

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

BARRIERE ANTIRUMORE

Relazione di calcolo fondazioni barriera da H0 ad H2

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

RS3E 50 D 78 CL BA0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	A. Ricci	Dicembre 2019	L. Parrelli	Dicembre 2019	F. Sparacino	Dicembre 2019	D. Tiberti Dicembre 2019

IT ALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Generale
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Daniele Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10476

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI.....	7
3.1.1	<i>Documenti di progetto</i>	7
3.1.2	<i>Normativa e istruzioni</i>	7
4	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA	9
4.1	INDAGINI IN SITO	9
4.2	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI PER TRATTI	10
4.3	CLASSIFICAZIONE SISMICA E CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	11
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	12
5.1	CALCESTRUZZO	12
5.1.1	<i>Magrone</i>	12
5.1.2	<i>Calcestruzzo per barriere</i>	12
5.1.3	<i>Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante: OPERE</i>	13
5.1.4	<i>Calcestruzzo riempimento micropali</i>	14
5.2	ACCIAIO	15
5.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i>	15
5.2.2	<i>Acciaio da carpenteria</i>	15
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	16
6.1	PESI PROPRI	16
6.2	CARICHI VARIABILI.....	17
6.2.1	<i>Carico del vento</i>	17
6.2.2	<i>Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario</i>	23
6.3	AZIONE SISMICA.....	25
6.3.1	<i>Vita nominale</i>	26

6.3.2	Classe d'uso	26
6.3.3	Periodo di riferimento	27
6.3.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	28
6.3.5	Caratterizzazione sismica del terreno	28
6.3.6	Parametri sismici di calcolo e definizione azione sismica sulle barriere.....	30
7	COMBINAZIONI DI CARICO	36
7.1	COMBINAZIONI STATICHE E SISMICHE (FONDAMENTALI).....	39
8	AZIONI RISULTANTI.....	41
8.1	RIEPILOGO CARATTERISTICHE GEOMETRICHE.....	41
8.2	RIEPILOGO ANALISI DEI CARICHI	41
9	SOLLECITAZIONI IN TESTA AI MICROPALI	43
10	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI MICROPALI DI FONDAZIONE	44
10.1	PORTANZA VERTICALE	48
10.1.1	Verifica di portanza verticale	48
10.2	PORTANZA ORIZZONTALE	50
10.3	VERIFICHE STRUTTURALI TUBO ARMATURA	55
11	VERIFICA DEL CORDOLO DI FONDAZIONE	58
12	CONCLUSIONI	65

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell’ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo relativo alla tratta a semplice binario Dittaino – Catenanuova del Nuovo Collegamento Palermo – Catania. L’intera tratta Dittaino – Catenanuova ha uno sviluppo complessivo di circa 22,8 km.

L’opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra fra quelle inserite nella categoria denominata “Barriere Antirumore- Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2”.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 14 gennaio 2008.

Il Progetto Definitivo in oggetto si riferisce alla progettazione delle opere tra le sezioni indicate nello studio acustico, lungo la linea ferroviaria DITTAINO-CATENANUOVA (Lotto 5).

codice BA	lato binario	pk inizio	pk fine	lunghezza (m)	Montante	Note
F2 BA01a P	pari	4+709	4+844	141	H0	su rilevato/trincea/muro
F2BA01b P	pari	4+844	5+009	165	H0	su viadotto
F2BA01c P	pari	5+009	5+123	114	H0	su trincea/rilevato
F2BA01a D	dispari	8+290	8+470	180	H1	su viadotto
F2BA01b D	dispari	8+470	8+581	111	H1	-
F2BA02a P	pari	21+059	21+095	36	H0	-
F2BA02b P	pari	21+095	21+149	54	H0	su muro
F2 BA03 P	pari	21+549	21+612	66	H1	su muro
F2 BA04 P	pari	22+202	22+256	54	H1	-
F2 BA05 P	pari	22+256	22+430	174	H2	-

In particolare, lo scopo della presente relazione sono i calcoli statici relativi alle barriere fonoassorbenti di tipologia “RFI” distinte in funzione della tipologia di fondazione andando a considerare per ciascuna di esse, la massima altezza della barriera antirumore presente:

Barriere standard RFI	Nome blocco fondazione	TIPO BARRIERA	BARRIERA ASSUNTA NEI CALCOLI
Fondazione Tipo 1	BM95	TIPO H0 ÷ H2	TIPO H2

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B

Di seguito si illustrano le assunzioni strutturali di progetto prese a base di calcolo, la normativa di riferimento, i materiali utilizzati, la caratterizzazione geotecnica prevista, i carichi di progetto e le relative condizioni e combinazioni, lo schema strutturale adottato e le verifiche effettuate.

Le azioni applicate alla struttura seguono i criteri generali riportati nel D.M. 14/01/2008, “*Norme tecniche per le costruzioni*” e le relative specifiche ferroviarie (cfr par. 3.1.2)

- azioni permanenti (pesi propri, permanenti, etc.);
- azioni sismiche;
- azioni variabili da traffico ferroviario, ambientali, etc...

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella presente relazione di calcolo si descrivono le analisi e le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di sostegno e delle fondazioni sopra citate; Tali fondazioni saranno realizzate con micropali dotati di armatura tubolare in acciaio; sulla testa di tali micropali verrà poi realizzato un cordolo in conglomerato cementizio armato al quale vengono poi ancorate le basi delle barriere antirumore.

Tali elementi servono a risolvere interferenze tra il cordolo di fondazione della barriera corrente ed eventuali ostacoli

Per ulteriori indicazioni si rimanda all'esame degli elaborati progettuali.

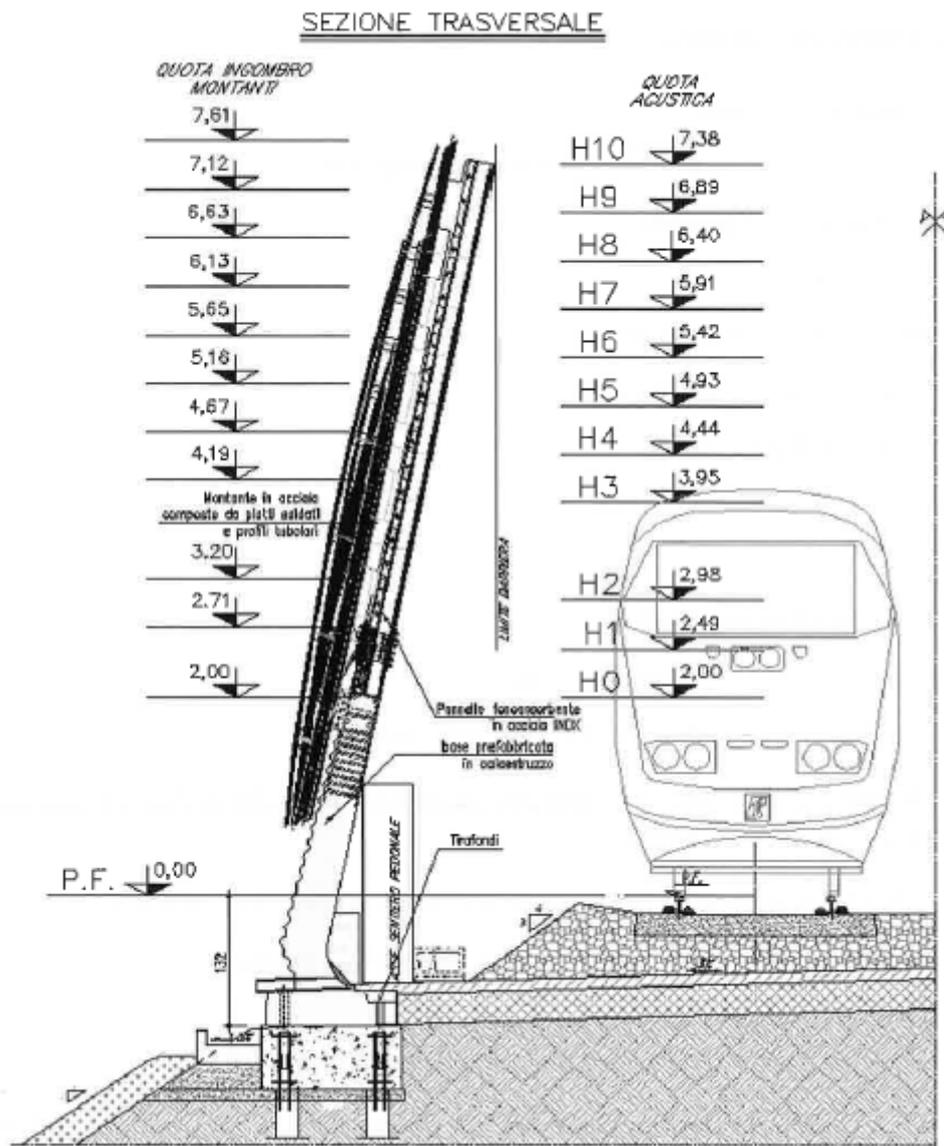


Figura 1 – Sezione tipo Barriera antirumore su rilevato

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B	FOGLIO 7 di 66

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Documenti Referenziati

I documenti usati come input per il presente documento sono i seguenti:

3.1.1 Documenti di progetto

- *Relazione geotecnica generale*
- *Sezioni trasversali della linea ferroviaria*
- *Planimetria di progetto della linea ferroviaria*

3.1.2 Normativa e istruzioni

Di seguito è riportato l'elenco delle Normative e dei Documenti assunti come riferimento per il progetto delle opere trattate nell'ambito del presente documento:

Normative e Documenti tecnici generali

Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture dei Trasporti, DM 14 gennaio 2008 – «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»

Rif. [2] Circolare Applicativa n 617 del 2 Febbraio 2009 - «Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008»

Rif. [3] UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

Documenti Tecnici RFI e/o di ambito ferroviario

Rif. [4] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 B– rev 22/12/2017)

Rif. [5] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)

Rif. [6] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)

Rif. [7] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)

Rif. [8] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A – rev 30/12/2016)

Rif. [9] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 B– rev 22/12/2017)

Rif. [10] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 7 / Geologia (RFI DTC SI CS GE IFS 001 A – rev 22/12/2017)

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	8 di 66	

Rif. [11] Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;

Rif. [12] Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili (RFI DTC SI CS SP IFS 005 B - rev 22/12/2017)

4 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

Nell’ambito degli interventi di risanamento acustico Dittaino– Catenanuova relativa al Nuovo Collegamento ferroviario Palermo-Catania, il presente documento analizza i risultati della campagna di indagini geognostiche condotto da Italferr alla base della definizione del modello geotecnico del sottosuolo e della relativa interazione con le opere del presente progetto.

Nel seguito sono analizzati i risultati delle prove in situ ed in laboratorio, procedendo poi alla definizione del modello geotecnico mediante la definizione delle diverse unità stratigrafiche ciascuna caratterizzata dai rispettivi parametri caratteristici.

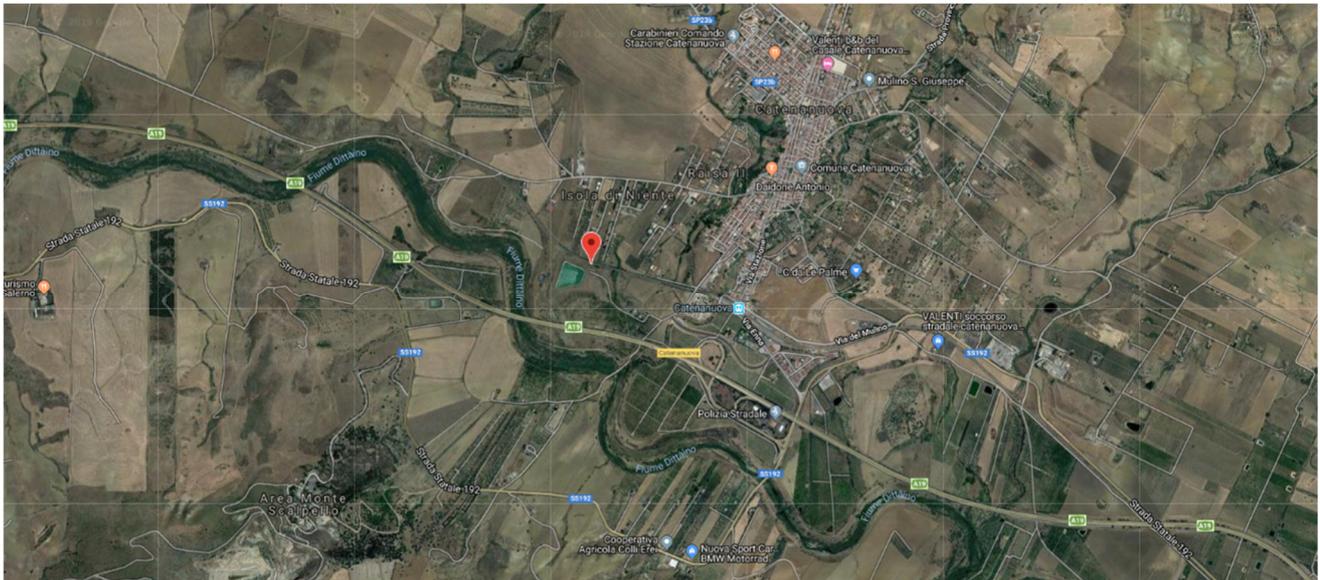


Figura 2 – Ubicazione dell’area di intervento

Nello specifico la campagna d’indagine ha previsto l’esecuzione di n°15 sondaggi con prove in situ ed il prelievo di campioni per poter eseguire analisi di laboratorio.

L’inquadramento geomorfologico e geologico dell’area interessata dalle opere in progetto è riportato nella relazione geologica del presente progetto definitivo.

4.1 Indagini in situ

La caratterizzazione geotecnica dei terreni nell’area interessata dalle opere in progetto è svolta sulla base dei risultati ricavati dalla campagna di indagine, in cui sono stati eseguiti in situ:

n. 15 sondaggi geognostici a carotaggio per profondità di 30-80 m che, in corrispondenza delle progressive analizzate, hanno portato alla definizione delle seguenti unità geotecniche:

Tabella 1

UNITA’	DESCRIZIONE
--------	-------------

Ghiaia sabbiosa - bni	Ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, talora con blocchi angolosi, con matrice sabbiosa e sabbioso-limosa
Argilla limosa - Unità bnc	Argille limose e limi argillosi di colore bruno e nocciola
Argilla marnosa – Unità AAC	Argille marnose e argille limose a struttura scagliosa di colore grigio

4.2 Parametri geotecnici caratteristici per tratti

Alla luce dell'analisi delle indagini in situ per la caratterizzazione geotecnica delle unità è stata considerata per la seguente condizione stratigrafica ritenuta la peggiore tra le varie condizioni relative alle opere oggetto di studio:

Tabella 2 Caratterizzazione geotecnica

UNITA'	Profondità [m]	γ [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E_0 [MPa]
Ghiaia sabbiosa - Unità bni	0,00 ÷ 3,00	19,0	35	0	-	250 ÷ 350
Argilla limosa - Unità bnc	3,00 ÷ 8,00	19,5	24	5÷12	50÷ 400	130 ÷ 180
Argilla marnosa – Unità AAC	8,00 ÷ 9,00	20	22	5÷23	100÷ 500	200÷ 900

Falda: a +8.7 m s.l.m.

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B

4.3 Classificazione sismica e categoria di sottosuolo

L'Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia ha provveduto ad aggiornare la Mappa di pericolosità del territorio nazionale utilizzando tecnologie avanzate e le più recenti conoscenze acquisite riguardanti il territorio italiano.

Di seguito si riportano i valori dei parametri sismici per le opere ricadenti in corrispondenza delle progressive sopra citate, si considera cautelativamente il sito che riporta i parametri sismici peggiori tra quelli in cui ricadono le progressive esaminate.



Figura 3 Parametri sismici

Si considera, dunque, una vita nominale di 75 anni, una classe d'uso III, dunque si ottiene per le progressive esaminate, una accelerazione massima $a_g=0.163$

Per quanto riguarda la categoria sismica di sottosuolo, facendo riferimento a quanto riportato nella Relazione Geotecnica Generale, i terreni di progetto rientrano in **Categoria C**.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

5.1 Calcestruzzo

5.1.1 Magrone

- Classe di resistenza C12/15;
- contenuto min. cemento 150 kg/m^3 .

5.1.2 Calcestruzzo per barriere

Resistenza cubica a compressione	R_{ck}		N/mm^2	45,0
Resistenza cilindrica a compressione	f_{ck}	$0.83 * R_{ck}$	N/mm^2	37,4
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	$f_{ck}+8$	N/mm^2	45,4
Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli	α_{cc} ($t > 28 \text{gg}$)		-	0,85
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c		-	1,5
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	$(\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_c$	N/mm^2	21,2
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctm}	$0.3 * (f_{ck})^{2/3}$	N/mm^2	3,4
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm^2	2,3
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	f_{ctk} / γ_c	N/mm^2	1,6
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	$1.2 * f_{ctm}$	N/mm^2	4,0
Resistenza cilindrica caratteristica a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm^2	2,8
Modulo elastico	E_{cm}	$22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$	N/mm^2	34625
Peso proprio	γ_c		N/m^3	25000
Coefficiente di Poisson	ν		-	0,2
Coefficiente di aderenza	η		-	1,0
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	$2.25 * \eta * f_{ctk}$	N/mm^2	5,3
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	f_{bd}	f_{bk} / γ_c	N/mm^2	3,5

Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.

Massima tensione di compressione in combinazione di carico RARA	σ_c	$0.55 * f_{ck}$	N/mm^2	20,5
Massima tensione di compressione in combinazione di carico PERMANENTE	σ_c	$0.40 * f_{ck}$	N/mm^2	14,9

Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	13 di 66

5.1.3 Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante: FONDAZIONI

Resistenza cubica a compressione	R_{ck}		N/mm ²	35,0
Resistenza cilindrica a compressione	f_{ck}	$0.83 * R_{ck}$	N/mm ²	29,0
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	$f_{ck}+8$	N/mm ²	37,0
Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli	α_{cc} (t>28gg)		-	0,85
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c		-	1,5
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	$(\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_c$	N/mm ²	16,5
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctm}	$0.3 * (f_{ck})^{2/3}$	N/mm ²	2,8
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm ²	1,9
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	f_{ctk} / γ_c	N/mm ²	1,3
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	$1.2 * f_{ctm}$	N/mm ²	3.36.7
Resistenza cilindrica caratteristica a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm ²	2,0
Modulo elastico	E_{cm}	$22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$	N/mm ²	32575
Peso proprio	γ_c		N/m ³	25000
Coefficiente di Poisson	ν		-	0,2
Coefficiente di aderenza	η		-	1,0
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	$2.25 * \eta * f_{ctk}$	N/mm ²	4,3
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	f_{bd}	f_{bk} / γ_c	N/mm ²	2,9

Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.

Massima tensione di compressione in combinazione di carico RARA	σ_c	$0.55 * f_{ck}$	N/mm ²	16,0
Massima tensione di compressione in combinazione di carico PERMANENTE	σ_c	$0.40 * f_{ck}$	N/mm ²	11,6

Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	14 di 66

5.1.4 Calcestruzzo riempimento micropali

Resistenza cubica a compressione	R_{ck}		N/mm ²	30,0
Resistenza cilindrica a compressione	f_{ck}	$0.83 * R_{ck}$	N/mm ²	24,9
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	$f_{ck}+8$	N/mm ²	32,9
Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli	α_{cc} ($t > 28$ gg)		-	0,85
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c		-	1,5
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	$(\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_c$	N/mm ²	14,1
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctm}	$0.3 * (f_{ck})^{2/3}$	N/mm ²	2,6
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm ²	1,8
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	f_{ctk} / γ_c	N/mm ²	1,2
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	$1.2 * f_{ctm}$	N/mm ²	3,1
Resistenza cilindrica caratteristica a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm ²	2,1
Modulo elastico	E_{cm}	$22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$	N/mm ²	31447
Peso proprio	γ_c		N/m ³	25000
Coefficiente di Poisson	ν		-	0,2
Coefficiente di aderenza	η		-	1,0
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	$2.25 * \eta * f_{ctk}$	N/mm ²	4,0
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	f_{bd}	f_{bk} / γ_c	N/mm ²	2,7

Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.

Massima tensione di compressione in combinazione di carico RARA	σ_c	$0.55 * f_{ck}$	N/mm ²	13,7
Massima tensione di compressione in combinazione di carico PERMANENTE	σ_c	$0.40 * f_{ck}$	N/mm ²	10,0

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B

5.2 Acciaio

5.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Classe di Resistenza

B450C

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 540$ MPa (frattile al 5%)

Tensione caratteristica allo snervamento: $f_{yk} = 450$ MPa (frattile al 5%)

Fattore di sovrarresistenza (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)

$k = f_{tk}/f_{yk} = 1.20$ MPa

Allungamento a rottura (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)

$(A_{gt})_k = \epsilon_{uk} = 7.5$ %

$\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk} = 6.75$ %

* Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU: $\gamma_c = 1.15$

Resistenza di calcolo allo SLU: $f_{yd} = 391.3$ MPa (f_{yk}/γ_s)

Modulo di elasticità: $E_f = 210000$ MPa

– $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 0,75 \cdot 450 = 337,50$ N/mm² → tensione massima di esercizio per l'acciaio SLE rara.

5.2.2 Acciaio da carpenteria

Si prescrive l'utilizzo di profilati in acciaio laminati a caldo **S275**:

Tensione di snervamento $f_{yk} \leq 275$ N/mm²;

Tensione di rottura $f_{tk} \leq 430$ N/mm²;

Modulo elastico $E = 210.000$ N/mm²;

Coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$;

Modulo di elasticità trasversale $G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23$ N/m²;

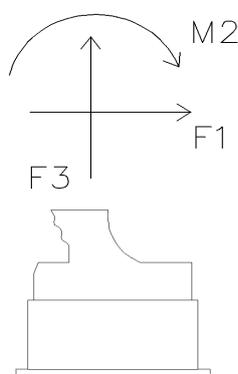
Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ per °C⁻¹ (per T fino a 100 °C);

Densità $\rho = 7.850$ kg/m³.

6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

I carichi permanenti e variabili saranno desunti dalla relazione delle barriere antirumore del tipologico di RFI, per i carichi variabili si effettuerà la verifica puntuale che le azioni da considerare sui pannelli, prescritte dalla normativa vigente per il sito in esame, risultino uguali o minori di quelle considerate per il calcolo tipologico, ove tali condizioni non risultino soddisfatte si procederà alle opportune modifiche ed integrazioni.

Nel seguito saranno utilizzate le seguenti convenzioni:



6.1 Pesì propri

Di seguito è riportata la tabella riassuntiva delle sollecitazioni con evidenziate le azioni dei pesi propri riferite all'estradosso dello zoccolo del manufatto prefabbricato della barriera.

I carichi considerati sono:

B.A.	H2
PP base cls	-41.63
PP montanti	-1.64

PP BM -43.27

PP BM: PP base cls + PP montanti

Sollecitazioni estradosso zoccolo	F1 [kN]	F3 [kN]	M2 [kNm]	
PP _{PA}	0.00	-1.51	0.80	(3.0 m di pannello)
PP _{PB}	0.00	-3.02	1.60	(3.0 m di pannello)
PP BM	0.00	-43.27	2.64	(modulo da 1.50m)
PP BT95	0.00	-41.27	3.10	(modulo da 1.50m)

PP: peso proprio

PP_{PA}: peso proprio pannelli asciutti

PP_{PB}: peso proprio pannelli bagnati

Zoccolo + Cordolo	L1 [m]	L2 [m]	h [m]	γ [kN/m ³]	F3 [kN]	
zoccolo BM95:	0.95	1.50	0.35	25.0	-12.47	(modulo da 1.50m)
zoccolo BT95:	0.95	1.50	0.35	25.0	-12.47	(modulo da 1.50m)
Cordolo fond:	1.05	3.00	0.45	25.0	-35.44	(L=3.0 m)

6.2 Carichi variabili

6.2.1 Carico del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.

Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento q_b (N/m²) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v^2$$

dove

v_b = velocità di riferimento del vento (m/s)

ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO				
	Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2				
COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B	FOGLIO 18 di 66

La regione Sicilia ricade in zona 4 (tabella 3.3.I) pertanto si ha:

zona	a_0 [m]	v_{b0} [m/s]	K_s [1/s]	ρ [kg/m ³]	α_R [m]	$V_b=V_r$ [m/s]	Q_b [N/m ²]	q_b [kN/m ²]
4	500	28.00	0.36	1.25	174.00	28	490	0.490

Tab. 3.3.I -Valori dei parametri v_{b0} , a_0 , k_s

Zona	Descrizione	v_{b0} [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente d'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 (k_r , z_0 , z_{min}).

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

$$C_{\theta}(Z) = K_r^2 \cdot C_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) \left[7 + C_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } Z > Z_{min}$$

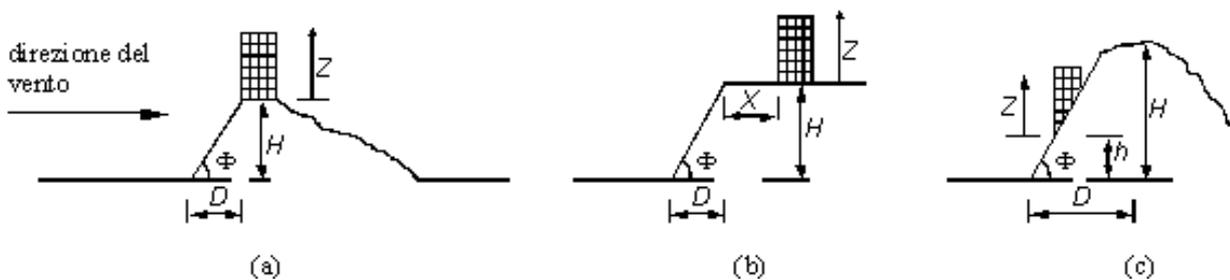
$$C_{\theta}(Z) = C_{\theta}(Z_{mm}) \quad \text{per } Z < Z_{min}$$

Dove k_r , z_0 e z_{min} sono definiti nella tabella seguente:

Tabella 3 Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC08

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Mentre per il calcolo del coefficiente di topografica C_t si fa riferimento alla Circolare del D.M. 1996, paragrafo C.7.5.:



Con riferimento alla figura sopra detta H l'altezza della collina o del dislivello e $H/D = \tan \Phi$ la sua pendenza media, si introducono preliminarmente:

Il coefficiente β , funzione dell'altezza z che vale:

- $\beta = 0,5$ per $z/H \leq 0,75$
- $\beta = 0,8 - 0,4 \cdot z/H$ per $0,75 < z/H \leq 2$
- $\beta = 0$ per $z/H > 2$

Il coefficiente γ dipendente dalla pendenza H/D che vale:

- $\gamma = 0$ per $H/D \leq 0,10$
- $\gamma = 5 \cdot [(H/D) - 0,10]$ per $0,10 < H/D \leq 0,30$
- $\gamma = 1$ per $H/D > 0,30$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B

In tal modo il coefficiente di topografia C_t si può esprimere nei seguenti casi:

- Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina $C_t = 1 + \beta\gamma$
- Costruzioni sul livello superiore di un dislivello $C_t = 1 + \beta\gamma \cdot [1 - 0,1 \cdot (x/H)] \geq 1$
- Costruzioni su di un pendio $C_t = C_t = 1 + \beta\gamma \cdot (h/H)$

Il coefficiente di topografia si assume pari a: $C_t = 1$

Per il sito in esame si considera la Classe di rugosità del terreno D (tab 3.3.III):

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni.....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi.....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Considerando come zona di esposizione la zona II:

Tabella 4 Definizione della categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa			500m	750m	
	mare					
	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						

Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	21 di 66

Riassumendo:

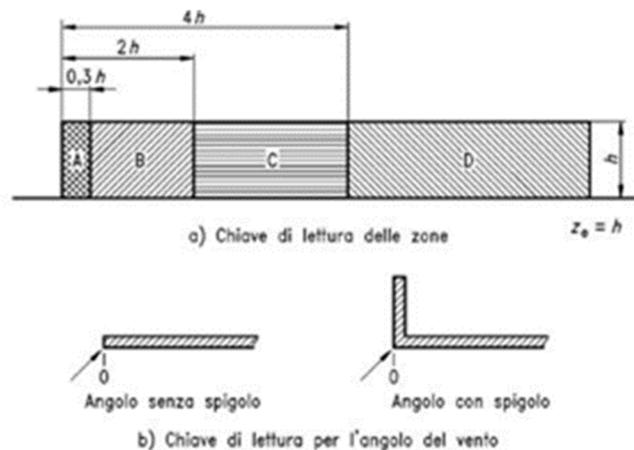
Classe rugosità	D
Cat. Esp.	II
z [m]=	12.9 Altezza suolo del punto considerato
k_r [-]=	0.19
z_0 [m]=	0.05
z_{min} [m]=	4.00

Pertanto si ha:

$c_e = 2.5$ Coefficiente di esposizione

Coefficiente di forma:

Per la determinazione del coefficiente di forma c_p si fa riferimento a quanto riportato al §7.4 dell'EC1 che prevede una variazione del coefficiente di forma in funzione del rapporto tra luce e lunghezza degli elementi in esame.



Nel presente progetto, nello specifico si distinguono:

- **Zone di estremità**, che si trovano in corrispondenza dell'inizio o della fine dello sviluppo longitudinale della singola opera, per un'estensione pari a $4h$ dove h è l'altezza fuori terra della barriera. Per le zone di estremità si usa un valore del coefficiente $c_p = 2.1$ (vd. Zona B riportata sulla Tabella 7.9 dell'EC1 per barriere senza spigoli e con rapporti $l/h \geq 10$)
- **Zona centrale**, che si trova compresa internamente alle zone di estremità rispetto allo sviluppo longitudinale della singola opera. Per la Zona centrale si usa un valore del coefficiente $c_p = 1.2$ (vd. Zona D riportata sulla Tabella 7.9 dell'EC1 per barriere senza spigoli e con rapporti $l/h \geq 10$).

prospetto 10.4.1 Coefficienti di pressione netta per muri liberi

Solidità	Zona	A	B	C	D
$\varphi = 1$	senza spigoli	3,4	2,1	1,7	1,2
	con spigoli	2,1	1,8	1,4	1,2
$\varphi = 0,8$		1,2	1,2	1,2	1,2

Nella fase di progettazione esecutiva, sarà cura dell'appaltatore valutare i differenti effetti locali della pressione del vento sui singoli elementi strutturali.

Carico da vento per le zone centrali

In definitiva abbiamo quindi:

$q_b =$	0.490	kN/m ²
$C_t =$	1.00	Coefficiente Topografico
$C_p =$	1.2	Coefficiente di forma
$C_e =$	2.5	Coefficiente di esposizione
$C_d =$	1.0	Coefficiente dinamico

Noti q_b , C_e , C_p , C_d si ricava la pressione del vento, secondo D.M. 2008:

$$P_V = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 1,48 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Pressione del vento}$$

Pertanto all'intradosso del cordolo di fondazione si ha:

CARICHI	F1 [kN]	F3 [kN]
Vento	19.07	-4.05

Carico da vento per le zone di estremità

In definitiva abbiamo quindi:

$q_b =$	0.490	kN/m ²
$C_t =$	1.00	Coefficiente Topografico
$C_p =$	2.1	Coefficiente di forma
$C_e =$	2.5	Coefficiente di esposizione
$C_d =$	1.0	Coefficiente dinamico

Noti q_b , C_e , C_p , C_d si ricava la pressione del vento, secondo D.M. 2008:

$$P_V = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 2,59 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Pressione del vento}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B

Pertanto all'intradosso del cordolo di fondazione si ha:

CARICHI	F1 [kN]	F3 [kN]
Vento	33.37	-7.09

TIPOLOGIA B.A.	H2	
inclinazione barriera	α	12 °
altezza tot.	h_{tot}	4.30 m
altezza pannello e base	h_{BM}	3.30 m
altezza barriera	h_{barr}	1.00 m
altezza cordolo c.a.	h_{cord}	0.45 m

$$F1 (\text{vento}) = p_v \cdot 3 \text{ m} \cdot h_{tot}$$

$$M2 (\text{vento}) = F_1 \cdot (h_{cord} + h_{tot}/2)$$

$$F3 (\text{vento}) = F_1 \cdot \text{tg}(\alpha)$$

Nel seguito del presente documento, per dovere di sintesi, l'analisi dettagliata del calcolo delle sollecitazioni e dei coefficienti di sicurezza viene mostrata solo per il caso più gravoso (zone di estremità, $c_p=2.1$). Si rimanda al paragrafo conclusivo per un'analisi delle differenze dei coefficienti di sicurezza garantiti in entrambe le ipotesi di calcolo.

6.2.2 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

In accordo con quanto previsto nel "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI" - RFI DTC SICS MA IFS 001 B, si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2008 relativo ai ponti ferroviari.

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento a due schemi, e deve essere utilizzato quello che meglio approssima la forma della pensilina, nel nostro caso la nostra pensilina si trova in una situazione intermedia tra le due descritte nello schema, pertanto calcoleremo il valore di pressione secondo entrambi gli schemi, ed applicheremo poi al modello di calcolo quello che induce una pressione maggiore:

Superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (5.2.2.6.4 – NTC2008):

Il valore dell'azione $\pm q_1 k$ agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato adottando una distanza fittizia a_g dal binario:

$$a_g = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g$$

dove le distanze $\min a_g$ e $\max a_g$ sono state determinate in base al grafico sottostante.

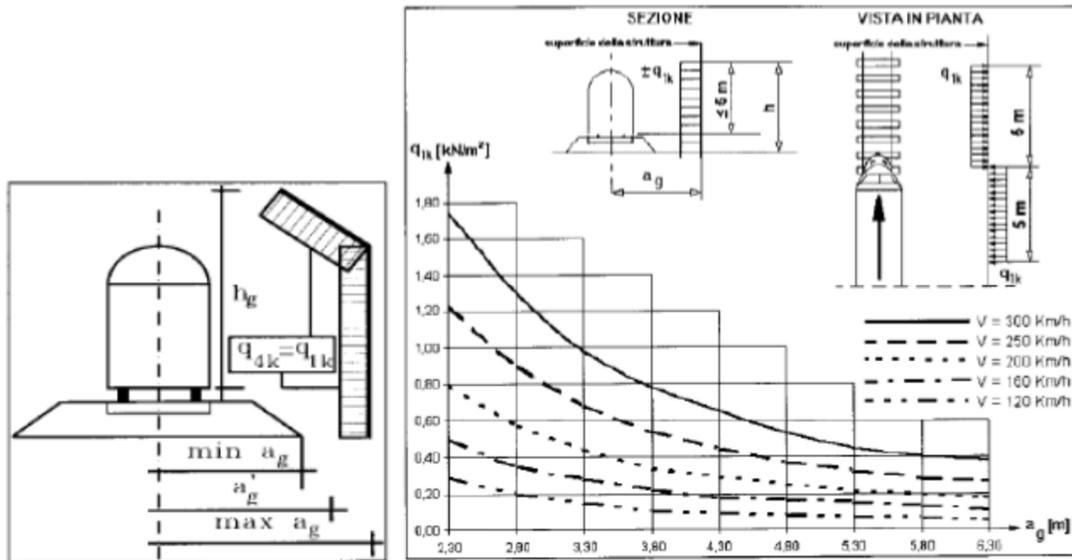


Figura 4 Grafico per la definizione della distanza min-max a_g , e valori caratteristici delle azioni q_{1k} su superfici verticali e parallele al binario

$$a_{g,\min} = 3.2 \text{ m}$$

$$a_{g,\min} = 5.2 \text{ m}$$

$$a'_{g'} = 4 \text{ m} \quad a'_{g'} = 0.6 a_{g,\min} + 0.4 a_{g,\max}$$

Si assume $q_{1,k} = 0.20 \text{ kN/m}^2$ (HP: $V=180 \text{ km/h}$)

$$F1 (\text{Aerod}) = q_{1,k} \cdot 3 \text{ m} \cdot h_{\text{tot}}$$

$$M2 (\text{Aerod}) = F1 \cdot (h_{\text{cord}} + h_{\text{tot}}/2)$$

$$F3 (\text{Aerod}) = F1 \cdot \text{tg}(\alpha)$$

All'intradosso del cordolo di fondazione si ha dunque:

CARICHI	F1 [kN]	F3 [kN]	M2 [kNm]
Azione aerod.	2.58	-0.55	6.7

PRESCRIZIONE 5.2.3.2.2 DM 2008:

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B	FOGLIO 25 di 66

Occorre verificare che l'azione risultante dalla somma dell'azione del vento con le azioni aerodinamiche deve essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di $1,5 \text{ kN/m}^2$ sia nelle verifiche agli SLE (comb. caratteristica) che nelle verifiche agli SLU.

Nel modello di calcolo verranno pertanto considerate le seguenti azioni:

Zone di estremità

- **Vento = 2.59 kN/ m^2**

- **$q_{1,k} = 0,20 \text{ kN/ m}^2$**

$P_{\text{tot,RFI}} = p_{v,\text{RFI}} + q_{1,k} = 2.79 \text{ kN/m}^2 > 1.5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$

Zone centrali

- **Vento = 1.48 kN/ m^2**

- **$q_{1,k} = 0,20 \text{ kN/ m}^2$**

$P_{\text{tot,RFI}} = p_{v,\text{RFI}} + q_{1,k} = 1.68 \text{ kN/m}^2 > 1.5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$

6.3 Azione Sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC 2008), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2008, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4 del D.M. 2008.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_O valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B	FOGLIO 26 di 66

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

6.3.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI" - RFI DTC SICS MA IFS 001 B.

L'oggetto della presente relazione risulta essere un'opera nuova su infrastrutture ferroviarie esistenti a velocità convenzionale ($v < 250$ km/h).

Tabella 5 Vita Nominale in funzione del tipo di costruzione

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale [V_N] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V < 250$ km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V \geq 250$ Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) - La medesima V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI.	

Tenendo conto delle indicazioni precedenti le strutture di progetto avranno vita nominale $V_N = 75$.

6.3.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO				
	Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2				
COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B	FOGLIO 27 di 66

interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “*Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade*”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per la definizione della Classe di uso da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria esistente si rimanda al “*MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI*” - *RFI DTC SICS MA IFS 001 B*.

Tabella 6 Classe d'uso Coeff. d'uso in funzione del tipo di costruzione per l'infrastruttura ferroviaria

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [C _U]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,0
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,5
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,0

Facendo riferimento all'Allegato 5 della specifica alla pagina 151 del “*MANUALE DI PROGETTAZIONE DI PONTI E STRUTTURE*” - *RFI DTC SICS MA IFS 001 B* si ricade in classe d'uso tipo **Classe III con coefficiente d'uso C_U=1,5**.

6.3.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.50 = 112.5 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B

6.3.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{V_R} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

Tabella 7 Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

	STATO LIMITE	P _{V_R} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = - \frac{C_u \cdot V_s}{\ln - (1 - P_{V_s})}$$

da cui si ottiene la seguente Tabella:

Tabella 8 Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	68
	SLD	113
SLU	SLV	1068
	SLC	2193

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 1068$ anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale $V_N = 75$;
- periodo di riferimento pari a $V_R = 112.5$;
- il periodo T_R in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 1068$ anni.

6.3.5 Caratterizzazione sismica del terreno

Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2008. Come già illustrato, i terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di **Categoria C**.

Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tabella 7).

Tabella 9 Classificazione topografie superfici

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. L'area interessata risulta classificabile come **T1**.

Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2008 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle Tab.18 e 19 che sono riportate di seguito:

Tabella 10 Tabella delle espressioni per S_S e C_C

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO				
	Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2				
COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B	FOGLIO 30 di 66

Tabella 11 Valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

6.3.6 Parametri sismici di calcolo e definizione azione sismica sulle barriere

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE:
LATITUDINE:

Ricerca per comune
 REGIONE:
PROVINCIA:
COMUNE:

Elaborazioni grafiche

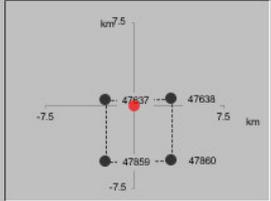
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 5 Individuazione della pericolosità del sito (Fase 1)



Figura 6 Scelta della strategia di progettazione (Fase 2)

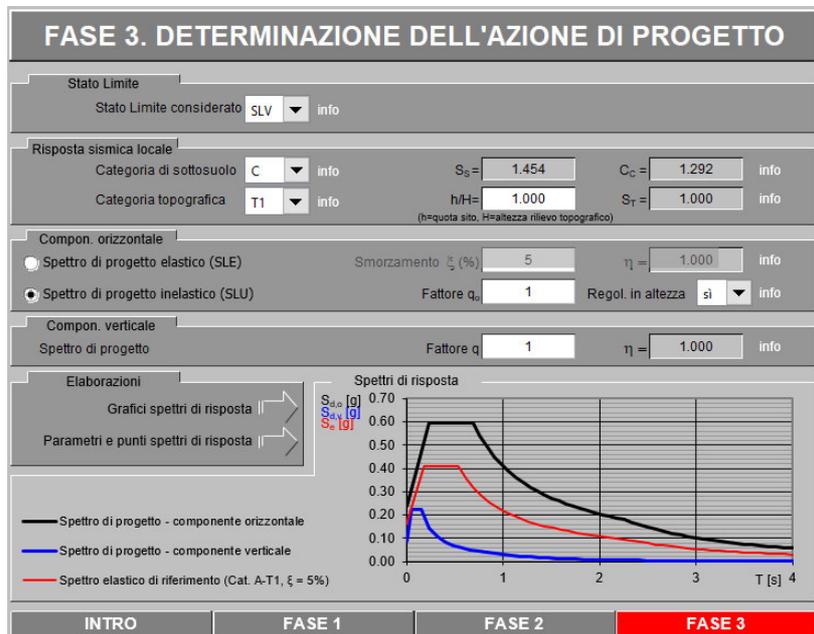


Figura 7 Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3)

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV

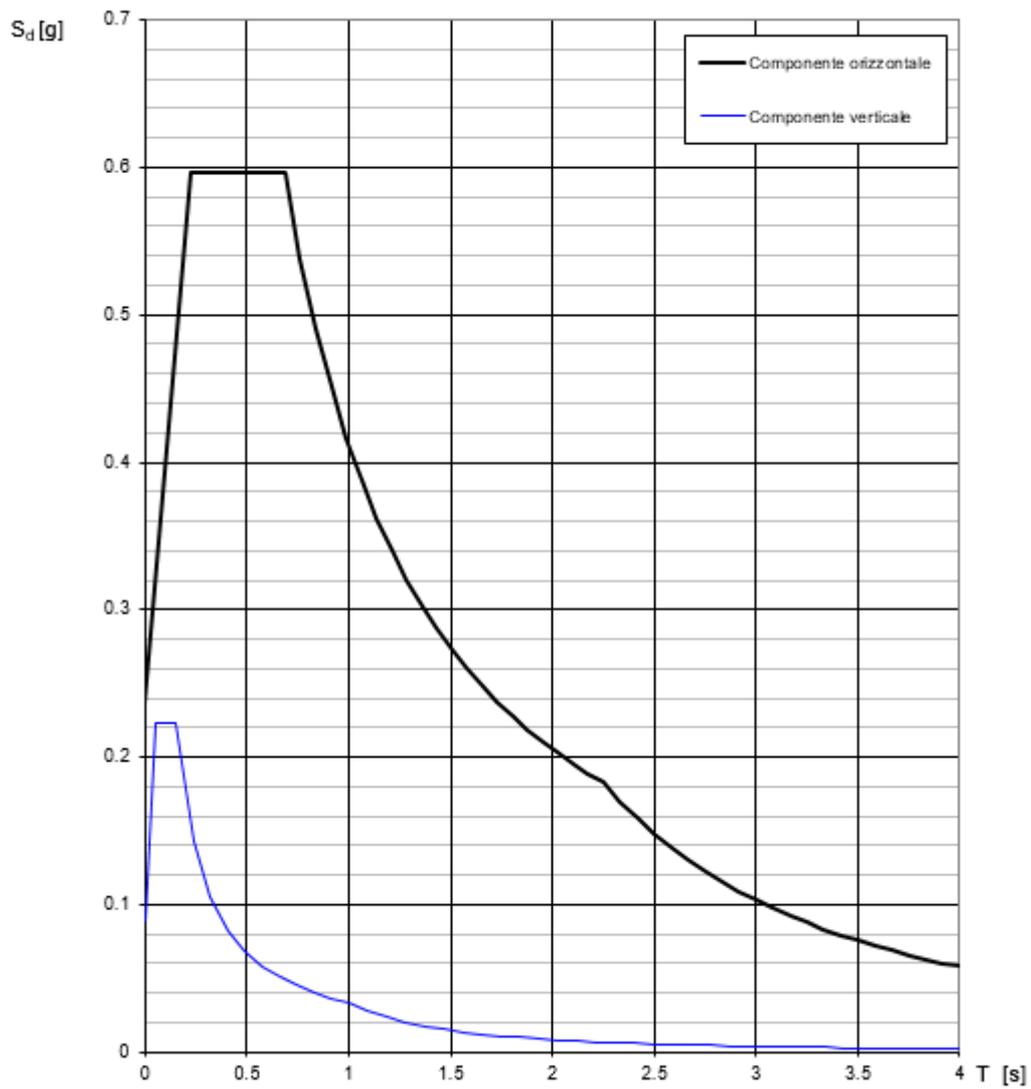


Figura 8 Spettro di progetto: grafico

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_k	0.163 q
F_a	2.524
T_c	0.533 r
S_z	1.454
C_c	1.292
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.454
η	1.000
T_b	0.230 r
T_c	0.689 r
T_D	2.251 r

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_z \cdot S_q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (S + 5)} \geq 0.55 \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_k / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_k \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_k \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_k \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_k \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

La pendenza di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuta dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ moltiplicandoli con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.237
	0.230	0.597
T_b	0.689	0.597
	0.763	0.539
	0.838	0.491
	0.912	0.451
	0.986	0.417
	1.061	0.388
	1.135	0.362
	1.210	0.340
	1.284	0.320
	1.358	0.303
	1.433	0.287
	1.507	0.273
	1.581	0.260
	1.656	0.248
	1.730	0.238
	1.805	0.228
	1.879	0.219
	1.953	0.211
	2.028	0.203
	2.102	0.196
	2.177	0.189
T_D	2.251	0.183
	2.324	0.170
	2.417	0.158
	2.501	0.148
	2.584	0.139
	2.667	0.130
	2.751	0.122
	2.834	0.115
	2.917	0.109
	3.001	0.103
	3.084	0.097
	3.167	0.092
	3.250	0.088
	3.334	0.083
	3.417	0.079
	3.500	0.076
	3.584	0.072
	3.667	0.069
	3.750	0.066
	3.833	0.063
	3.917	0.060
	4.000	0.058

Figura 9 Spettro di progetto: valori

La componente della forza sismica orizzontale legata alla massa della struttura è data dalla seguente formula presente nel D.M.2008:

$$F_{h,1} = S_e(T_i) + W_i \cdot \frac{\Delta}{g}$$

dove:

$F_{h,i}$ è la forza da applicare alla massa i-esima;

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B

W_i è il peso della massa *i-esima*;

$S_e(T_i)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito in precedenza;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_i < 2 \cdot T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità terrestre ($9,80665 \text{ m/s}^2$).

Nel caso in esame le azioni sismiche agenti sulla struttura sono riportate di seguito per le differenti tipologie di barriere esaminante ed in funzione delle due frequenze naturali della struttura rispettivamente in condizioni di pannelli asciutti e bagnati:

TIPOLOGIA B.A.	$f_{1,PA}$ [Hz]	$f_{1,PB}$ [Hz]	$T_{1,PA}$ [s]	$T_{1,PB}$ [s]	$S_e(T_{1,PA})$ [g]	$S_e(T_{1,PB})$ [g]
H2	20.42	18.48	0.049	0.054	0.314	0.322

$f_{1,PA}$: Frequenza di vibrazione Pannello asciutto

$f_{1,PB}$: Frequenza di vibrazione Pannello bagnato

$T_{1,PA} = 1/f_{1,PA}$ Periodo di vibrazione Pannello asciutto

$T_{1,PB} = 1/f_{1,PB}$ Periodo di vibrazione Pannello bagnato

Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	35 di 66

Si ottengono quindi le seguenti azioni:

FORZE SISMICHE ESTRAD. ZOCCOLO (PANNELLO BAGNATO)				FORZE SISMICHE ESTRAD. ZOCCOLO (PANNELLO ASCIUTTO)			
CARICHI	F1 [kN]	braccio [m]	M2 [kNm]	CARICHI	F1 [kN]	braccio [m]	M2 [kNm]
BT95	-13.29	1.32	-17.54	BT95	-12.95	1.32	-17.10
PP base cls	-13.40	1.32	-17.69	PP base cls	-13.29	1.32	-17.54
PP _{PB}	-0.97	1.93	-1.88	PP _{PA}	-0.47	1.93	-0.91
PP montanti	-0.53	1.90	-1.00	PP montanti	-0.51	1.90	-0.98
P_{ptot,estrad. Zoccolo (PB)}	-28.19		-38.11	P_{ptot,estrad. Zoccolo (PA)}	-27.23		-36.53

FORZE SISMICHE TESTA MICROPALI (PANNELLO BAGNATO)				FORZE SISMICHE TESTA MICROPALI (PANNELLO ASCIUTTO)			
CARICHI	F1 [kN]	braccio [m]	M2 [kNm]	CARICHI	F1 [kN]	braccio [m]	M2 [kNm]
P_{ptot,estrad. Zoccolo}	-28.19	0.80	-60.66	P_{ptot,estrad. Zoccolo}	-27.23	0.800	-58.31
zoccolo BM95+BT95	-8.03	0.625	-5.02	zoccolo BM95+BT95	-7.83	0.625	-4.89
Cordolo di fondaz	-11.41	0.225	-2.57	Cordolo di fondaz	-11.12	0.225	-2.50
P_{ptot (PB)}	-47.63		-68.24	P_{ptot (PA)}	-46.18		-65.71

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2008 al par.2.5.3:

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots;$$

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2008 5.2.V,

5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito. In particolare si segnala che i pesi propri dei pannelli sono stati considerati come carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti, quindi sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti, mentre l'azione aerodinamica generata dal transito dei convogli è stata considerata come un carico variabile da traffico.

In riferimento al *MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI* - RFI DTC SICS MA IFS 001 B - §1.5.4.3.1 "Criteri di combinazione delle azioni" si considera che:

il valore della combinazione "vento + effetto aerodinamico" (p_{tot}) sarà assunto pari a: $P_{vento} + P_{aerod} = P_{tot} \geq 1,5 \text{ kN/m}^2$ per linee percorse a velocità $V \leq 200 \text{ km/h}$

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
(3) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
(4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
(5) Aliquota di carico da traffico da considerare.
(6) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
(7) 1,20 per effetti locali

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	FWk	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	Tk	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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_t	1.0	1.0

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale in compressione	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale (*)	γ_t	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale in trazione	γ_m	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

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

In totale sono state analizzate 26 combinazioni:

- 12 combinazioni SLU, di cui: 8 combinazioni di tipo STR, 4 di tipo GEO;
- 10 combinazioni di tipo SLE;

8 combinazioni SLU di tipo strutturale, per verificare il raggiungimento della resistenza dei pali e del cordolo di fondazione, utilizzando l'Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1):

SLU1: Carichi permanenti sfavorevoli, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi positivi, vento azione variabile primaria;

SLU2: Carichi permanenti favorevoli, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi negativi, vento azione variabile primaria;

SLU3: Carichi permanenti sfavorevoli, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi positivi, vento azione variabile secondaria (ridotta con ψ_0);

SLU4: Carichi permanenti favorevoli, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi negativi, vento azione variabile secondaria (ridotta con ψ_0);

4 combinazioni SLU di tipo geotecnico, per verificare il collasso per carico limite dei micropali nei confronti dei carichi assiali, utilizzando l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M1+R2):

SLU9, SLU10, SLU10, SLU12 analoghe rispettivamente a SLU1, SLU2, SLU3, SLU4 ma con i coefficienti moltiplicativi A2 anziché A1;

4 combinazioni SLE di tipo rara:

SLE1: Carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi positivi, vento azione variabile primaria;

SLE2: Carichi permanenti unitari, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi negativi, vento azione variabile primaria;

4 combinazioni SLE di tipo frequente:

SLE3: Carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi positivi, vento azione variabile primaria;

SLE4: Carichi permanenti unitari, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi negativi, vento azione variabile primaria;

2 combinazione SLE di tipo quasi permanente: SLE5: Carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica assenti (moltiplicati per $\psi_2=0$).

4 combinazioni SLU di tipo SISMICA:

- 2 combinazioni in direzione X: Carichi permanenti e sisma unitari, pannelli asciutti, (positivi e negativi);
- 2 combinazioni in direzione Y: Carichi permanenti e sisma unitari, pannelli bagnati, (positivi e negativi);

7.1 Combinazioni statiche e sismiche (fondamentali)

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi ($\gamma \cdot \Psi$) per le combinazioni di carico statiche e sismiche:

COMBINAZIONI STR							
COMB	G1	G2 _{PB}	G2 _{PA}	Vento	V _{AE}	E _{PB}	E _{PA}
1	1.35	1.35	0	1.5	1.2	0	0
2	1.35	0	1.35	-0.9	-1.5	0	0
3	1.35	1.35	0	-0.9	-1.5	0	0
4	1.35	0	1.35	1.5	1.2	0	0
5	1	1	0	1.5	1.2	0	0
6	1	0	1	-0.9	-1.5	0	0
7	1	1	0	-0.9	-1.5	0	0
8	1	0	1	1.5	1.2	0	0

COMBINAZIONI GEO							
COMB	G1	G2 _{PB}	G2 _{PA}	Vento	V _{AE}	E _{PB}	E _{PA}
9	1	1	0	1.3	1.04	0	0
10	1	0	1	-0.78	-1.3	0	0
11	1	1	0	-0.78	-1.3	0	0
12	1	0	1	1.3	1.04	0	0

Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	40 di 66

COMBINAZIONI SLE RARA

COMB	G1	G2 _{PB}	G2 _{PA}	Vento	V _{AE}	E _{PB}	E _{PA}
13	1	1	0	1	0.8	0	0
14	1	1	0	-0.6	-1	0	0
15	1	0	1	1	0.8	0	0
16	1	0	1	-0.6	-1	0	0

COMBINAZIONI SLE FREQUENTI

COMB	G1	G2 _{PB}	G2 _{PA}	Vento	V _{AE}	E _{PB}	E _{PA}
17	1	1	0	0.25	0	0	0
18	1	1	0	0	-0.25	0	0
19	1	0	1	0.25	0	0	0
20	1	0	1	0	-0.25	0	0

COMBINAZIONI SLE QUASI PERMANENTI

COMB	G1	G2 _{PB}	G2 _{PA}	Vento	V _{AE}	E _{PB}	E _{PA}
21	1	0	1	0	0	0	0
22	1	1	0	0	0	0	0

COMBINAZIONI SISMICHE

COMB	G1	G2 _{PB}	G2 _{PA}	Vento	V _{AE}	E _{PB}	E _{PA}
23	1	0	1	0	0	0	1
24	1	1	0	0	0	1	0
25	1	0	1	0	0	0	1
26	1	1	0	0	0	1	0

8 AZIONI RISULTANTI

8.1 Riepilogo caratteristiche geometriche

TIPOLOGIA B.A.	H2	
altezza tot.	h_{tot}	4.30 m
altezza pannello e base	h_{BM}	3.30 m
altezza barriera	h_{barr}	1.00 m
altezza cordolo c.a.	h_{cord}	0.45 m
*eccentricità X	e_x	0.05 m
eccentricità Z	e_z	0.43 m

8.2 Riepilogo analisi dei carichi

AZIONI NEL PUNTO A (SVILUPPO DI 3,0 m)			
CARICHI	F1 [kN]	F3 [kN]	M2 [kNm]
BM95 + BT95	0.00	-84.54	5.73
PP _{PB}	0.00	-3.02	1.60
PP _{PA}	0.00	-1.51	0.80
Vento	33.37	-7.09	71.74
Azione aerod.	2.58	-0.55	5.55

AZIONI NEL PUNTO B (SVILUPPO DI 3,0 m)			
CARICHI	F1 [kN]	F3 [kN]	M2 [kNm]
BM95 + BT95	0.00	-84.54	9.96
Zoccolo BM95 + BT95	0.00	-24.94	0.00
PP _{PB}	0.00	-3.02	1.75
PP _{PA}	0.00	-1.51	0.88
Vento	33.37	-7.09	71.74
Azione aerod.	2.58	-0.55	5.55

AZIONI NEL PUNTO C (SVILUPPO DI 3,0 m) - caso P.B.			
CARICHI	F1 [kN]	F3 [kN]	M2 [kNm]
BM95 + BT95	0.00	-84.54	9.96

Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	42 di 66

Zoccolo BM95 + BT95	0.00	-24.94	0.00
PP _{PB}	0.00	-3.02	1.75
Peso cordolo fond.	0.00	-35.44	0.00

AZIONI NEL PUNTO C (SVILUPPO DI 3,0 m) - caso P.A.			
CARICHI	F1 [kN]	F3 [kN]	M2 [kNm]
BM95 + BT95	0.00	-84.54	9.96
Zoccolo BM95 + BT95	0.00	-24.94	0.00
PP _{PA}	0.00	-1.51	0.88
Peso cordolo fond.	0.00	-35.44	0.00

AZIONI NEL PUNTO C (SVILUPPO DI 3,0 m)			
CARICHI	F1 [kN]	F3 [kN]	M2 [kNm]
Vento	33.37	-7.09	86.76
Azione aerod.	2.58	-0.55	6.71

AZIONI SISMICHE NEL PUNTO C			
CARICHI	F1 [kN]	F3 [kN]	M2 [kNm]
PANNELLO BAGNATO	-47.63	0.00	-68.24
PANNELLO ASCIUTTO	-46.18	0.00	-65.71

9 SOLLECITAZIONI IN TESTA AI MICROPALI

Di seguito si riportano in sintesi le azioni agenti all'intradosso del cordolo di fondazione e le relative azioni massime sui micropali.

$$d [m] = 0.225 \text{ m} \quad \text{Diametro pali:}$$

$$A_p [m^2] = 0.040 \quad \text{Area singolo palo}$$

$$n_p = 4 \quad \text{Numero totale pali}$$

$$B_x [m] = 1.05 \text{ m} \quad \text{Lunghezza zattera di fondazione dir. X}$$

$$B_y [m] = 3.00 \text{ m} \quad \text{Lunghezza zattera di fondazione dir. Y}$$

COORDINATE DEI PALI

Palo	X	Y	ri	X ²	Y ²	ri ²
[n°]	[m]	[m]	[m]	[m ²]	[m ²]	[m ²]
1	0.28	0.75	0.80	0.078	0.563	0.64
2	0.28	-0.75	0.51	0.078	0.563	0.26
3	-0.28	-0.75	0.51	0.078	0.563	0.26
4	-0.28	0.75	0.51	0.078	0.563	0.26

COMB	SOLLECITAZIONI TESTA PALI			SFORZI MASSIMI NEI PALI		
	N	V	M _x	Compr	Traz	Taglio
	[kN]	[kN]	[kN·m]	[kN]	[kN]	[kN]
STR 1	-211.01	53.15	154.00	-190.25	84.75	13.29
STR 2	-190.47	-33.90	-73.52	-113.26	18.02	-8.48
STR 3	-192.51	-33.90	-72.33	-112.71	16.46	-8.48
STR 4	-208.97	53.15	152.82	-188.69	84.20	13.29
STR 5	-159.23	53.15	149.90	-173.65	94.03	13.29
STR 6	-139.22	-33.90	-77.31	-103.83	34.22	-8.48
STR 7	-140.73	-33.90	-76.43	-103.43	33.06	-8.48
STR 8	-157.72	53.15	149.03	-172.49	93.63	13.29
GEO 9	-157.73	46.06	131.48	-156.82	77.96	11.52
GEO 10	-140.18	-29.38	-65.56	-93.58	23.49	-7.35
GEO 11	-141.69	-29.38	-64.68	-93.17	22.33	-7.35
GEO 12	-156.22	46.06	130.60	-155.66	77.55	11.52

Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	44 di 66

SLE RAR 13	-155.47	35.43	103.84	-131.58	53.85	8.86
SLE RAR 14	-143.13	-22.60	-47.05	-77.79	6.23	-5.65
SLE RAR 15	-153.96	35.43	102.96	-130.42	53.44	8.86
SLE RAR 16	-141.62	-22.60	-47.93	-78.20	7.39	-5.65
SLE FRE 17	-149.71	8.34	33.40	-67.25	-7.60	2.09
SLE FRE 18	-147.80	-0.65	10.04	-45.91	-27.99	-0.16
SLE FRE 19	-148.20	8.34	32.53	-66.09	-8.01	2.09
SLE FRE 20	-146.29	-0.65	9.16	-44.75	-28.39	-0.16
SLE QUA 21	-146.43	0.00	10.84	-46.28	-26.93	0.00
SLE QUA 22	-147.94	0.00	11.71	-47.44	-26.53	0.00
SIS 23	-146.43	-46.18	-54.87	-85.60	12.38	-11.54
SIS 24	-147.94	-47.63	-56.53	-87.46	13.49	-11.91
SIS 25	-146.43	-46.18	-54.87	-85.60	12.38	-11.54
SIS 26	-147.94	-47.63	-56.53	-87.46	13.49	-11.91

10 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI MICROPALI DI FONDAZIONE

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall' *École Nationale des Ponts et Chaussées* da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti (FHWA) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro NSPT (numero di colpi) dei terreni attraversati.

Per la determinazione del carico limite, Bustamante e Doix fanno riferimento alla nota espressione:

$$Q_{lim} = P + S$$

dove con P viene indicata la resistenza totale alla punta, mentre con S quella laterale. La resistenza laterale S, a sua volta, è data da:

$$S = \pi \cdot \alpha \cdot d \cdot L \cdot s$$

dove

$d_s = \alpha \cdot d$ è il diametro equivalente del palo, L la lunghezza della zona iniettata, s la resistenza tangenziale unitaria all'interfaccia fra zona iniettata e terreno. Nel caso in esame il micropalo attraversa strati di terreno dalle caratteristiche diverse e la relazione per la determinazione di S risulta:

$$S = \pi \cdot a \cdot d \sum \cdot L_i S_i$$

Si assume

$d_s = \alpha \cdot d$, dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente maggiorativo, il cui valore può essere determinato attraverso l'uso della tabella seguente (Viggiani, 1999). Come è possibile notare, Bustamante e Doix forniscono indicazioni ulteriori riguardanti la quantità minima di miscela iniettata.

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA					
	PROGETTO DEFINITIVO					
Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B	FOGLIO 45 di 66

Secondo tale metodo si calcola il diametro equivalente del palo attraverso il coefficiente α , coefficiente dimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno (vedi tabella sotto).

Nel caso in esame viene adottata la tecnica IRS (IRS, injection ripetitive et selective), ma è comunque raccomandato di considerare che per i primi 3 m il palo venga considerato del tipo IGU, (IGU, injection globale unique).

La resistenza alla punta viene trascurata.

Tabella 12 Tabella per la determinazione del coefficiente α

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs
Sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	IRS: (1.5 - 2)Vs, IGU: 1.5Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	IRS: 2Vs, IGU: 1.5Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	IRS: (2.5 - 3)Vs, IGU: (1.5 - 2)Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2)Vs per strati compatti
Calcarei marnosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6)Vs o più per strati fratturati
Calcarei alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2	
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5)Vs per strati poco fratturati 2Vs o più per strati fratturati

Oltre al coefficiente α , il metodo di Bustamante e Doix contempla anche il calcolo della resistenza tangenziale s all'interfaccia palo-terreno in funzione sia della natura che delle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia di infissione, vengono riportate di seguito la tabella che indica a quale curva bisogna fare riferimento nel nostro caso, sia il grafico nel quale entrando con il valore delle NSPT, è possibile leggere il corrispettivo valore di s .

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B

Tabella 13 Tabella per la determinazione del tipo di iniezione

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R 1	≥ R 2

I valori della resistenza tangenziale unitaria s_j all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno sia dalla tecnologia, e sono forniti dai diagrammi contenuti nelle Figure sottostanti:

Figura 10 Abaco per la determinazione di s per Sabbie e Ghiaie

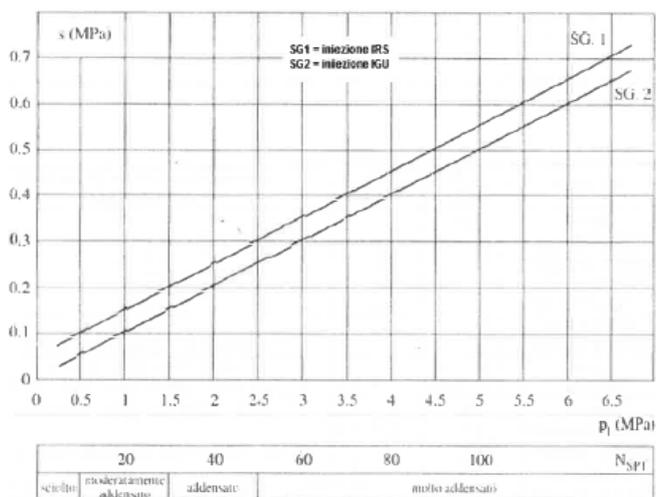
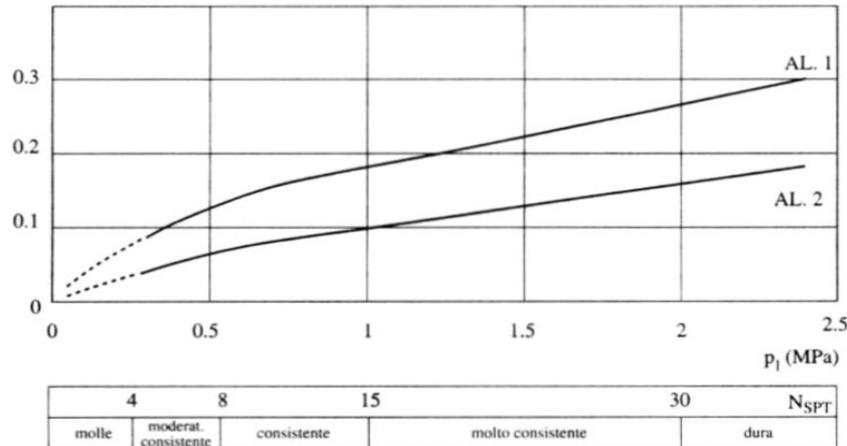


Figura 11 Abaco per la determinazione di s per Argille e Limi



Il calcolo della capacità portante permette inoltre di determinare il valore caratteristico della resistenza caratteristica R_k del palo così come definito al par.6.4.3.1.1. delle NTC2008, tale valore è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione ξ (vedi Tab.6,4,IV delle NTC2008 riportata nel seguito), in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{ccal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

Tabella 14 – Tabella 6.4.IV Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.20	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Il valore di progetto della resistenza R_d si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ riportati nella tabella seguente:

Resistenza	γ_R	R1	R2
Laterale in compressione	γ_s	1.0	1.45
Laterale in trazione	γ_{st}	1.0	1.6

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B

10.1 Portanza verticale

Di seguito si riportano i risultati della verifica di portanza verticale

10.1.1 Verifica di portanza verticale

Si effettua la verifica alla portanza considerando lo sforzo normale derivante dall'Involuppo GEO – STR ed SLV

Si verifica di seguito il palo maggiormente sollecitato – **L=9,00m – D=22,5cm**

Calcolo capacità portante:

$$S = Q_{si} = \pi \cdot \sum_i \alpha_i \cdot d \cdot L_{isi}$$

Tabella 15 Dati di input micropalo

Unità	Spessore		profondità [m]	Tipo iniezione	Coeff. α [-]	Ds= α D [m]	Nspt [-]	si [MPa]	Qsi [kN]
	[m]	[m]							
<i>bni - ghiaia sabbiosa</i>	0	- 3	3	IGU	1.2	0.27	30	0.15	381.70
<i>bnc - argilla limosa</i>	3	- 5	2	IGU	1.2	0.27	20	0.11	186.61
<i>bnc - argilla limosa</i>	5	- 8	3	IRS	1.8	0.405	20	0.20	763.41
<i>AAC - argilla marnosa</i>	8	- 9	1	IRS	1.8	0.405	30	0.26	330.81

$$Q_s = 1662.53$$

*I valori degli Nspt riportati nella tabella sono stati determinati facendo una media ponderata sui diversi strati del sondaggio. Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale.

PORTANZA VERTICALE MICROPALI - COMPRESSIONE

Verifica Geotecnica (comb. A1+M1+R1)

$$N_c = 190.3 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = Q_s / X_3 = 978.0 \text{ kN}$$

$$F.S. = R_{c,k} / \gamma_{R1} \cdot N_c = 5.14 \quad \text{Verificato}$$

Verifica Geotecnica (comb. A2+M1+R2)

Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	49 di 66

$$N_c = 156.8 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = Q_s / X_3 = 978.0 \text{ kN}$$

$$F.S. = R_{c,k} / \gamma_{R2} \cdot N_c = 4.30 \quad \text{Verificato}$$

Verifica Geotecnica (comb. Sisma+M1+R1)

$$N_c = 87.5 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = Q_s / X_3 = 978.0 \text{ kN}$$

$$F.S. = R_{c,k} / \gamma_{R1} \cdot N_c = 11.18 \quad \text{Verificato}$$

PORTANZA VERTICALE MICROPALI - TRAZIONE

Verifica Geotecnica (comb. A1+M1+R1)

$$N_t = 94.0 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = Q_s / X_3 = 978.0 \text{ kN}$$

$$F.S. = R_{c,k} / \gamma_{R1} \cdot N_c = 10.40 \quad \text{Verificato}$$

Verifica Geotecnica (comb. A2+M1+R2)

$$N_t = 78.0 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = Q_s / X_3 = 978.0 \text{ kN}$$

$$F.S. = R_{c,k} / \gamma_{R2} \cdot N_c = 7.84 \quad \text{Verificato}$$

Verifica Geotecnica (comb. Sisma+M1+R1)

$$N_t = 13.5 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = Q_s / x_3 = 978.0 \text{ kN}$$

$$F.S. = R_{c,k} / \gamma_{R1} \cdot N_c = 72.49 \quad \text{Verificato}$$

10.2 Portanza orizzontale

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto ed il carico orizzontale occorrente per generare la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio).

Sotto uno spostamento orizzontale, l'andamento delle pressioni sul terreno, lungo il palo, derivato teoricamente, è simile a quello riportato in figura 6.1 per terreni coesivi e incoerenti.

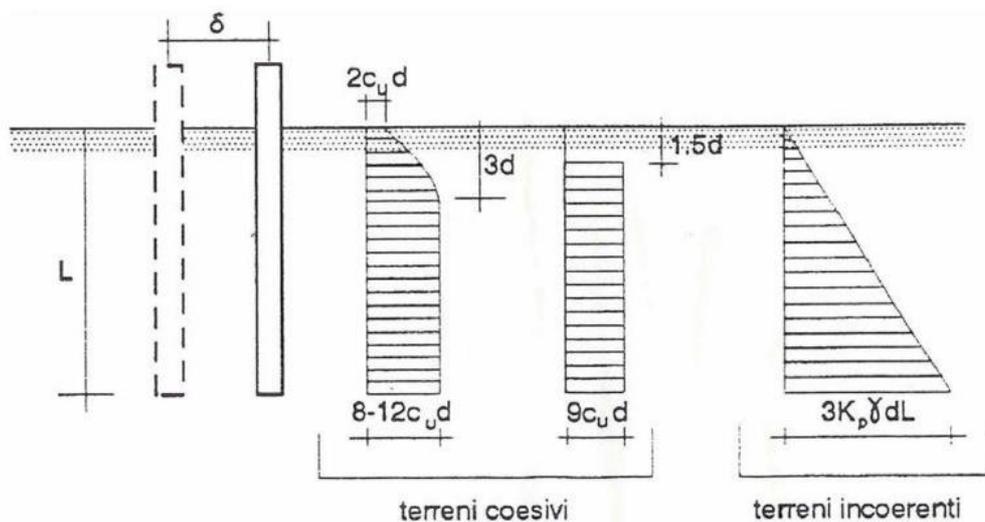


Figura 12 Palo soggetto ad uno spostamento: reazioni del terreno

Il problema è stato affrontato da Broms (1964) facendo le seguenti assunzioni:

- ◆ nel caso di terreni coesivi, il diagramma è assunto costante con la profondità a partire dalla quota $z = 1.5 d$ (d =diametro reso del palo);
- ◆ nel caso di terreni incoerenti la resistenza del terreno è variabile linearmente con la profondità z secondo la relazione:

$$p_u(z) = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot z \quad \text{coefficiente di spinta passiva}$$

$$k = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi'') \quad \text{peso specifico del terreno}$$

- ◆ terreno omogeneo e valutazione separata dei casi di rottura: rottura non drenata (terreno coesivo $c = c_u$ e $\varphi' = 0$) o drenata (terreno incoerente $c = c_u$ e $\varphi' \neq 0$)
- ◆ la forma della sezione trasversale del palo è ininfluyente e il valore della pressione è determinato solo dalla dimensione $d = D_p$ (diametro reso del palo);
- ◆ il terreno presenta proprietà costanti con la profondità;
- ◆ il comportamento all'interfaccia palo/terreno è rigido perfettamente plastico, ovvero la resistenza del terreno si mobilita completamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimane costante all'aumentare dello spostamento
- ◆ il comportamento flessionale del palo è di tipo rigido perfettamente plastico, ovvero le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili sino a quando il momento M non perviene al valore M_y (di plasticizzazione).

Quando $M = M_y$, si forma nella sezione una cerniera plastica.

Nel caso del palo vincolato in testa ad una struttura che ne impedisce la rotazione (fondazione), Broms, identifica i meccanismi di rottura come indicati nelle figure sottostanti e attraverso la risoluzione delle equazioni di equilibrio, fornisce le seguenti espressioni per il carico limite trasversale:

Terreni coesivi

Palo corto $H_1 = 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1.5\right)$

Palo intermedio $H_2 = 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left(\frac{L}{d} - 1.5\right) + 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left[2 \left(\frac{L}{d}\right) + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} + 4.5\right]^{1/2}$

Palo lungo $H_3 = -13.5 \cdot c_u \cdot d^2 + c_u \cdot d^2 \cdot \left(182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u \cdot d^3}\right)^{1/2}$

Terreni incoerenti

Palo corto $H_1 = 1.5 \cdot k_p \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2$

Palo intermedio $H_2 = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$

Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	52 di 66

Palo lungo
$$H_3 = k_p \cdot \gamma \cdot d^4 \cdot \left[\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2 \right]^{1/3}$$

Il carico limite trasversale (orizzontale) risulta:
$$H_{lim} = \min\{H_1, H_2, H_3\}$$

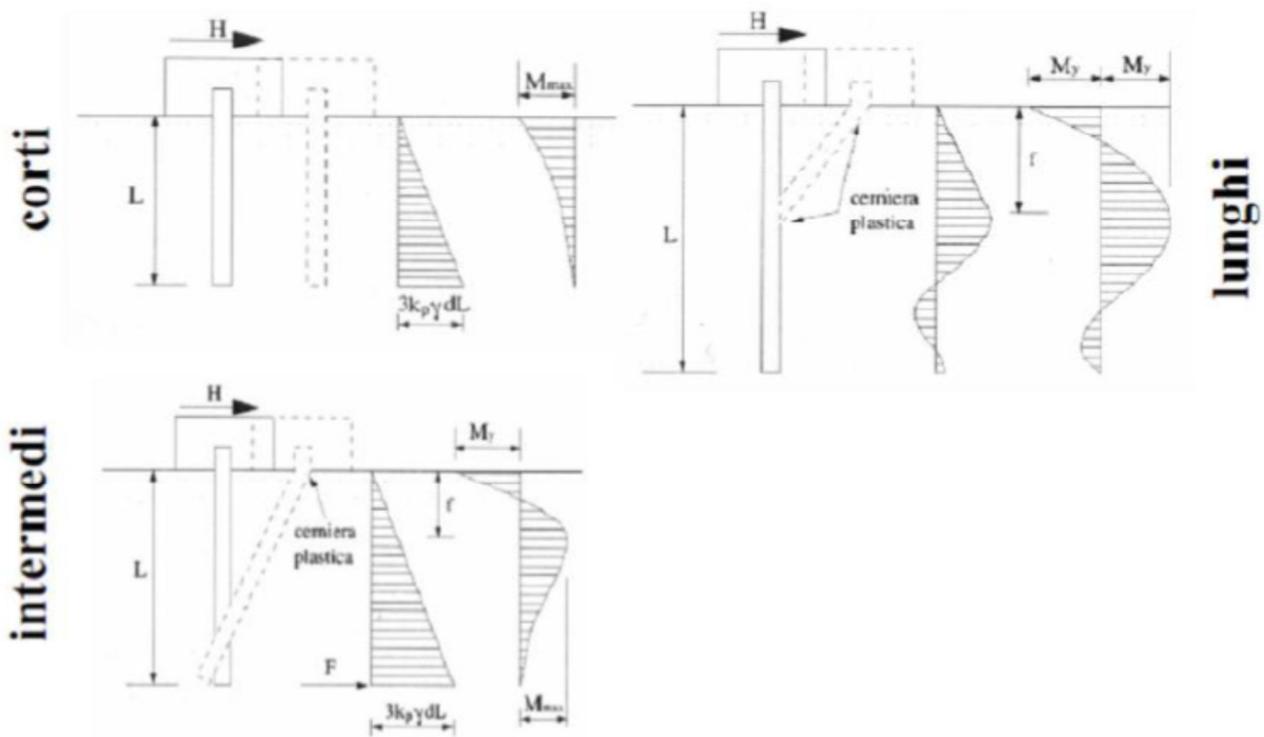


Figura 13 Carico limite trasversale: terreni incoerenti

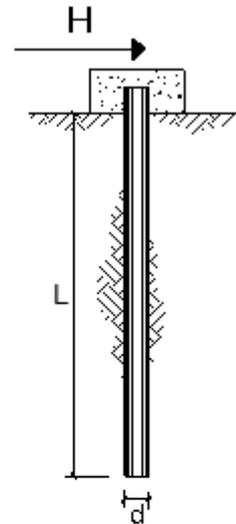
Di seguito si riportano i risultati della verifica di portanza orizzontale, che risulta equivalente per le due condizioni stratigrafiche:

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_σ	γ_τ
			γ_G	γ_Q		
S1	A1+M1+R1	□	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	□	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	□	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	●	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			□	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			□	1.30	1.25	1.00

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
	●	□	□	□	□	□	□	□	□
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.45
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	54 di 66

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	9.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.225	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	57.10	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	23.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	23.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	23.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	23.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)	$k_{p_{med}} =$	2.28	(-)	$k_{p_{min}} =$	2.28 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19.50	(kN/m ³)		
Azione Tagliante (V):	V =	13.29	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 1216.82 \text{ (kN)} \qquad H1_{min} = 1216.82 \text{ (kN)}$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 411.95 \text{ (kN)} \qquad H2_{min} = 411.95 \text{ (kN)}$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 76.13 \text{ (kN)} \qquad H3_{min} = 76.13 \text{ (kN)}$$

$$H_{med} = 76.13 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 76.13 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 44.78 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 34.45 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 13.29 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 2.59$$

10.3 Verifiche strutturali tubo armatura

Per le verifiche strutturali occorre determinare anche il momento flettente massimo lungo il micropalo. La valutazione dello stato di sollecitazione può essere effettuata assimilando il terreno ad un mezzo alla Winkler, costituito da un letto di molle orizzontali indipendenti. Nell'ipotesi di k_h (coefficiente di reazione orizzontale del terreno) costante con la profondità, l'equazione differenziale che governa lo spostamento di un palo caricato lateralmente è:

$$E_{palo} \cdot J_{palo} \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h \cdot D \cdot y = 0 \quad \text{con } y \text{ spostamento orizzontale del palo}$$

tale equazione si può scrivere anche nella forma

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{4}{\lambda^4} \cdot y = 0 \quad \text{con } \lambda = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_{palo} \cdot J_{palo}}{k_h \cdot D}} = \text{lunghezza caratteristica del palo,}$$

Per tenere conto dello scarso stato di addensamento nei primi metri di infissione del micropalo, si ipotizza un tratto di altezza h sporgente dal terreno in particolare si assume $h=1,00$. Sotto questa ipotesi, considerando il palo impedito di ruotare in testa per l'incastro determinato dal plinto; il massimo valore del momento flettente per effetto del carico orizzontale si ha in testa al palo ed è pari a:

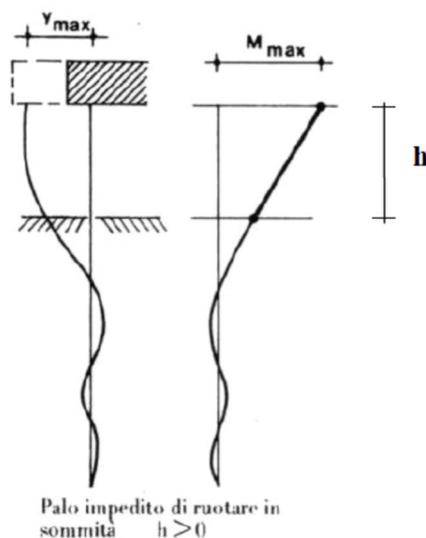


Figura 14 - Schema di calcolo per il calcolo del momento massimo lungo il palo

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO					
	Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78CL	DOCUMENTO BA0000 001	REV. B

$$M_{\max} = \frac{1}{2} \cdot V \cdot (h + \lambda)$$

con V = forza orizzontale applicata in testa.

Per la valutazione del coefficiente k_h si ipotizza un andamento crescente con la profondità del tipo:

$$k_h = \frac{n_h \cdot z}{D_{palo}}$$

e si assume il valore in corrispondenza della profondità media dello strato reagente.

Nel caso in esame, per tutte le tipologie di barriere, in via cautelativa si può considerare come terreno reagente l'unità costituita da terreni incoerenti.

I valori orientativi di n_h adottati si riferiscono al minimo valore riscontrabile in letteratura per tale tipologia di sottosuolo.

Tipo di terreno	n_h [N/cm ³]
Argilla n.c. o lievemente o.c.	0.2 -3.5

*Tabella 16 - Tabella correlazione tra n_h e tipologia di terreno incoerente
[da Fondazioni, di C.Viggiani – Tabella 14.6]*

Di seguito si riportano i risultati della verifica di strutturale del tubolare:

Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	57 di 66

Il profilo tubolare adottato per la tipologia in esame è il seguente:

Diametro esterno nominale	D	168.30	[mm]
Spessore nominale	T	8.00	[mm]
Diametro interno nominale	d	152.30	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	40.3	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	1297	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	5.67	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	154	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	206	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	2595	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	308	[cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _{yk}	275	[MPa]
Coefficiente e	e	0.92	[-]
<u>Classificazione</u>			
Diametro	d	168.30	[mm]
Spessore	t	8.00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	21.04	[-]
<i>Classificazione della sezione</i>		CLASSE 1	

N =	190.0	kN	Sforzo normale massimo testa palo (comb. A1-M1-R1)
V =	13.3	kN	Taglio massimo testa palo (comb. A1-M1-R1)
D _{arm} =	168.30	mm	Diametro esterno nominale tubolare
J _{arm} =	1297271	mm ⁴	Momento d'inerzia tubolare
E _{arm} =	210000	MPa	Modulo di resistenza elastico acciaio tubolare
L _p =	9.00	m	Lunghezza infissione micropalo
D _{palo} =	25.00	cm	Diametro palo
n _h =	2.50	N/cm ³	C. Viggiani tabella 14.5 (per Sabbie immerse mediamente addensate)
k _h =	60.00	N/cm ³	Coeff. reaz. Orizzontale winkler (valutato in corrispondenza della profondità del baricentro del palo)
λ =	1.02	m	Lunghezza caratteristica del palo
M _{max,t} =	6.77	kNm	Momento massimo testa palo (M=V·λ/2)
h _l =	0.00	m	Altezza libera del palo
M _{tot} =	6.77	kNm	Momento totale testa palo
M _{y,d} =	57.10	kNm	Momento plasticizzazione micropalo

V_{max}	M_{max}	N_{max}	σ_{id}	f_{yd}	FS
[kN]	[kNm]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[-]
13.3	6.8	190.0	80.28	261.9	3.26

11 VERIFICA DEL CORDOLO DI FONDAZIONE

Per la verifica della sezione trasversale del cordolo di fondazione si ricorre ad una modellazione in cui la fondazione viene schematizzata come una trave (beam) su più appoggi rappresentati dalle teste dei micropali posti in modo eccentrico rispetto all'asse della fondazione utilizzando dei link rigidi che permettono di simulare l'effetto rocking. Sulla trave si applica un carico uniforme distribuito pari alla somma delle reazioni dei micropali interessati diviso la lunghezza del tratto di fondazione considerato ($L_x=3.0m$).

Di seguito si riportano le verifiche per i vari casi di calcolo esaminati eseguiti mediante l'ausilio del software di calcolo Midas Civil 2018 (v2.1).



BM 95	N_{palo}	n_p	L_x	q
	[kN]	[-]	[m]	[kN/m]
SLU	-190.25	4	3.0	-253.7
SLE	-131.58	4	3.0	-175.4

Dove:

N_{palo} : Sforzo massimo sul palo

n_p : Numero pali

L_x : Lunghezza tratto di fondazione

$$q = (n_p \cdot N_{palo}) / L_x$$

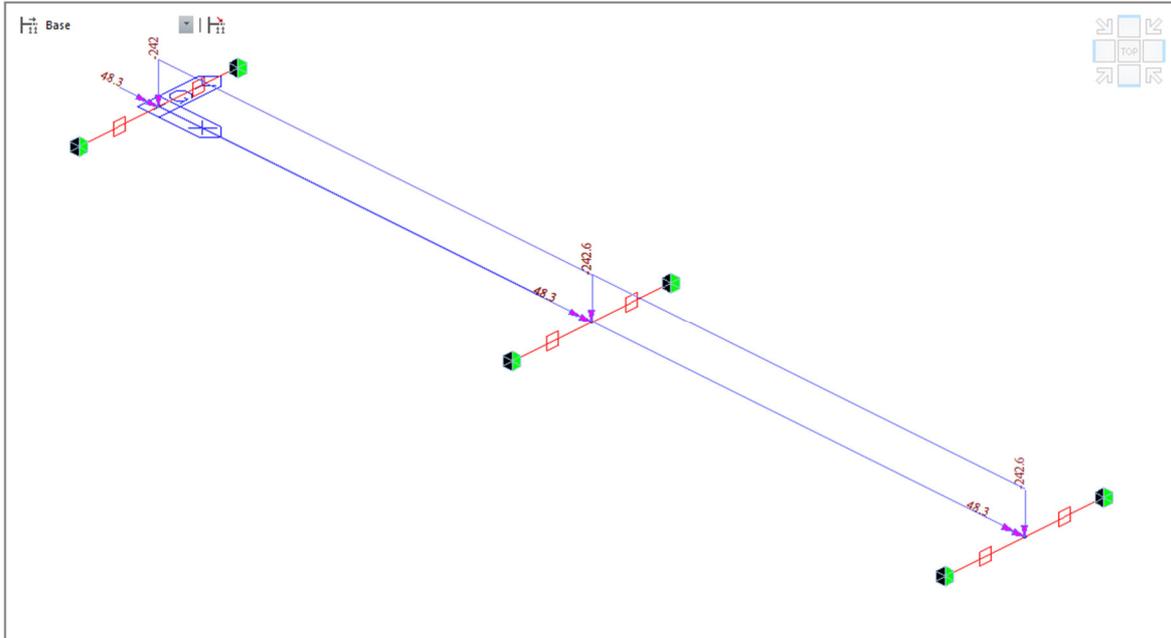


Figura 15 – Trave di fondazione schema di calcolo SLU

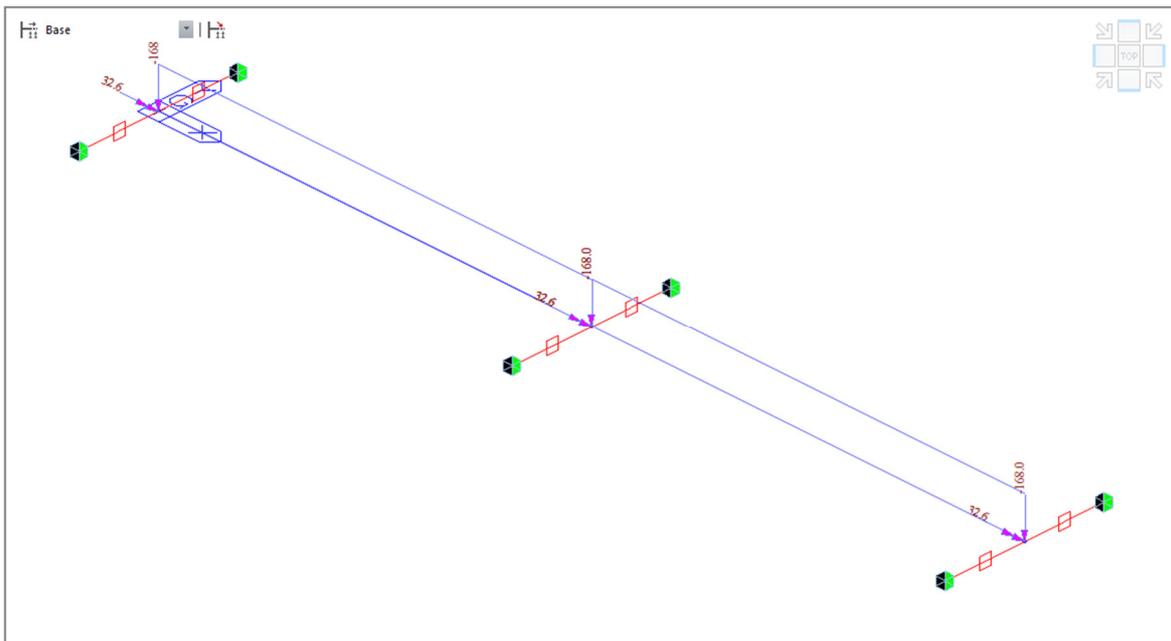


Figura 16 – Trave di fondazione schema di calcolo SLE

Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	60 di 66

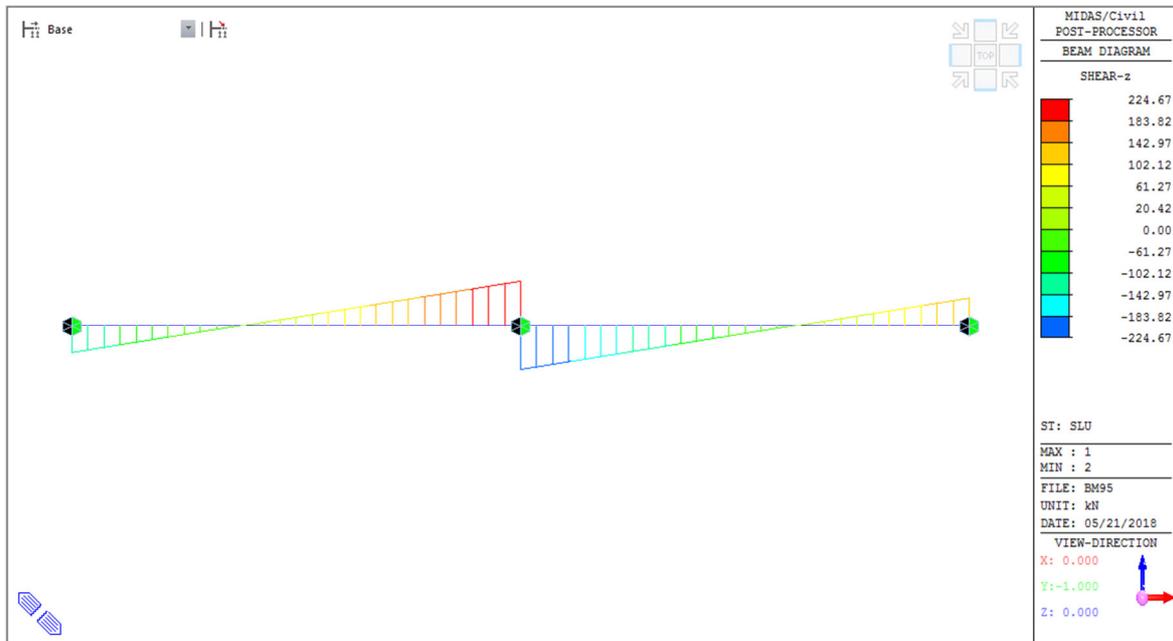
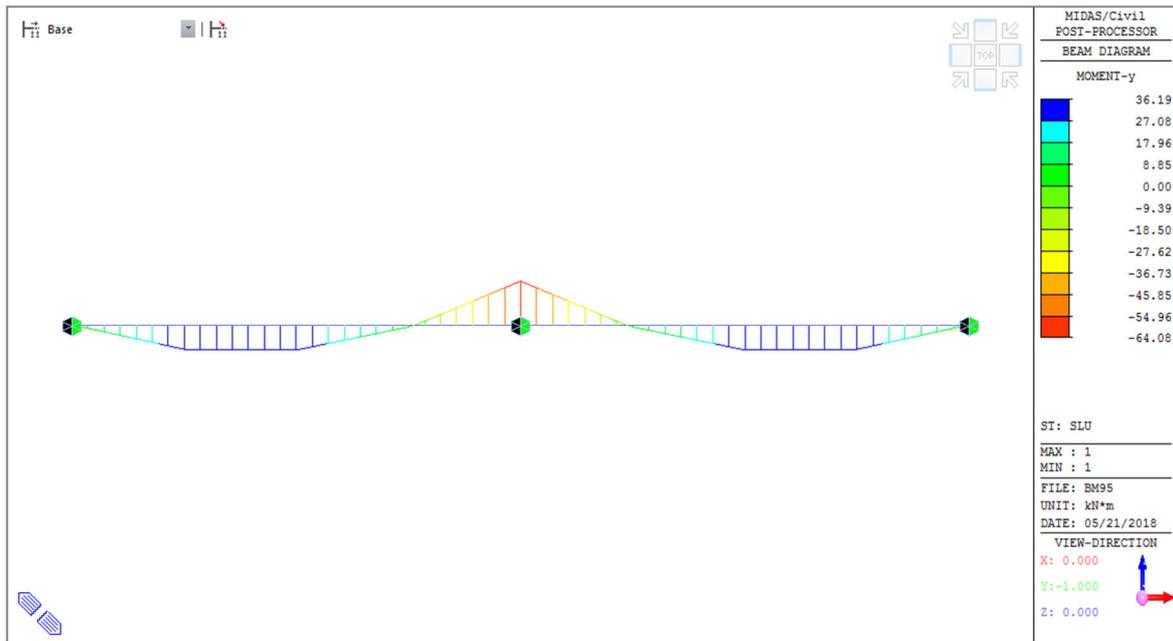


Figura 17 – Trave di fondazione sollecitazioni SLU (Momento flettente e taglio)

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	61 di 66

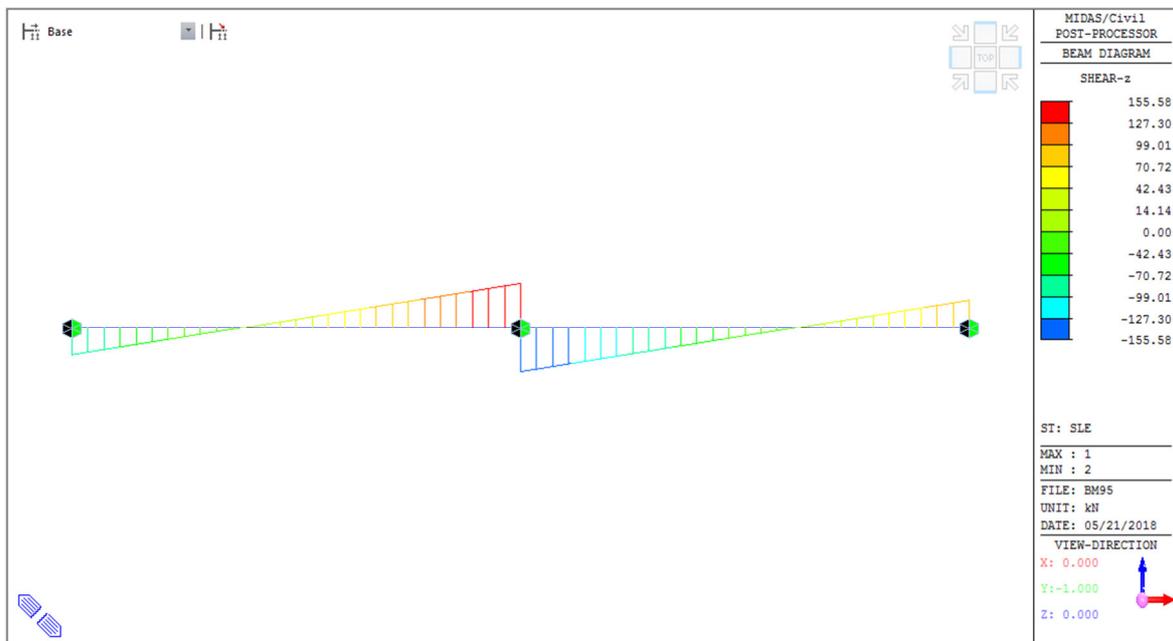
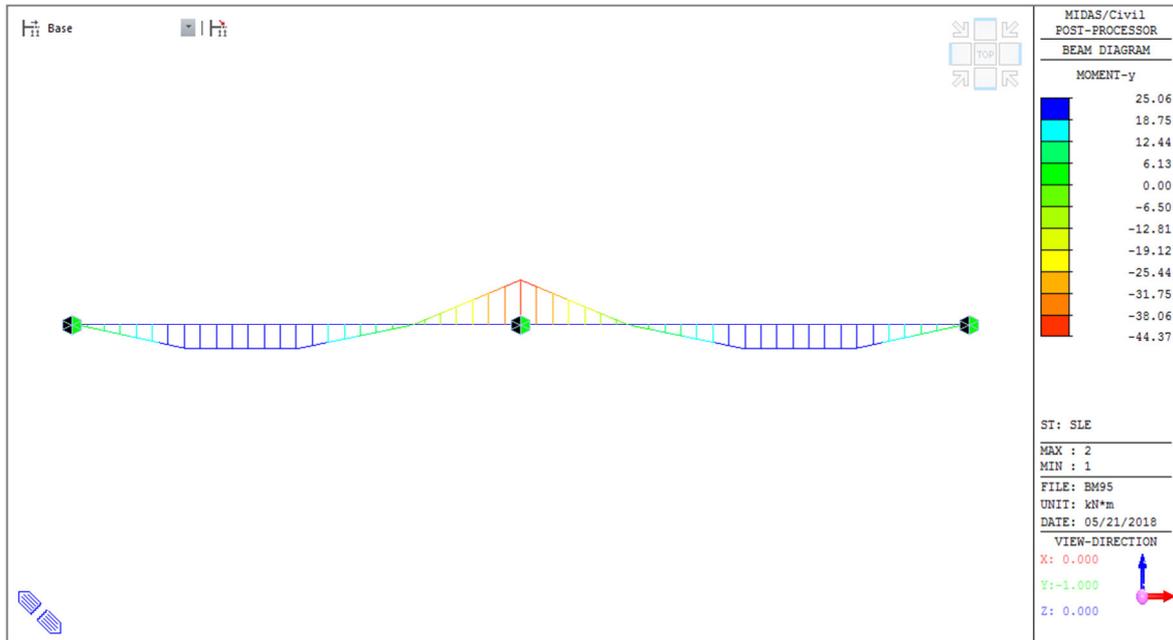


Figura 18 – Trave di fondazione sollecitazioni SLE (Momento flettente e taglio)

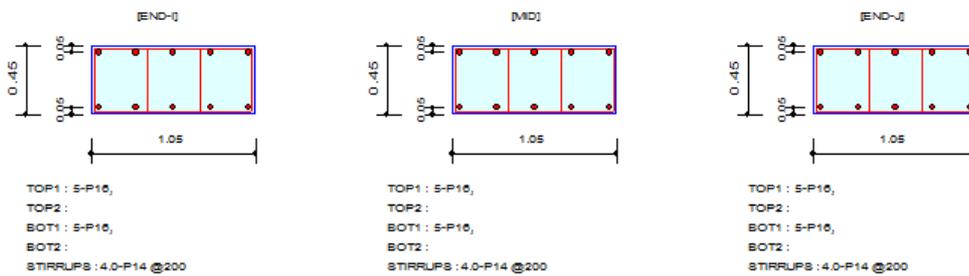
Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	62 di 66

1. Design Information

Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : kN, m
 Material Data : $f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Beam Span : 1.5 m
 Section Property : 105x45 (No : 1)

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment (M_{Ed})	64.08	0.00	64.08
(-) Load Combination No.	1	1	1
Factored Strength (M_{Rd})	153.13	153.13	153.13
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.4185	0.0000	0.4185
Positive Moment (M_{Ed})	35.15	36.19	35.15
(+) Load Combination No.	1	1	1
Factored Strength (M_{Rd})	153.13	153.13	153.13
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.2296	0.2363	0.2296
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0010	0.0010	0.0010
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0010	0.0010	0.0010

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	1
Factored Shear Force (V_{Ed})	224.67	133.69	224.67
Shear Strength by Conc. (V_{Rdc})	185.47	185.47	185.47
Shear Strength by Rebar. (V_{Rds})	433.88	433.88	433.88
Using Shear Reinf. (A_{sw})	0.0006	0.0006	0.0006
Using Stirrups Spacing	4.0-P14 @200	4.0-P14 @200	4.0-P14 @200
Check Ratio	0.5178	0.7208	0.5178

Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	63 di 66

3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	2	2	2	2	2	2
Stress(s)	1151.26	11063.35	0.00	0.00	1151.26	11063.35
Allowable Stress(sa)	3477.38	360000.00	0.00	0.00	3477.38	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.3311	0.0307	*****	*****	0.3311	0.0307
(+) Load Combination No.	2	2	2	2	2	2
Stress(s)	631.58	6069.37	650.24	6248.60	631.58	6069.37
Allowable Stress(sa)	3477.38	360000.00	3477.38	360000.00	3477.38	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.1816	0.0169	0.1870	0.0174	0.1816	0.0169

7. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	2	2
Crack Width(w)	0.000	0.000	0.000
Allowable Crack Width(wa)	0.000	0.000	0.000
Check Ratio(w/wa)	0.0790	*****	0.0790
(+) Load Combination No.	2	2	2
Crack Width(w)	0.000	0.000	0.000
Allowable Crack Width(wa)	0.000	0.000	0.000
Check Ratio(w/wa)	0.0434	0.0446	0.0434

5. Deflection Control

$L/6 = 0.006000 > 0.0000$ (LCB:2, POS: 0.8m from END-I)..... O.K

VERIFICA A TORSIONE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI	
Base sezione: b=	1050 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h=	450 mm	Classe cls	C 32/40
Copriferro: c=	50 mm	fck	33.2 MPa
Area sezione trasversale: A _{tot} =	472500 mm ²	fcd	18.81 MPa
Perimetro sezione trasversale: P _{est} =	3000 mm	γc	1.50
Spessore parete equivalente cava: t=	157.5 mm		
Area parete equivalente A _k =	261056.25 mm ²		
Perimetro medio area parete: u _k =	2370 mm		
DATI ARMATURA			
ARMATURA LONGITUDINALE			
Diametro armatura tesa d _l :	16 mm	ACCIAIO	

Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	64 di 66

N° barre tese n1:	5	f _{yk}	450 MPa
Diametro armatura compressa d2:	16 mm	f _{yd}	391.30 MPa
N° barre compresse n2:	5	γ _s	1.15
ARMATURA TRASVERSALE		AZIONI	
Diametro armatura a taglio (// alla sezione):	14 mm	N _{Ed} :	0 kN
Passo armatura a taglio:	200 mm	T:	51.33 kNm
N° bracci delle staffe:	4	γ _{Rd}	1.0
Inclinazione staffe α:	90°	T _{Ed} = T*γ _{Rd} :	51.33 kNm
Inclinazione puntone θ:	45°		
RESISTENZA A TORSIONE			
RESISTENZA BIELLA DI CLS		T _{Rcd} :	386.77 kNm
$T_{Rcd} = 2 \cdot d \cdot A_k \cdot t \cdot f_{cd} \cdot (\cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$			
RESISTENZA ARMATURE TRASVERSALI		T _{Rsd} :	629.01 kNm
$T_{Rsd} = 2 \cdot A_k \cdot (A_s/s) \cdot f_{yd} \cdot \cotg\theta$			
RESISTENZA ARMATURE LONGITUDINALI		T _{Rid} :	86.66 kNm
$T_{Rid} = 2 \cdot A_k \cdot (\sum A_i \cdot f_{yd}) / (u_k \cdot \cotg\theta)$			
$T_{Rd} = \min(T_{Rsd}, T_{Rcd}, T_{Rid}) > T_{Ed}$			86.66 kNm
SEZIONE VERIFICATA			

VERIFICA A TAGLIO-TORSIONE			
V _{Edv} :	226.67 kN	V _{Rdv} :	433.88 kN
V _{Edo} :	0 kN	V _{Rdo} :	0.00 kN
T _{Ed} :	51.3 kNm	T _{Rcd} :	386.77 kNm
$V_{Edv} / V_{Rdv} + T_{Ed} / T_{Rd}$			0.66 kNm
SEZIONE VERIFICATA			

12 CONCLUSIONI

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Come specificato al paragrafo 6.2.1 l'analisi dettagliata del calcolo delle sollecitazioni è riportata in relazione solo per il caso più gravoso (zone di estremità, $c_p=2.1$). Tuttavia si riporta per completezza nel seguito una tabella riepilogativa dei coefficienti di sicurezza minimi ottenuti, a parità di condizioni geometriche e di carico, ma assumendo $c_p=1.2$ per l'azione del vento:

PORTANZA VERTICALE BA STANDARD					
Modulo	Barriera	Lpali	cp = 1.2	cp = 2.1	
			$p_{v+a} = 1.48 \text{ kN/m}^2$	$p_{v+a} = 2.59 \text{ kN/m}^2$	
		[m]	F.S.	F.S.	
BM95	H0-H2	9	4.00	2.87	

PORTANZA ORIZZONTALE BA STANDARD					
Modulo	Barriera	Lpali	cp = 1.2	cp = 2.1	
			$p_{v+a} = 1.48 \text{ kN/m}^2$	$p_{v+a} = 2.59 \text{ kN/m}^2$	
		[m]	F.S.	F.S.	
BM95	H0-H2	9	2.89	2.59	

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo associata al confronto con verifiche di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 14.01.2008.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dalla presente relazione.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dei micropali:

Barriere standard RFI	Nome blocco fondazione	TIPO BARRIERA	BARRIERA ASSUNTA NEI CALCOLI	Micropali (Interassi, Diametro, Lunghezza di perforazione)	Tubolare (Diametro, spessore)
Fondazione Tipo 1	BM95	TIPO H0 ÷ H2	TIPO H2	i=1.5m ; $\phi 225$; L=9m	(S275) 168.3 - 8



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo fondazioni barriere da H0 a H2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78CL	BA0000 001	B	66 di 66

Per l'incidenza dell'opera oggetto della presente relazione di calcolo si rimanda all'elaborato dal titolo: Tabella Incidenza Armature opere civili.