

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA**

U.O. NFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

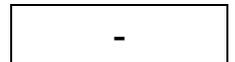
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

INTERFERENZE

RISOLUZIONE INTERFERENZE

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

SCALA:



COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
RS3E	50	D	78	CL	S10200	001	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	M.Piscitelli	Dicembre 2019	A. Iorio L. Fanelli	Dicembre 2019	F. Sparascio	Dicembre 2019	D. Tiberti Dicembre 2019

ITALFERR S.p.A.
 Gruppo Ferrovie dello Stato
 Direzione Generale
 UO Infrastrutture Sud
 Dott. Ing. Daniele Tiberti

INDICE

1.	GENERALITA'	5
2.	SCOPO E CONTENUTI DEL DOCUMENTO	5
3.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
4.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
4.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	9
5.	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA	10
5.1	MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO	11
6.	CARATTERISTICHE DEL SITO E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	12
6.1	VITA NOMINALE	13
6.2	CLASSE D'USO	14
6.3	PERIODO DI RIFERIMENTO	15
6.4	VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	15
6.5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRENO	16
6.6	PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO	17
7.	MATERIALI	18
7.1	ACCIAIO PER BARRE DA C.A. E RETI ELETTRISALDATE	19
7.2	ACCIAIO STRUTTURALE	19
8.	ANALISI DEI CARICHI	20
8.1	PERMANENTI	20
8.1	CARICHI ACCIDENTALI VERTICALI	20
8.2	URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO	20
8.3	SPINTA DEL TERRENO SUI PIEDRITTI	21
8.4	SPINTA IN PRESENZA DI FALDA (COND. DI CARICO 5)	21
8.5	AZIONI SISMICHE (COND. DI CARICO 6/7)	21

9.	APPROCCI PROGETTUALI E METODI DI VERIFICA.....	23
9.1	COMBINAZIONI DI CARICO	23
10.	ANALISI MURO AD “U”	27
10.1	METODOLOGIA DI CALCOLO	27
10.2	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO	29
10.3	MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI	29
10.4	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	29
10.5	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	29
10.6	MODELLO GEOMETRICO E GEOTECNICO.....	30
10.7	CONDIZIONI DI CARICO	32
10.8	IMPOSTAZIONI DI PROGETTO	34
10.9	ANALISI DELLA SPINTA E VERIFICHE	36
10.10	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE.....	39
11.	ANALISI STRUTTURA IN ACCIAIO	43
11.1	MODELLAZIONE STRUTTURA IN ACCIAIO	43
11.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE.....	44
12.	CRITERI DI VERIFICA DELLE OPERE	48
13.	VERIFICHE MURO AD “U”	48
13.1	ARMATURE DI PROGETTO.....	48
13.2	INCIDENZA ARMATURE	48
13.3	INVILUPPO VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO (SLU).....	48
13.4	INVILUPPO VERIFICHE STATO LIMITE ESERCIZIO (SLE)	50
13.5	VERIFICA FONDAZIONE GEO.....	52



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
PROGETTO DEFINITIVO
INTERFERENZE
RISOLUZIONE INTERFERENZE

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	4 di 56

14. VERIFICHE SISTEMA IN ACCIAIO.....	54
14.1 VERIFICHE DI RIGIDEZZA.....	54
14.2 VERIFICHE DI RESISTENZA	55
14.2.1 Verifica strutturale.....	55
14.2.2 Verifica zona di attacco	55



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
PROGETTO DEFINITIVO
INTERFERENZE
RISOLUZIONE INTERFERENZE

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	5 di 56

1. GENERALITA'

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 "INTERFERENZE – Risoluzione Interferenze".

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti all'opera.

2. SCOPO E CONTENUTI DEL DOCUMENTO

Le Analisi e Verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento al sistema di protezione alle sottostrutture del CAF esistente Zito alla pk. 17+617 circa dell'asse principale di progetto.

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il sistema di protezione alle sottostrutture del CAF esistente alla progr. 17+617. Il sistema è formato da 6 profili HEB 260 saldati verticalmente in prossimità delle ali. Questo sistema di acciaio è incastrato tramite opportuni collegamenti nei piedritti di una struttura ad U, spessore 90 cm.

Il sistema di protezione in acciaio ha un'altezza di 1.56 m ed è posizionato ad 1.80 dal P.F. per resistere al meglio alla forza d'urto perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento:

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	6 di 56

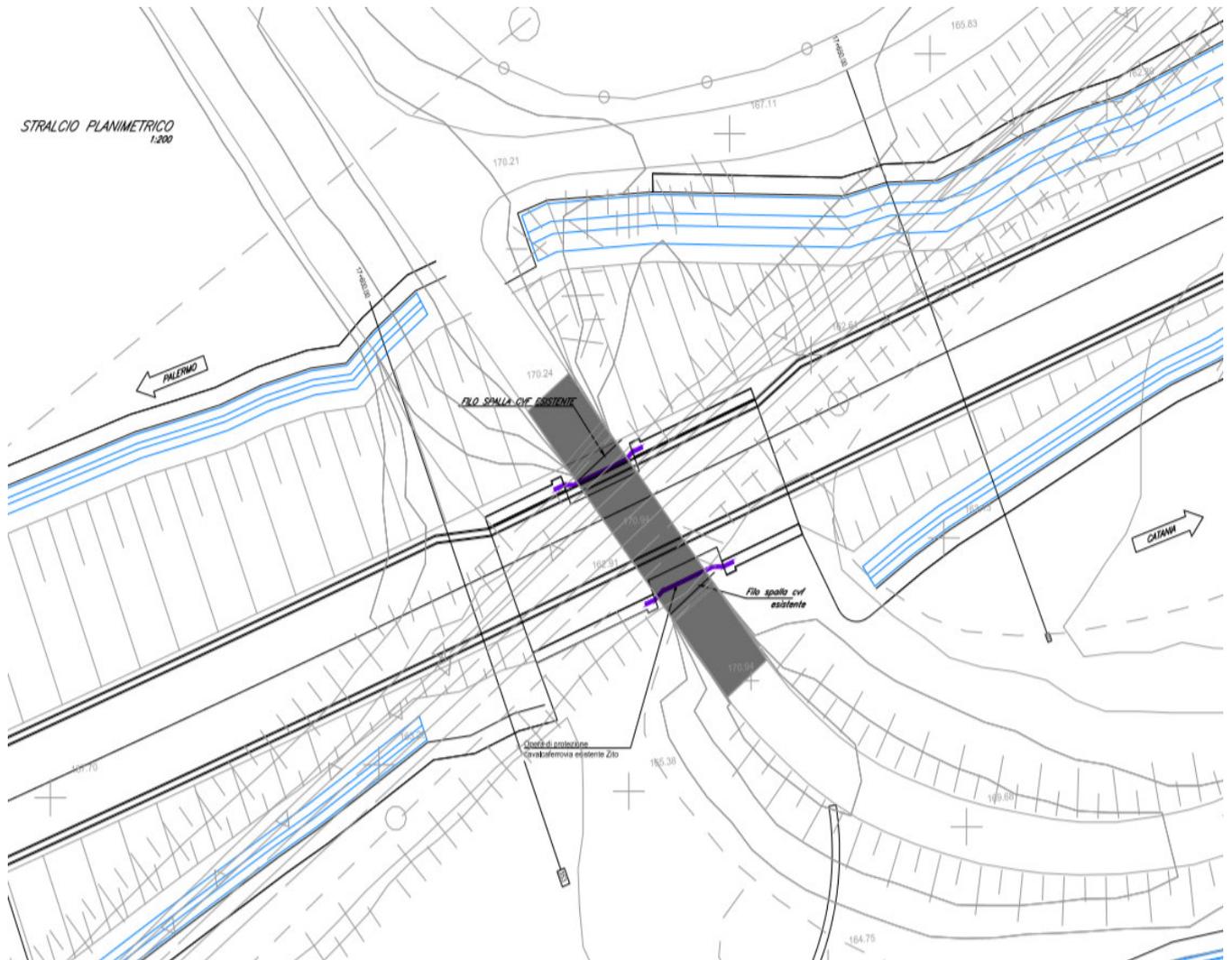
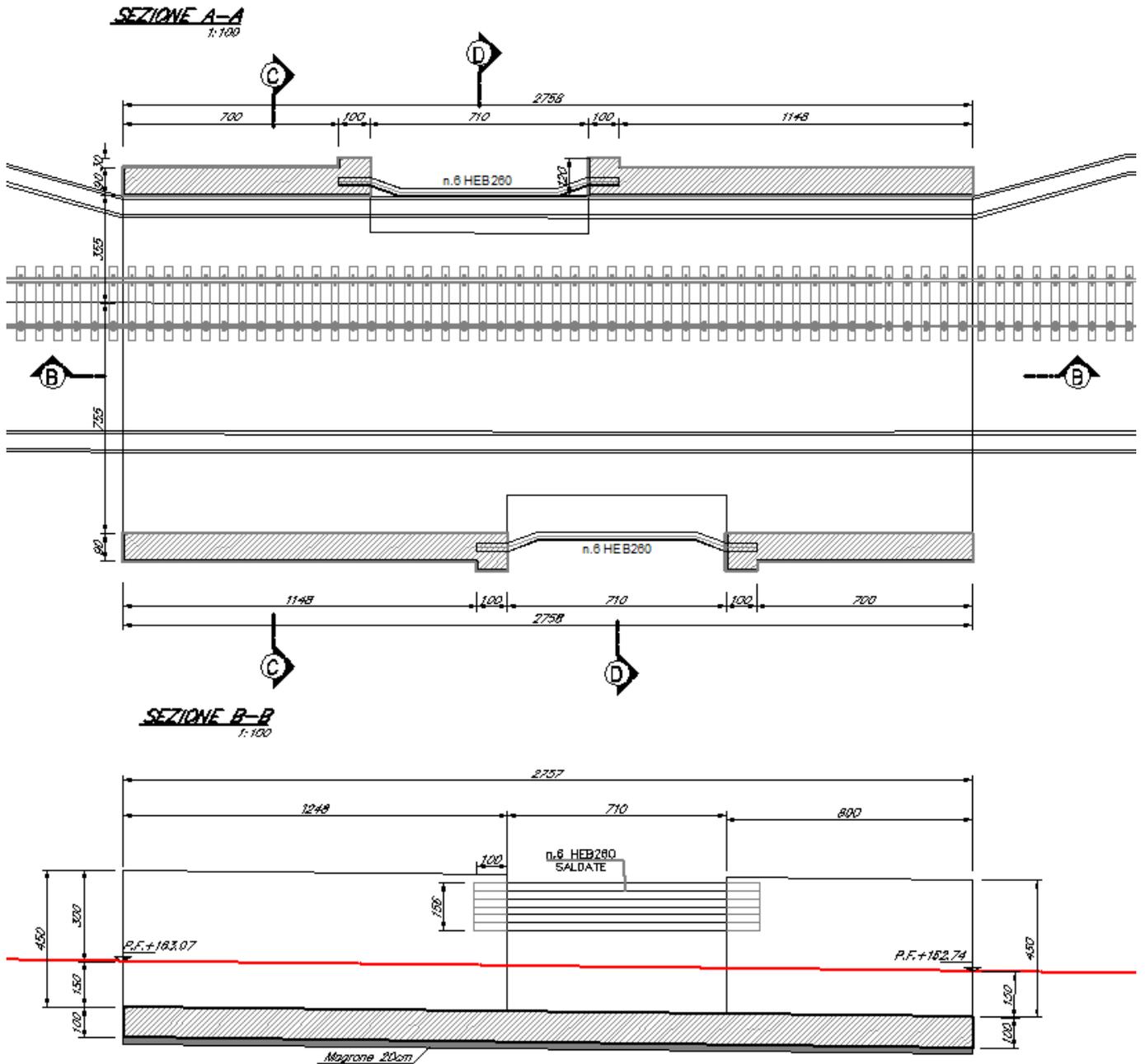


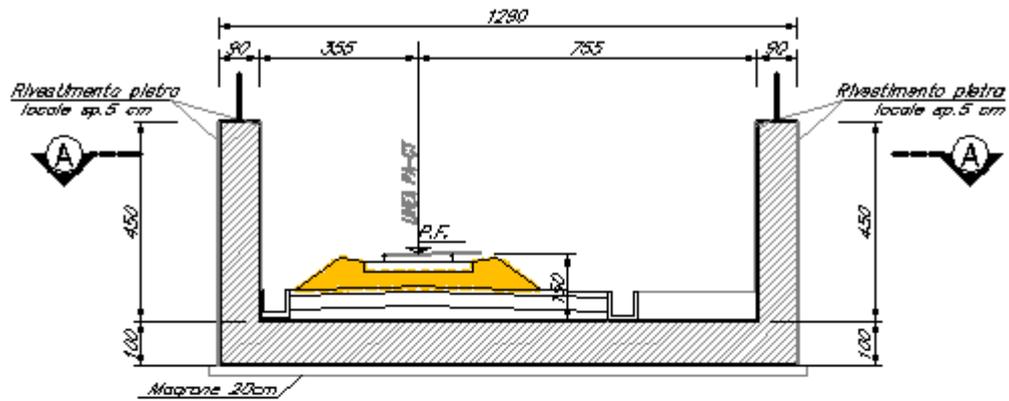
Figura 1 – Inquadramento planimetrico

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Z10

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	7 di 56



CARPENTERIA SEZIONE C-C
1:100



CARPENTERIA SEZIONE D-D
1:100

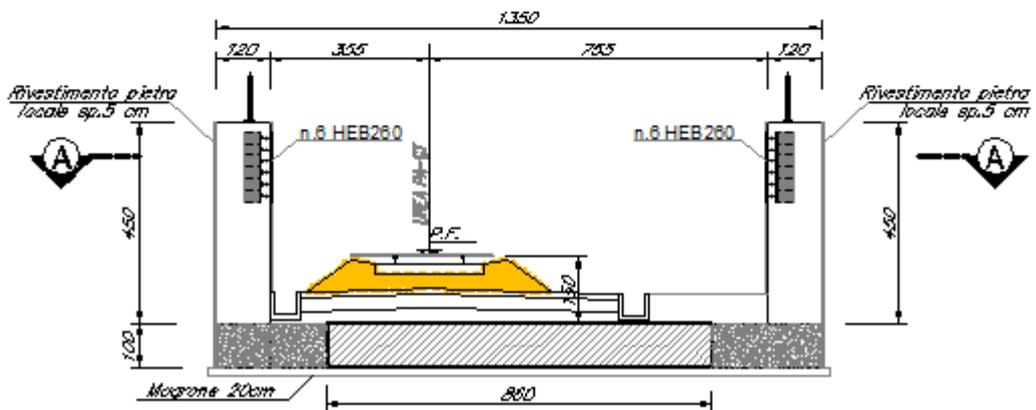


Figura 3 – Sezione trasversale



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
PROGETTO DEFINITIVO
INTERFERENZE
RISOLUZIONE INTERFERENZE

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	9 di 56

4. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

4.1 Documenti Referenziati

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)

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)

5.1 Modello Geotecnico di progetto

In relazione all'ubicazione dell'opera, e alle quote di approfondimento delle fondazioni, la stratigrafia assunta in fase di progetto, definita sulla base dei sondaggi 5_S14vi e D25 è la seguente:

Unità	Z _{top} [m]	Z _{bottom} [m]	Spessore medio strato [m]
bnc	0	-5.0	5
bni	-5.0	-9.0	4
FYN	-9.0	max	-

Il livello di falda è rilevato a circa 8 m dal piano campagna locale.

A ciascuna unità sono stati attribuiti dei valori dei parametri fisico – meccanici di calcolo utili ai fini delle analisi da effettuare, tenendo conto di quanto specificato per ciascuna di esse dalla caratterizzazione geotecnica generale già riportata al precedente paragrafo. In particolare si ha:

PARAMETRI ASSUNTI IN PROGETTO					
Unità	γ	c'	φ'	E	E'
	[kN/m ³]	[MPa]	[°]	[MPa]	[MPa]
bnc	19.5	5	25	150	50
bni	19.5	0	36	450	150
FYN	20.5	10	22	600	200

Dove E' è il moduli di deformabilità “operativo” da adottare per le opere di sostegno e per le fondazioni, assunto pari a 1/3÷1/5 di quello iniziale (E₀).

Per il terreno di rinfianco si considera, in via cautelativa, il terreno in sito costituito dall'unità bnc, assumendo $c'=0$ in virtù del rimaneggiamento a cui è sottoposto il terreno nelle operazioni di scavo e ritombamento.

In fase di analisi è stato dunque considerato il seguente modello geotecnico:

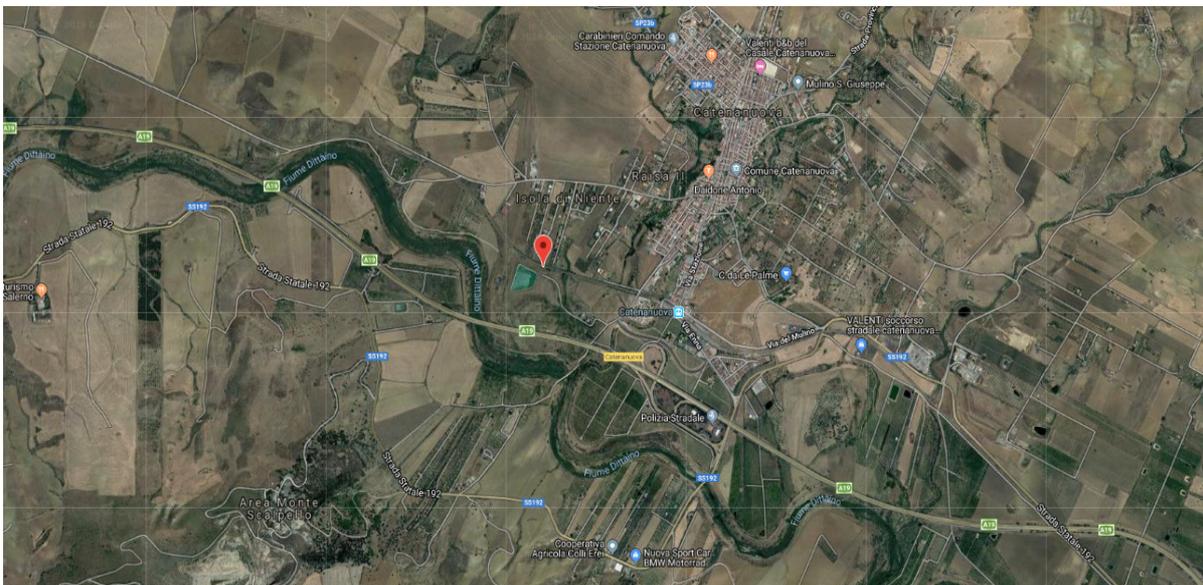
Terreno	Litotipo	γ	φ'	c'	E'	k _w
		(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(MPa)	(kPa/m)
Terreno di Rinfianco	bnc	19.5	25	0	50	0
Terreno di Fondazione	bni	19.5	36	0	150	14578

Dove k_w è la costante di sottofondo definita al paragrafo 10.1.

6. CARATTERISTICHE DEL SITO E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo si riporta la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del D.M. 14 gennaio 2008.

L'opera oggetto della presente relazione presenta le seguenti coordinate geografiche:



LATITUDINE	37.573
LONGITUDINE	14.64
COMUNE	Regalbuto
PROVINCIA	ENNA

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_0 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.

Nei paragrafi seguenti è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica per la zona sismica di riferimento in cui ricade l'opera.

6.1 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 SI PS MA IFS 001 B.

Tabella 1 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 VELOCITA' CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' ($V < 250$ km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' ($V \geq 250$ 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 $V_N = 75$.

6.2 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 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 SI PS MA IFS 001 B.

Tabella 2 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 [CU]
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 CU=1,5**.

6.3 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 :

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

6.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

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

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

da cui si ottiene la seguente Tabella:

Tabella 3 Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

	STATO LIMITE	probabilità di superamento P_{VR}	Valori in anni del periodo di ritorno T_R
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%	68
	SLD - Stato Limite di Danno	63%	113
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%	1068
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%	2193

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati si ha:

STATO LIMITE	SLV
VITA NOMINALE V_N	75
CLASSE D'USO	C III
COEFFICIENTE D'USO C_U	1.5
VITA DI RIFERIMENTO V_R	112.5

6.5 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.

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.

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 4 Tabella delle espressioni per S_S e C_C

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di 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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 5 Valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o 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

Nel caso in esame:

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

B

CATEGORIA TOPOGRAFICA

T1

6.6 Parametri sismici di calcolo

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.161 g
F_0	2.524
T_C^*	0.534 s
S_S	1.200
C_C	1.247
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.222 s
T_C	0.666 s
T_D	2.246 s

Tabella 1 – Parametri per la definizione dell'azione sismica di progetto.

7. MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni del DM 14/01/2008 e del "Manuale di progettazione delle opere civili" RFI DTC SI MA IFS 001 B.

Calcestruzzo armato Opere	
Classe di resistenza	C 30/37
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 17.0 \text{ MPa}$
Modulo elastico a 28 giorni	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 32836 \text{ MPa}$
Tensione massima di compressione in esercizio (RFI DTC SI MA IFS 001 B)	$\sigma_c = 0.55 f_{ck} = 16.5 \text{ MPa}$ combinazione caratteristica (rara)
Tensione massima di compressione in esercizio (NTC 2008)	$\sigma_c = 0.60 f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$ combinazione caratteristica (rara)

In merito alla verifica a fessurazione, la verifica consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di carico di esercizio i cui valori limite sono stabiliti, nell'ambito del progetto di opere ferroviarie, nel documento RFI DTC SICS MA IFS 001 B – 2.5.1.8.3.2.4 (*Manuale di progettazione delle opere civili del 22/12/2017*).

In particolare l'apertura convenzionale delle fessure δ_f dovrà rispettare i seguenti limiti:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive (così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008 – Tab 4.1.III), per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

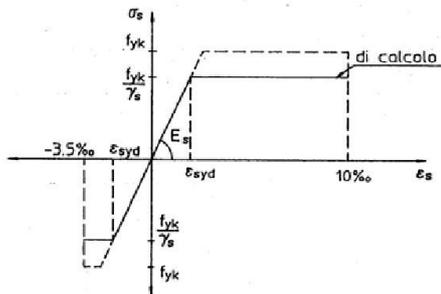
Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.III – DM 14/01/2008

In definitiva, nel caso in esame, con riferimento alle indicazioni della tabella di cui in precedenza, si adotta il limite $w_1 = 0,20 \text{ mm}$ sia per le parti in elevazione che per quelle in fondazione, in quanto in entrambi i casi trattasi di strutture a permanente contatto col terreno.

7.1 Acciaio per barre da C.A. e reti elettrosaldate



ACCIAIO B450C

Caratteristiche di resistenza

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{yk} = 391.3 \text{ MPa}$$

Modulo elastico	E	210 GPa
Coefficiente di Poisson	v	0.3
Modulo di elasticità tangenziale $E/[2 \times (1 + v)]$	G	80.769 GPa
Peso specifico	δ	7850.00 kg/m ³

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare, riportata di seguito nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
Cmin	Co	ambiente	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

7.2 Acciaio strutturale

Si adotta acciaio S275

- soglia di snervamento $f_{yk} = 275.0 \text{ MPa}$
- tensione ammissibile $\sigma_s = 190.0 \text{ MPa}$
- modulo elastico $E_s = 206000 \text{ MPa}$
- coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

8. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio e in presenza dell'evento sismico.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$

acciaio $\gamma_w = 78.5 \text{ kN/m}^3$

8.1 Permanenti

PESI PROPRI	Spessore [m]	γ [kN/m ³]
peso proprio piedritti	0.90	25.00
peso proprio soletta inf	1.00	25.00
peso ballast	1.50	18.00

8.1 Carichi accidentali verticali

Si considera un carico sulla fondazione uniformemente distribuito sull'area d'impronta del ballast simulante il carico ferroviario pari a: $q = 40.00 \text{ kN/m}^2$

8.2 Urti da traffico ferroviario

In mancanza di specifiche analisi di rischio, sono state assunte le seguenti azioni statiche equivalenti in funzione della distanza $d = 3.55 \text{ m} < 5.00 \text{ m}$ del sistema di protezione dall'asse binario:

- 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Queste forze sono state applicate ad 1.80 dal P.F. e non sono state considerate agenti simultaneamente.

Nel caso in esame si considera significativa ai fini delle analisi unicamente la forza perpendicolare alla direzione di marcia.



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
PROGETTO DEFINITIVO
INTERFERENZE
RISOLUZIONE INTERFERENZE

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	21 di 56

8.3 Spinta del terreno sui piedritti

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo. A vantaggio di sicurezza è stato considerato il terreno di rinfilanco per tutta l'altezza del piedritto.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin (25) = 0.577$$

dove φ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfilanco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono:

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0 \quad \text{-----} \rightarrow S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

8.4 Spinta in presenza di falda (cond. di carico 5)

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento:

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua.

Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Nel caso in esame, in relazione a quanto specificato al paragrafo 5, il regime di spinta non è influenzato dalla presenza della falda.

8.5 Azioni Sismiche (cond. di carico 6/7)

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Forze d'inerzia

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{max} / g \quad k_v = \pm 0,5 * k_h$$

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S * a = S_s * S_t * a_g$$

Nel caso specifico, in accordo a quanto già riportato al paragrafo 6 risulta:

Condizione	Categoria sottosuolo	a_g/g	$S=S_s S_t$	a_{max}/g	β_m (-)	K_h (-)	K_v (-)
SLV	B	0.161	1.20	0.193	1.00	0.193	± 0.097

dove:

- a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito,
- β è il coefficiente di spostamento (Figura 7.11.3 del DM 14/01/2008).

Nel caso in esame si assume $\beta=1$ in accordo alla teoria di Wood.

Spinta sismica terreno

In corrispondenza di un evento sismico è necessario tener conto dell'amplificazione/deamplificazione delle spinte del terreno a monte e a valle dell'opera. Si trascurano gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la struttura di sostegno (DM 14/01/2008).

Le spinte del terreno in fase sismica, sono state determinate con la **teoria di Wood**, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione: $\Delta SE = K_h \cdot \gamma \cdot H^2$

L'effetto del sisma è ottenuto applicando un incremento di spinta del terreno valutato secondo la teoria di Wood, agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza dell'opera. Utilizzando la formulazione seguente:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 = E$$

Dove γ rappresenta il peso del volume di terreno che interagisce con l'opera, H rappresenta l'altezza totale dell'opera (comprensiva del tratto infisso), S è il coeff. di amplificazione locale mentre a_g è la PGA.



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
PROGETTO DEFINITIVO
INTERFERENZE
RISOLUZIONE INTERFERENZE

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	23 di 56

9. APPROCCI PROGETTUALI E METODI DI VERIFICA

Come prescritto dal DM 14/01/2008 per le verifiche dell'opera è stata considerata la combinazione A1-M1-R3 con i coefficienti di combinazione riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I del DM 14/01/2008.

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV). Per le verifiche in condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni sono pari all'unità.

9.1 Combinazioni di carico

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 14/01/2008, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi e di esercizio in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

- combinazione fondamentale (SLU)
- combinazione sismica (SLV): il coefficiente di combinazione per il carico variabile Q_1 è pari a 0
- coefficienti di partecipazione Ψ per carichi di tipo variabile :

Variabili da traffico: $\Psi_0 = 0.60$ $\Psi_1 = 0.50$ $\Psi_2 = 0.00$ ($\Psi_2 = 0.20$ in combinazioni sismiche)

Nel seguito si riporta un riepilogo delle Combinazioni di Calcolo considerate nelle analisi.

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione
γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalciferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	24 di 56

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.80	0.80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	g_{Qisfav}	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.45	1.15
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1.20	1.20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	g_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_g	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	g_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1.00	1.00

Combinazione n° 1 ECCEZIONALE

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Favorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Favorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Favorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast e armamento	Favorevole	1.00	1.00	1.00
Urto da traffico veicolare	Favorevole	1.00	1.00	1.00

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	25 di 56

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Ballast e armamento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Convogli	Sfavorevole	1.45	1.00	1.45

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast e armamento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast e armamento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast e armamento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Convogli	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast e armamento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Convogli	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast e armamento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalciferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	26 di 56

Combinazione n° 8 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast e armamento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Convogli	Sfavorevole	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 9 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Ballast e armamento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Convogli	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
PROGETTO DEFINITIVO
INTERFERENZE
RISOLUZIONE INTERFERENZE

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	27 di 56

10. ANALISI MURO AD “U”

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti:

Titolo SCAT - Analisi Strutture Scatolari
Versione 14.0
Produttore Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente PROGIN S.P.A.

10.1 Metodologia di calcolo

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi. Il terreno di fondazione viene schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa. A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, K_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura K . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p . Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma:

$$K u = p.$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti u :

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alla seguente relazione:

$$k_w = \frac{E}{(1 - \nu^2) \cdot B \cdot c_t}$$

dove:

E' = modulo di deformazione elastico del terreno;

ν = coefficiente di Poisson = 0.3;

B = larghezza della fondazione.

c_t = fattore di forma, coefficiente adimensionale ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (vedasi tabella seguente).



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
PROGETTO DEFINITIVO
INTERFERENZE
RISOLUZIONE INTERFERENZE

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	28 di 56

Fondazione Rigida	ct
- rettangolare con $L/B \leq 10$	$ct = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
- rettangolare con $L/B > 10$	$ct = 2 + 0.0089 (L/B)$
dove L é il lato maggiore della fondazione.	

Sulla base della geometria della fondazione e delle condizioni geotecniche locali verrà valutato il modulo di deformazione elastico per il calcolo dei coefficienti di sottofondo.

Di seguito si riportano, in forma tabellare, i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, sulla scorta del valore di progetto di E attribuito allo strato di Fondazione, avendo considerato una dimensione longitudinale della fondazione ritenuta potenzialmente collaboranti:

$E(\text{KN/m}^2) =$	150000
$n =$	0.25
$B \text{ (m)} =$	12.5
$L \text{ (m)} =$	13.1
$ct =$	0.88
$K_w \text{ [kN/m}^3] =$	14578

L'analisi che viene effettuata è un'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione). L'analisi fornisce i risultati in termini di spostamenti. Dagli spostamenti si risale alle sollecitazioni nodali ed alle pressioni sul terreno.

Il calcolo degli scatolari viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle pressioni in calotta (per gli scatolari ricoperti da terreno);
- Calcolo della spinta del terreno;
- Calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali (fondazione, piedritti e traverso);

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
PROGETTO DEFINITIVO
INTERFERENZE
RISOLUZIONE INTERFERENZE

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	29 di 56

10.2 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

10.3 Modalità di presentazione dei risultati

L'output di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

10.4 Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

10.5 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

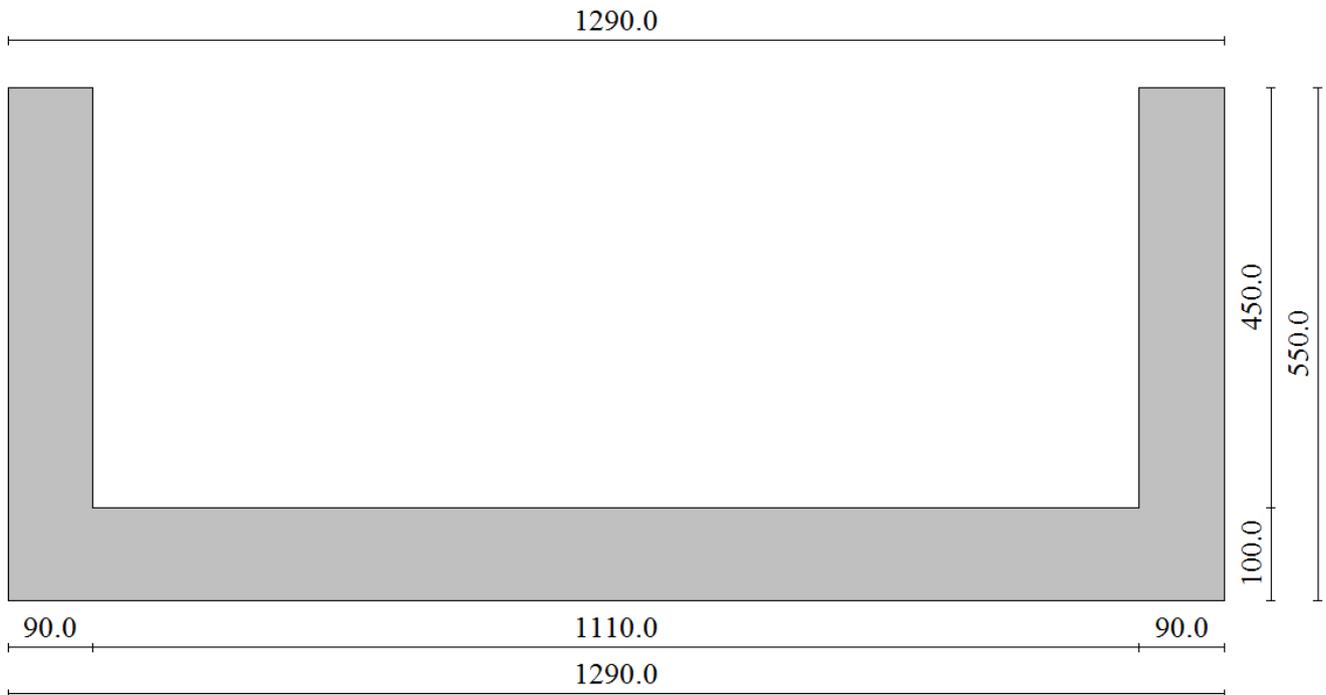
I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

10.6 Modello Geometrico e Geotecnico



Modello Geotecnico



Geometria

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare tipo vasca	
Altezza esterna	5.50	[m]
Larghezza esterna	12.90	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.90	[m]
Spessore piedritto destro	0.90	[m]
Spessore fondazione	1.00	[m]

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiali calcestruzzo

R _{ck} calcestruzzo	37000	[kPa]
Peso specifico calcestruzzo	24.5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	32532520	[kPa]
Tensione di snervamento acciaio	431499	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0.50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15.00	
Coefficiente dilatazione termica	0.0000120	

Caratteristiche strati terreno

Strato di rinfianco

Descrizione	Terreno di rinfianco	
Peso di volume	19.5000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19.5000	[kN/mc]
Angolo di attrito	25.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	16.67	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	0	[kPa/cm]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	19.5000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19.5000	[kN/mc]
Angolo di attrito	36.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	18.80	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	146	[kPa/cm]
Tensione limite	1000	[kPa]



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
PROGETTO DEFINITIVO
INTERFERENZE
RISOLUZIONE INTERFERENZE

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	32 di 56

10.7 Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (espresse in m) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in kN

Coppie concentrate espressi in kNm

Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati

Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati

F_y componente Y del carico concentrato

F_x componente X del carico concentrato

M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali

V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale

V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale

D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi

D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcavia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	33 di 56

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

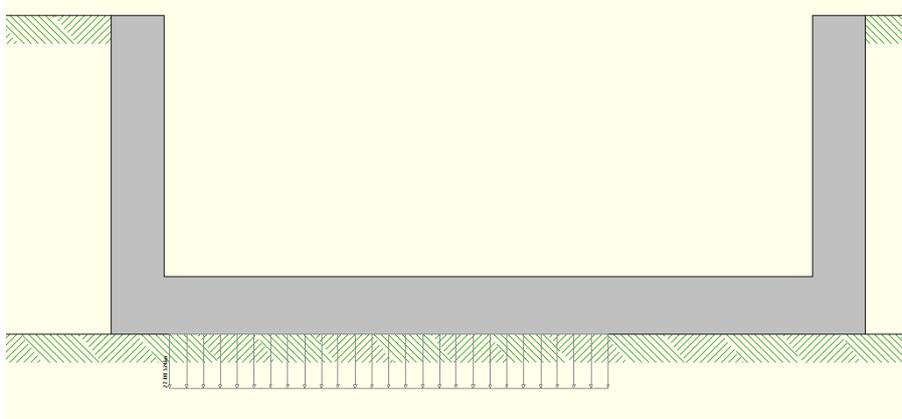
Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

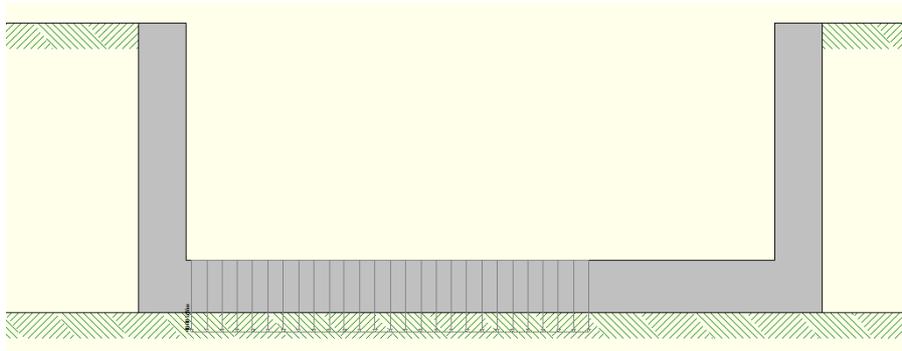
Condizione di carico n° 7 (Ballast e armamento)

Distr Fondaz. $X_i= 1.00$ $X_f= 8.50$ $V_{ni}= 27.00$ $V_{nf}= 27.00$ $V_{ti}= 0.00$ $V_{tf}= 0.00$



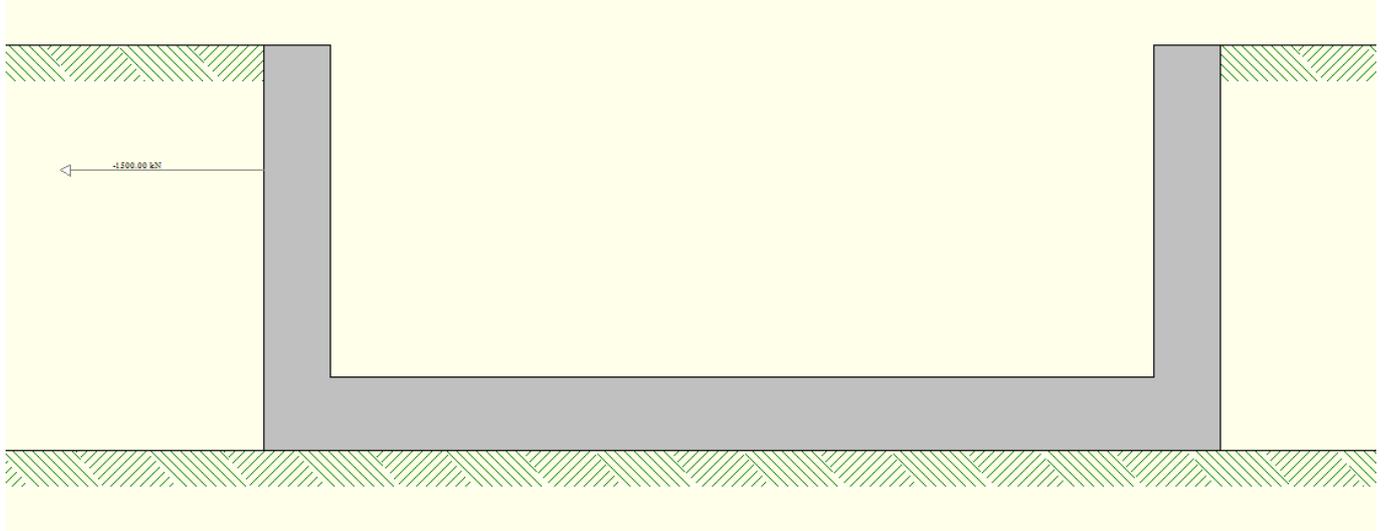
Condizione di carico n° 8 (Convogli)

Distr Fondaz. $X_i= 1.00$ $X_f= 8.50$ $V_{ni}= 40.00$ $V_{nf}= 40.00$ $V_{ti}= 0.00$ $V_{tf}= 0.00$



Condizione di carico n° 9 (Urto da traffico veicolare)

Conc Pied_S Y= 3.80 F_y= 0.00 F_x= -1500.00 M= 0.00



10.8 Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \text{ctg} \theta^2)$$

con:

d altezza utile sezione [mm]



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
PROGETTO DEFINITIVO
INTERFERENZE
RISOLUZIONE INTERFERENZE

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	35 di 56

b_w larghezza minima sezione [mm]
 σ_{cp} tensione media di compressione [N/mm²]
 ρ_l rapporto geometrico di armatura
 A_{sw} area armatura trasversale [mm²]
 s interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
 α_c coefficiente maggiorativo, funzione di f_{cd} e σ_{cp}
 $f_{cd}'=0.5 \cdot f_{cd}$
 $k=1+(200/d)^{1/2}$
 $v_{min}=0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente moderatamente aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) 0.55 f_{ck}

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) 0.40 f_{ck}

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) 0.75 f_{yk}

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0.20$ $w_2=0.20$ $w_3=0.20$

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Copriferro sezioni 6.00 [cm]

10.9 Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

ux spostamento direzione X espresso in cm

uy spostamento direzione Y espresso in cm

σ_i pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta

Pressione geostatica

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **angolo di attrito**

Metodo di calcolo della portanza

Meyerhof

Spinta sui piedritti

a Riposo [combinazione 1]

a Riposo [combinazione 2]

a Riposo [combinazione 3]

a Riposo [combinazione 4]

a Riposo [combinazione 5]

a Riposo [combinazione 6]

a Riposo [combinazione 7]

a Riposo [combinazione 8]

a Riposo [combinazione 9]



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
PROGETTO DEFINITIVO
INTERFERENZE
RISOLUZIONE INTERFERENZE

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	37 di 56

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	37.573000
Longitudine	14.640000
Comune	Regalbuto
Provincia	Enna
Regione	Sicilia
Punti di interpolazione del reticolo	47637 - 47859 - 47860 - 47638

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	75 anni
Classe d'uso pericolose	III - Affollamenti significativi e industrie non
Vita di riferimento	113 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$	1.58 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 19.33$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 9.66$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
Spinta sismica	Wood

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.577	0.000
2	0.577	0.000
3	0.577	0.792
4	0.577	0.792
5	0.577	0.792
6	0.577	0.792
7	0.577	0.000
8	0.577	0.000
9	0.577	0.000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	124
Numero elementi piedritto sinistro	53
Numero elementi piedritto destro	52
Numero molle piedritto sinistro	54
Numero molle piedritto destro	53



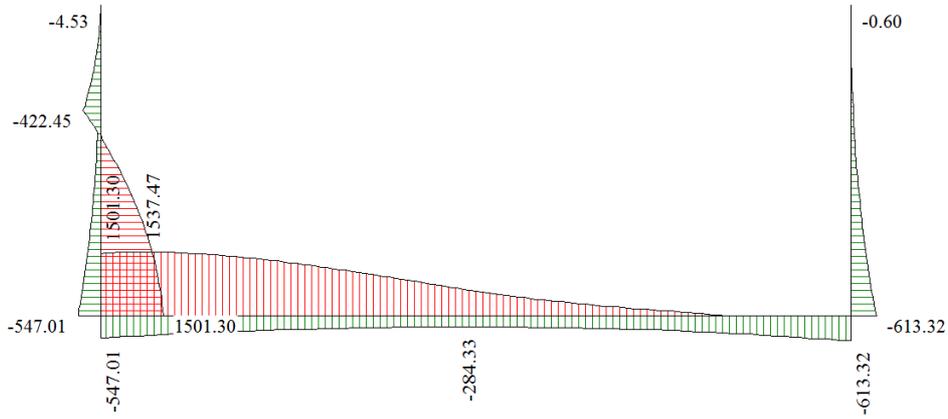
Pressioni fondazione –INV SLU – $\sigma_{max}=203$ KPa

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

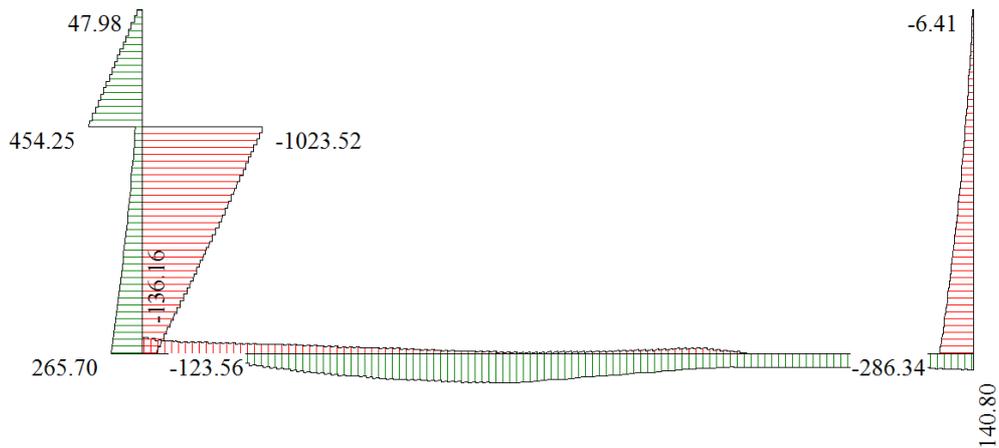
X [m]	σ_{min} [kPa]	σ_{max} [kPa]
0.45	52	203
3.48	67	145
6.45	46	121
9.47	28	91
12.45	15	58

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

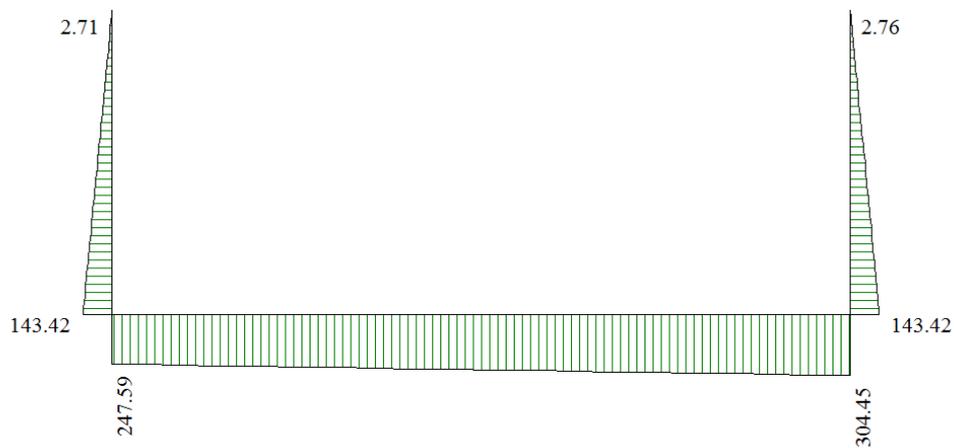
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	41 di 56



Momento flettente - INV SLU



Taglio - INV SLU



Sforzo normale - INV SLU

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.45	-547.01	1501.30	-136.16	-96.95	8.59	247.59
3.48	-342.12	1277.43	-52.00	198.00	8.59	261.93
6.45	-285.02	588.90	-3.84	221.63	8.59	276.02
9.47	-355.03	115.35	18.21	120.01	8.59	290.34
12.45	-613.32	-234.61	98.90	140.80	8.59	304.45

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.50	-547.01	1501.30	-123.56	265.70	99.67	143.42
3.00	-107.44	320.33	-832.29	97.67	49.83	71.71
5.50	0.00	0.00	0.00	47.98	0.00	0.00

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.50	-613.32	-234.61	-286.34	-140.74	99.67	143.42
3.00	-129.73	-29.34	-109.21	-35.18	49.83	71.71
5.50	0.00	0.00	-6.41	0.00	0.00	0.00

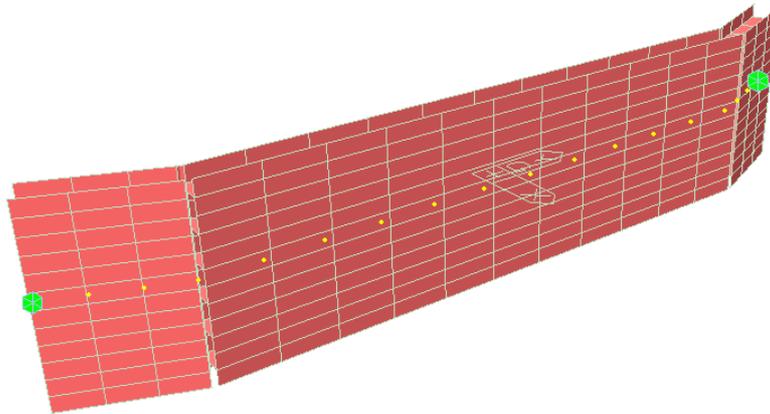
Sollecitazioni massime

Risultati (riferiti ad un metro di scatolare)						
SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo						
Spinte e Pressioni	Sollecitazioni max comb.		Sollecitazioni max			
	M [kNm]	Comb.	T [kN]	Comb.	N [kN]	Comb.
Fondazione	1537.47	(1)	253.62	(1)	304.45	(3)
Piedritto sinistro	1501.30	(1)	-1021.78	(1)	143.42	(2)
Piedritto centrale	---	---	---	---	---	---
Piedritto destro	-613.32	(3)	-286.34	(3)	143.42	(2)
Traverso	---	---	---	---	---	---

11. ANALISI STRUTTURA IN ACCIAIO

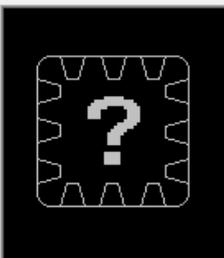
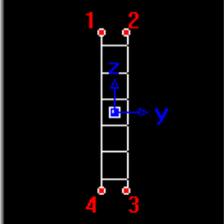
11.1 Modellazione struttura in acciaio

Per analizzare il sistema di protezione in acciaio è stato utilizzato un modello FEM. Per una migliore lettura dei risultati dell'analisi strutturale, l'elemento è stato discretizzato in 10 parti di uguale dimensione. L'elemento beam è stato vincolato alle estremità tramite incastrati perfetti per rappresentare l'ancoraggio nel piedritto del muro ad "U".



Modellazione FEM

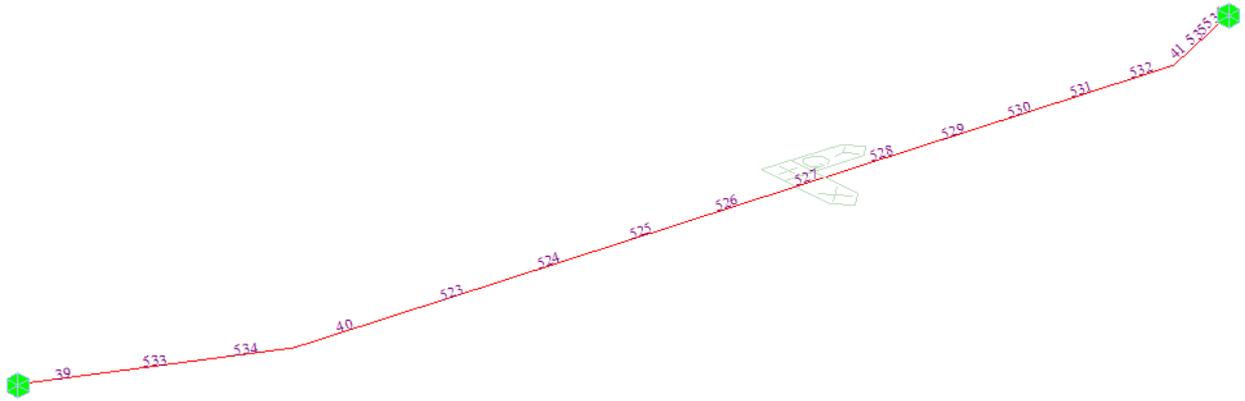
Name: Sistema HE260 B Built-Up Section

Import SEC Files...

Section Properties		
Area	6.91500e+004	mm ²
Asy	0.00000e+000	mm ²
Asz	0.00000e+000	mm ²
Ixx	6.05875e+006	mm ⁴
Iyy	1.39418e+010	mm ⁴
Izz	8.75401e+008	mm ⁴
Cyp	130.0000	mm
Cym	130.0000	mm
Czp	780.0000	mm
Czm	780.0000	mm
Qyb	385264.2857	mm ²
Qzb	62519.5313	mm ²
Peri:O	0.00000e+000	mm
Peri:l	0.00000e+000	mm
Cent:y	121.2500	mm
Cent:z	780.0000	mm
y1	-121.2500	mm

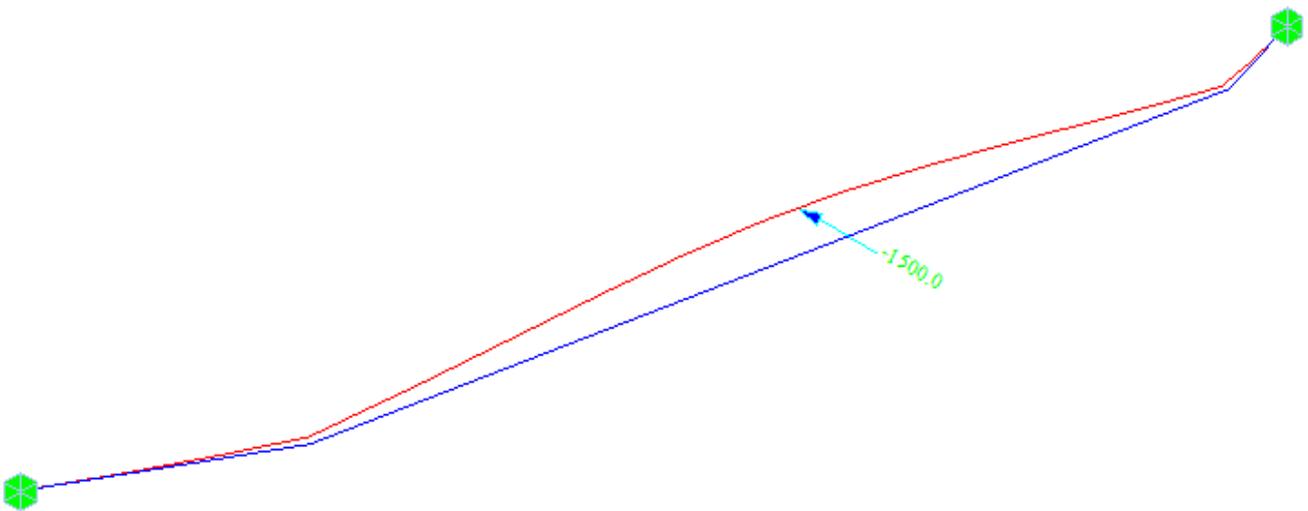
Caratteristiche geometriche sistema 6 HEB 260



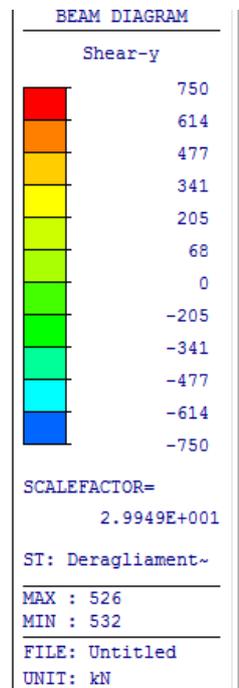
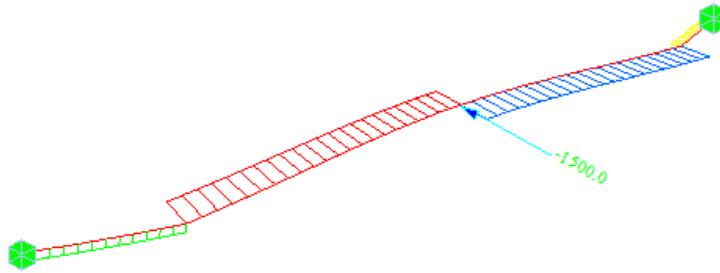
Numerazione elementi beam

11.2 Risultati analisi strutturale

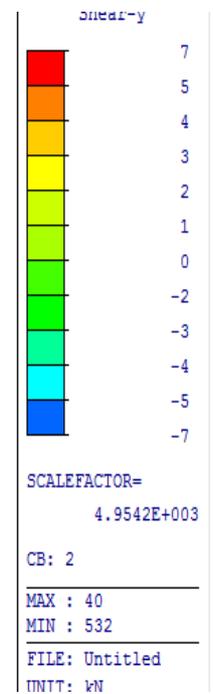
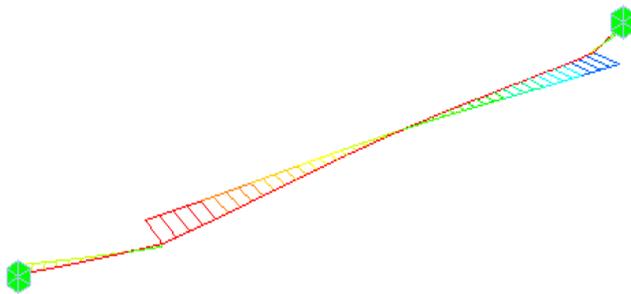
Per facilità di lettura, di seguito sono esposti i risultati dell'analisi strutturale più significativi in termini di sollecitazioni e deformazioni.



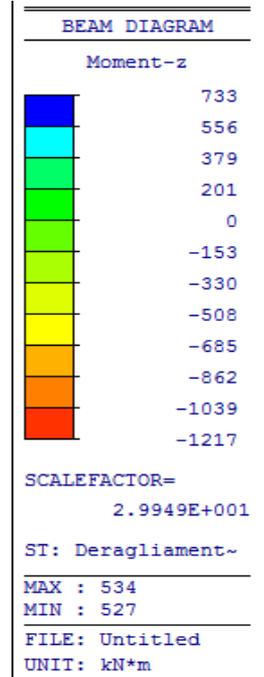
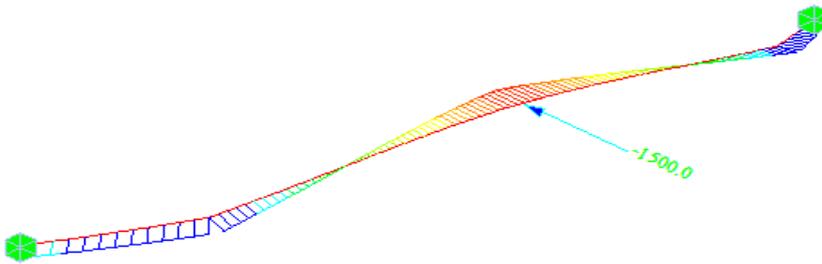
Deformata per impatto convoglio



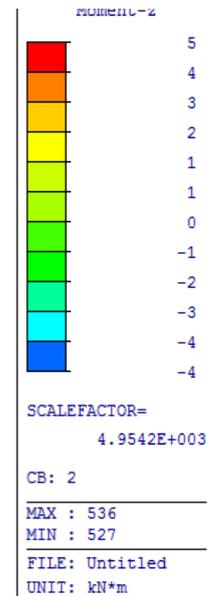
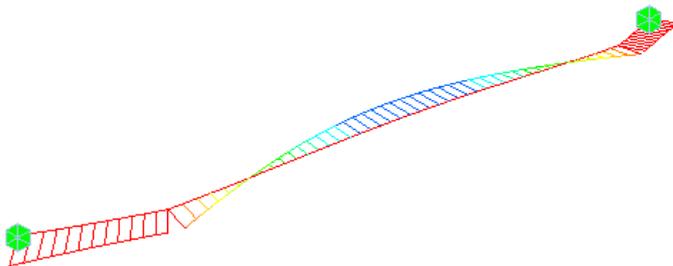
Sforzo di taglio per impatto convoglio [kN]



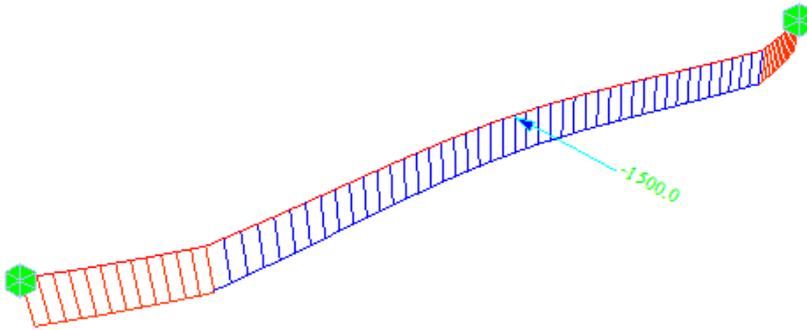
Sforzo di taglio per vento + azione aerodinamica + [kN]



Sollecitazione flessionale per impatto convoglio [kNm]

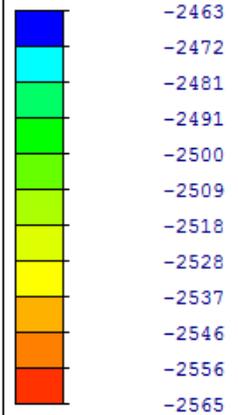


Sollecitazione flessionale per vento + azione aerodinamica + [kNm]



BEAM DIAGRAM

Axial



SCALEFACTOR=

2.9949E+001

ST: Deragliament~

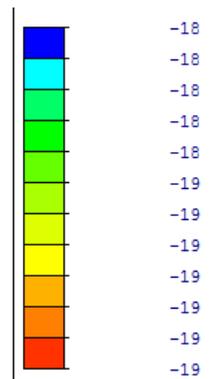
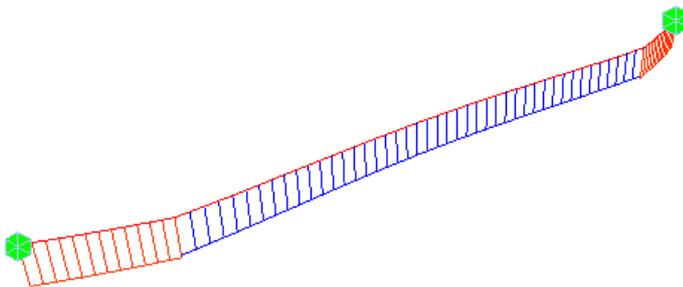
MAX : 40

MIN : 41

FILE: Untitled

UNIT: kN

Sforzo assiale per impatto convoglio [kN]



SCALEFACTOR=

4.9542E+003

CB: 2

MAX : 530

MIN : 534

FILE: Untitled

UNIT: kN

Sforzo assiale per vento + azione aerodinamica + [kN]



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
 TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
 PROGETTO DEFINITIVO
 INTERFERENZE
 RISOLUZIONE INTERFERENZE

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	48 di 56

12. CRITERI DI VERIFICA DELLE OPERE

Le verifiche sono state condotte in accordo con le prescrizioni e le indicazioni del DM 14/01/2008 e della Circolare n.617/09.

13. VERIFICHE MURO AD “U”

13.1 Armature di progetto

Nella tabella seguente si riportano le armature di progetto previste per la sezione di calcolo in questione, come desumibili dagli elaborati grafici di armatura delle opere relative:

Elemento	Armatura a flessione		Armatura a taglio
	Af 1	Af 2	Af t
PIEDRITTI	Φ26/10 cm	Φ26/10 cm	Spilli φ 12/20x20cm
FONDAZIONE	Φ26/10 cm	Φ26/10 cm	Spilli 6 φ 8 mq

Af1 : Armatura lato esterno (terreno)

Af2 : Armatura lato interno

13.2 Incidenza armature

L'incidenza media delle armature è pari a 120 kg/mc.

13.3 Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 100.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.45	53.09	53.09	1.16
3.48	53.09	53.09	1.23
6.45	53.09	53.09	2.29
9.47	53.09	53.09	6.25
12.45	53.09	53.09	3.64

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 90.00$ cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.50	53.09	53.09	1.08
3.00	53.09	53.09	1.70
5.50	53.09	53.09	43.42

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 90.00$ cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.50	53.09	53.09	2.73
3.00	53.09	53.09	8.13
5.50	53.09	53.09	324.83

Per quanto riguarda il taglio il programma prevede sia la verifica per elementi non armati a taglio e sia quella per elementi dotati di apposita armatura a taglio, disponendo tuttavia ferri sagomati resistenti a taglio e non staffe o tiranti. Per questo motivo le verifiche a taglio vengono eseguite manualmente attraverso l'ausilio di fogli di calcolo strutturati ad hoc sulla base del DM2008. Le sollecitazioni taglianti sono valutate a filo elementi e sono intese come inviluppo tra le sollecitazioni taglianti delle varie combinazioni di calcolo considerate:

VERIFICA A TAGLIO						
Sezione	V_{Ed}	b	h	V_{Rd}	Verificato	Armatura a taglio
[-]	[kN]	[cm]	[cm]	[kN]	[-]	[-]
Piedritti	1021.8	100	90	2091	SI	Spilli ϕ 12/20x20cm
*Fondazione	253.6	100	100	426.3	SI	Spilli 6 ϕ 8 mq

*è stato verificato come un elemento in c.a. non armato a taglio ($V_{Ed} < V_{Rct}$). Tuttavia si considera un minimo di armatura a taglio costituito da Spilli 6 ϕ 8mq.



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
 TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
 PROGETTO DEFINITIVO
 INTERFERENZE
 RISOLUZIONE INTERFERENZE

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	50 di 56

13.4 Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 100.00$ cm

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.45	53.09	53.09	1499	39841	18500
3.48	53.09	53.09	644	9954	8404
6.45	53.09	53.09	484	5119	6474
9.47	53.09	53.09	258	1316	3619
12.45	53.09	53.09	1499	39843	18501

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 90.00$ cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.50	53.09	53.09	1750	20897	48632
3.00	53.09	53.09	242	3151	3097
5.50	53.09	53.09	0	0	0

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 90.00$ cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.50	53.09	53.09	1750	20898	48634
3.00	53.09	53.09	242	3151	3098
5.50	53.09	53.09	0	0	0

Verifiche fessurazione

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X_i	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M_p	Momento, espresse in kNm
M_n	Momento, espresse in kNm
w_k	Ampiezza fessure, espresse in mm
w_{lim}	Apertura limite fessure, espresse in mm
s	Distanza media tra le fessure, espresse in mm
ϵ_{sm}	Deformazione nelle fessure, espresse in [%]

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 9 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.45	53.09	53.09	603.25	-603.25	234.60	0.00	100.00	0.00	0.000
2	3.48	53.09	53.09	603.25	-603.25	94.38	0.00	100.00	0.00	0.000
3	6.45	53.09	53.09	603.25	-603.25	69.30	0.00	100.00	0.00	0.000
4	9.47	53.09	53.09	603.25	-603.25	30.99	0.00	100.00	0.00	0.000
5	12.45	53.09	53.09	603.25	-603.25	234.61	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.50	53.09	53.09	496.25	-496.25	-234.60	0.00	100.00	0.00	0.000
2	3.00	53.09	53.09	496.25	-496.25	-29.34	0.00	100.00	0.00	0.000
3	5.50	53.09	53.09	496.25	-496.25	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	w _{lim}	s _m	ε _{sm}
1	0.50	53.09	53.09	496.25	-496.25	-234.61	0.00	100.00	0.00	0.000
2	3.00	53.09	53.09	496.25	-496.25	-29.34	0.00	100.00	0.00	0.000
3	5.50	53.09	53.09	496.25	-496.25	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000

13.5 Verifica Fondazione GEO

Per la valutazione del carico limite delle fondazioni dirette si utilizza il criterio di **Meyerhof**, di cui nel seguito si riporta la relativa trattazione teorica:

Dette:

- c Coesione
- ca Adesione lungo la base della fondazione ($ca \leq c$)
- θ Angolo che la retta d'azione del carico forma con la verticale
- φ Angolo d'attrito
- δ Angolo di attrito terreno fondazione
- γ Peso specifico del terreno
- K_p Coefficiente di spinta passiva espresso da $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$
- B Larghezza della fondazione
- L Lunghezza della fondazione
- D Profondità del piano di posa della fondazione
- η inclinazione piano posa della fondazione
- P Pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione
- qult Carico ultimo della fondazione

Meyerhof propone per la valutazione di q_{ult} , le seguenti espressioni generali:

Carico verticale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

in cui d_c , d_q e d_γ sono i fattori di profondità, s_c , s_q e s_γ sono i fattori di forma, i_c , i_q e i_γ sono i fattori di inclinazione del carico,

In particolare risulta:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Fattori di forma

$$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$s_q = s_\gamma = 1$	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$

Fattori di profondità

Fattori inclinazione del carico

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	53 di 56

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\vartheta}{90}\right)^2$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$d_q = d_\gamma = 1$	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\vartheta}{\phi}\right)^2$

L'espressione di Meyerhof presuppone pertanto l'orizzontalità del piano di posa, condizione verificata per il caso in esame.

Simbologia adottata

IC Indice della combinazione

Nc, Nq, Ng Fattori di capacità portante

Nc, Nq, Ng Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.

qu Portanza ultima del terreno, espressa in [kPa]

QU Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m

QY Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m

FS Fattore di sicurezza a carico limite

IC	Nc	Nq	N γ	N'c	N'q	N' γ	qu	QU	QY	FS
1	50.59	37.75	44.43	4.30	2.98	32.80	2397	30920.51	676.86	45.68
2	50.59	37.75	44.43	101.19	55.51	65.32	12210	157507.40	1408.06	111.86
3	50.59	37.75	44.43	41.19	28.54	16.64	4726	60970.53	767.11	79.48
4	50.59	37.75	44.43	38.93	26.97	13.52	4155	53599.17	667.60	80.29
5	50.59	37.75	44.43	42.33	29.33	18.31	4925	63530.58	827.11	76.81
6	50.59	37.75	44.43	40.35	27.96	15.46	4403	56803.06	727.60	78.07

14. VERIFICHE SISTEMA IN ACCIAIO

14.1 Verifiche di rigidezza

Di seguito è effettuata una verifica di deformabilità del sistema in acciaio. Il massimo spostamento connesso all'impatto in direzione perpendicolare alla direzione di marcia è pari a 11.80 mm.



DEFORMED SHAPE	
X-DIRECTION	
X-DIR=	-11.8
NODE=	633
Y-DIR=	0.0
NODE=	1
Z-DIR=	0.0
NODE=	1
COMB.=	11.8
NODE=	633
SCALEFACTOR=	2.995E+001
ST: Deragliament~	
MAX :	19
MIN :	633
FILE:	Untitled
UNIT:	mm

Il valore limite imposto dal progettista è pari alla minima distanza di 40 mm del sistema di protezione dal filo paramento della spalla del CAF esistente, pertanto la verifica risulta soddisfatta.



NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
PROGETTO DEFINITIVO
INTERFERENZE
RISOLUZIONE INTERFERENZE

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	55 di 56

14.2 Verifiche di resistenza

14.2.1 Verifica strutturale

Le resistenze di calcolo della sezione sono pari a:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 18097 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / \sqrt{3} \gamma_{M0} = 6879 \text{ kN}$$

$$M_{c,Rd} = W_{el} f_{yk} / \gamma_{M0} = 4681 \text{ kNm}$$

Le massime sollecitazioni agenti sul profilo sono pari a :

$$M_{sd} = 1217 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 1500 \text{ kN}$$

Il taglio di calcolo è inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$, pertanto la verifica a taglio e flessione è omessa.

Le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

14.2.2 Verifica zona di attacco

Per garantire l'ancoraggio con il piedritto in calcestruzzo del muro ad "U" si prevede una verifica d'aderenza fra le 6 HEB 260 ed il calcestruzzo, considerando a vantaggio di sicurezza solo il perimetro di contatto esterno 1560 x 260.

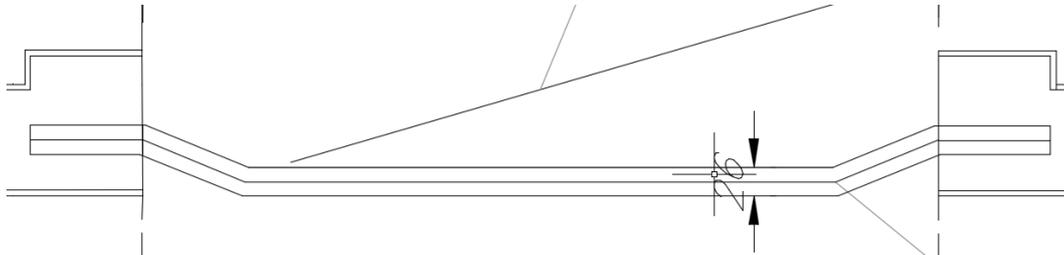
P	3640	mm	Perimetro d'aderenza acciaio-cls
τ_{co}	0.66	MPa	Tensione tangenziale cls
V_{sd}	2565	kN	Sollecitazione agente durante l'impatto
l_o	1067	mm	Lunghezza minima ancoraggio con piastra

La lunghezza d'ancoraggio netta utilizzata è pari a 1100 mm.

In prossimità della zona di attacco con il piedritto si prevede un ringrosso di sp.30 cm, che si estende per la lunghezza d'ancoraggio del sistema in acciaio. Di seguito la verifica a taglio della zona d'attacco, armata a taglio con $25 \phi 10/m^2$.

Relazione di calcolo Opera di protezione Cavalcaferrovia esistente Zito

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	SI0200 001	A	56 di 56



Vista in pianta sistema di protezione

Sollecitazioni		V
V_{Ed}	kN	750
N_{Ed}	kN	0
Armatura a taglio		
Diametro	mm	10
Numero barre		5
A_{sw}	cm ²	3.93
Passo s	cm	20
Angolo α	°	90
Armatura longitudinale		
n_1		5.0
\varnothing_1	mm	24
n_2		5
\varnothing_2	mm	24
A_{sl}	cm ²	45.24
Sezione		
b_w	cm	100
H	cm	120
c	cm	5
d	cm	115
k	N/mm ²	1.42
v_{min}	N/mm ²	0.32
ρ		0.0039
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00
Resistenza senza armatura a taglio		
V_{Rd}	kN	440
Resistenza con armatura a taglio		
Inclinazione puntone θ	°	45
V_{RSd}	kN	795
V_{RCd}	kN	4259
V_{Rd}	kN	795