.50	6.27	1105.42	245.98	111.30	VERIFICA

3) SE PALO LUNGO EFFETTUA VERIFICA H < H_u

MRd	e	d	cu	H _{lim}	HRd	
[kNm]	[m]	[m]	[KPa]	[kN]	[kN]	
1263.78	3.2	0.7	80	279.17	126.32	VERIFICA

Profili interni

tipo		Hy	57	kN	GEO	COESIVO
tratto		Mx	171	kNm	γ_T	1.3
H _{barriera}	4m	W _{xx,el}	2561.9	cm ³	$\xi_3=\xi_4$	1.7

1) INDIVIDUA LUNGHEZZA MINIMA L_{min} ATTRAVERSO EQUAZIONE ROTAZIONE BASE PALO (ipotesi terreno coesivo - PALO CORTO)

Hy	e=M/H	d	cu	H/(c _v d ²)	L _{min}	H _{lim}	HR _d	
[kN]	[m]	[m]	[KPa]	[-]	[m] calcolo	[kN]	[kN]	
57.00	3.00	0.7	80.00	1.454	2.5 0.00	57.02	25.80	NON VERIFICA

2) VALUTA LUNGHEZZA L_{max} DI CONFINE TRA PALO CORTO/ LUNGO

 PALO CORTO M_{max} < MR_d
 PALO LUNGO M_{max} > MR_d
VERIFICA PALO CORTO

L _{max}	MR _d	H/(c _v d ²)	M _{max}	MR _d -M _{max}	L _{utilizzab}	H/(c _v d ²)	M _{max}	H _{lim}	HR _d	
[m]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]	[kNm]	[kN]	[kN]	
4.08	866.1	5.20	866.15	0.00	4.00	4.98	827.69	195.05	88.26	VERIFICA

3) SE PALO LUNGO EFFETTUA VERIFICA H < H_u

MR _d	e	d	cu	H _{lim}	HR _d	
[kNm]	[m]	[m]	[KPa]	[kN]	[kN]	
866.149	3	0.7	80	203.70	92.17	VERIFICA

9.2. VERIFICHE SLE

La verifica di deformabilità dei montanti è eseguita con riferimento ad una colonna a mensola, incastrata al livello del terreno d'infissione, soggetta alle azioni orizzontale del vento e della spinta del terreno sostenuta. Per questa condizione si applica la imitazione normativa pari a $H/150$.

Barriera H = 5 m

Altezza barriera dal piede = $H_{barriera} + H_{ter} = 5 + 1.5 = 6.5$ m

Spostamento nodo in testa 42.9 mm

Limite $dx = 42.9 < H/150 = 43$ mm

Verifica

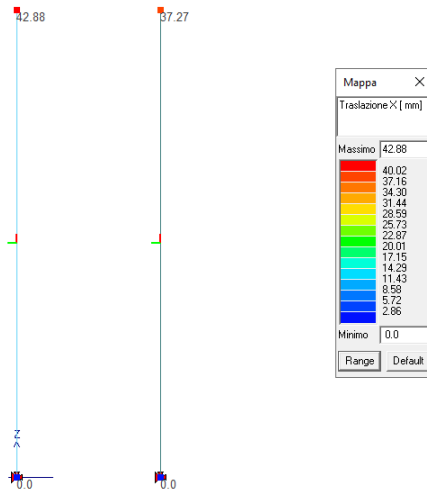


Figura 9-10 – Spostamento orizzontale SLE

9.3. SCHEMA RIASSUNTIVO

Si riporta una tabella riassuntiva dei profili utilizzati (spessore) e delle lunghezze totali. Per considerare l'effetto poco affidabile del rilevato a seguito della presenza della scarpata, la lunghezza di infissione è stata aumentata di 0.5 m.

		lunghezza totale profilo Z (m)					
H=5m	BORDO (estremità dx e sx 20m)	Profilo t=20 mm	H _{barriera}	H _{spinta}	H _{infissi, calcolo}	H _{calc}	H _{tot}
BAT03			5	1.5	5	11.5	12
		lunghezza totale profilo Z (m)					
	INT	Profilo t=14 mm	H _{barriera}	H _{spinta}	H _{infiss}	H _{calc}	H _{tot}
			5	1.5	4.2	10.7	11.5

		lunghezza totale profilo Z (m)					
H=4m	BORDO (estremità dx e sx 16m)	Profilo t=20 mm	H _{barriera}	H _{spinta}	H _{infiss}	H _{calc}	H _{tot}
BAT01			4	1.5	4.5	10	10.5
BAT02							
		lunghezza totale profilo Z (m)					
	INT	Profilo t=14 mm	H _{barriera}	H _{spinta}	H _{infiss}	H _{calc}	H _{tot}
			4	1.5	4	9.5	10