

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE

2^ FASE - PRG CON MODULO 750 m DI UN BINARIO; ACC CON IMPLEMENTAZIONE IN APPARATO DI SEGNALAMENTO ALTO DA TRENO

BARRIERE ANTIRUMORE

**IN04 - Opere di scavalco
Relazione di calcolo**

SCALA:

-

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

I V 0 H 0 2 D 2 6 C L I N 0 4 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	E. Gasperini	Settembre 2022	M. Andreani	Settembre 2022	G. Fadda	Settembre 2022	A. Perego Settembre 2022



File: IV0H02D26CLIN040001A.doc

n. Elab.:



PROGETTO DEFINITIVO

**ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE**

IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	2 DI 71

Sommario

1	Scopo del Documento	4
2	Normativa di Riferimento	5
2.1	Elaborati di riferimento	5
3	Caratteristiche dei Materiali	6
3.1	Calcestruzzo	6
3.1.1	Calcestruzzo trave parete e fondazione.....	6
3.1.2	Calcestruzzo micropali.....	7
3.1.3	Calcestruzzo magrone	7
3.2	Acciaio.....	8
3.2.1	Acciaio per cemento armato.....	8
3.2.2	Acciaio per carpenteria metallica	8
4	Descrizione dell'opera.....	9
5	Caratterizzazione Geotecnica	11
6	Modellazione della Struttura	13
7	Analisi dei Carichi.....	16
7.1	Peso Proprio degli Elementi Strutturali	16
7.2	Carichi Permanenti Non Strutturali	17
7.3	Azione del Vento.....	17
7.4	Azione Aerodinamica dovuta al traffico ferroviario	19
7.5	Azione Sismica.....	21
8	Combinazioni di Carico	25
9	Risultati dell'analisi modale.....	28
10	Sollecitazioni.....	30
10.1	Combinazione SLU trave-parete	30
10.2	Combinazione SLV trave-parete	32
10.3	Combinazione SLE_Rara trave-parete	34
10.4	Combinazione SLU fondazione.....	36
10.5	Combinazione SLV fondazione.....	36
11	Verifiche strutturali	39
11.1	Trave-parete.....	39
11.1.1	Verifica SLU a flessione.....	39
11.1.2	Verifica SLU a Taglio.....	40
11.1.3	Verifica SLU a Taglio e Torsione.....	41



PROGETTO DEFINITIVO
ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE
IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	3 DI 71

11.1.4	Verifica SLE - Tensione	43
11.1.5	Verifica SLE - Fessurazione	45
11.1.6	Verifica SLE – Calcolo della massima inflessione	46
11.2	Spalla/fondazione	47
11.2.1	Massima sollecitazione in fondazione	47
11.2.2	Verifica a flessione	48
11.2.3	Verifica a taglio	49
11.2.4	Verifica a fessurazione.....	51
11.2.5	Verifica a punzonamento	53
11.3	Montante e piastra di base	54
11.3.1	Verifica del montante.....	54
11.3.2	Verifica della piastra di base.....	56
12	Verifiche geotecniche.....	61
12.1	Verifiche della capacità portante verticale del palo.....	61
12.2	Verifiche della capacità portante orizzzzontale del palo	67
12.3	Calcolo del cedimento del micropalo	69
13	Riepilogo armature ed incidenze	70
13.1	Riepilogo armature	70
13.2	Riassunto incidenze	70
14	Conclusioni	71

	<p>PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IV0H</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>IN0400 001</td> <td>A</td> <td>4 DI 71</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	4 DI 71
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	4 DI 71								

1 SCOPO DEL DOCUMENTO

Il presente documento si colloca all'interno delle opere di Progettazione Definitiva relative agli interventi previsti per l'adeguamento ed il potenziamento dell'impianto in zona industriale di Vado Ligure.

La presente relazione di calcolo ha come oggetto il dimensionamento e le verifiche strutturali dell'opera di scavalco IN04 di Via Ferraris relativo alla Seconda Fase del progetto di adeguamento e potenziamento dell'impianto di Vado Ligure.

Nel seguito, dopo una breve descrizione dell'opera, si analizzano le azioni gravanti sulla struttura e si determinano le massime sollecitazioni per le verifiche dei singoli elementi.

Le analisi sono state svolte in accordo al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni", nel seguito indicato con NTC 2018. Le verifiche strutturali sono state svolte con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO</p> <p>LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE</p> <p>IN04 – OPERE DI SCAVALCO</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IV0H</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>IN0400 001</td> <td>A</td> <td>5 DI 71</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	5 DI 71
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	5 DI 71								

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore e nel seguito elencate:

- D.M. Min. delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP - Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- UNI EN 206:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione. prestazione. produzione e conformità - Specificazioni complementari per l’applicazione della EN 206;
- UNI EN 1992-1-1:2015 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- RFI DTC SI MA IFS 001 E – Manuale di progettazione delle opere Civili;
- RFI DTC SI SP IFS 001 E – Capitolato Generale di Appalto delle Opere Civili.

2.1 Elaborati di riferimento

- IV0H01D26GEOC0000001A – Relazione geotecnica (PD Vado Ligure Fase I);
- IV0H01D26F7OC0000001A– Profilo geotecnico (PD Vado Ligure Fase I)
- IV0H02D26P8BA0000001A – Planimetria di progetto;
- IV0H02D26BZIN0400001A – IN04 - Pianta, prospetto, sezioni e dettagli;
- IV0H02D26B9BA0000001A – BA_D_01, BA_D_02, BA_D_03 – Carpenteria - Pianta, prospetti e sezioni

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali da costruzione utilizzati per la realizzazione dell'opera di scavalco.

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Calcestruzzo trave parete e fondazione

Per la realizzazione della trave-parete prefabbricata e per il sistema di fondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$), che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza Caratteristica a Compressione (Cilindrica) $\rightarrow f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
- Classe di Esposizione $\rightarrow \text{XS1}$ (condizione ambiental aggressiva)
- Resistenza Media a Compressione $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Elastico $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 33.345 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Sicurezza $\rightarrow \gamma_c = 1,5$
- Resistenza di Calcolo a Compressione $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18,13 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione Media $\rightarrow f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 3,02 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione $\rightarrow f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 2,12 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione di Calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,41 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Rara) $\rightarrow \sigma_c = 0,55 \times f_{ck} = 17,6 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Quasi Permanente) $\rightarrow \sigma_c = 0,40 \times f_{ck} = 12,8 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza $\rightarrow f_{bk} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk} = 4,76 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo $\rightarrow f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3,18 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione Ultima a Rottura $\rightarrow \epsilon_{cu} = 0,0035$

Per gli elementi strutturali si assume un copriferro di 50 mm (valutato al netto della staffa).

Per quanto riguarda la scelta degli stati limiti di fessurazione, si fa riferimento a quanto riportato al paragrafo 2.5.1.8.3.2.4 del MdP, il quale impone che per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili, come nel caso in esame, il limite da adottare per la verifica sia $\delta_f \leq w_3 = 0,2 \text{ mm}$ in Combinazione Rara.

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

3.1.2 Calcestruzzo micropali

Per la realizzazione del sistema di micropali si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$), che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza Caratteristica a Compressione (Cilindrica) $\rightarrow f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Classe di Esposizione $\rightarrow X0$ (condizione ambientale ordinaria)
- Resistenza Media a Compressione $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Elastico $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 31.475 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Sicurezza $\rightarrow \gamma_c = 1,5$
- Resistenza di Calcolo a Compressione $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14,17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione Media $\rightarrow f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione $\rightarrow f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 1,80 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione di Calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Rara) $\rightarrow \sigma_c = 0,55 \times f_{ck} = 13,25 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Quasi Permanente) $\rightarrow \sigma_c = 0,40 \times f_{ck} = 10,00 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza $\rightarrow f_{bk} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk} = 4,04 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo $\rightarrow f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2,69 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione Ultima a Rottura $\rightarrow \epsilon_{cu} = 0,0035$

3.1.3 Calcestruzzo magrone

Per la realizzazione del magrone di fondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C12/15 ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$), che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza Caratteristica a Compressione (Cilindrica) $\rightarrow f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
- Classe di Esposizione $\rightarrow X0$ (condizione ambientale ordinaria)
- Resistenza Media a Compressione $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 20 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Elastico $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 27.085 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Sicurezza $\rightarrow \gamma_c = 1,5$
- Resistenza di Calcolo a Compressione $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 6,80 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione Media $\rightarrow f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 1,57 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione $\rightarrow f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 1,10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione di Calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 0,73 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Rara) $\rightarrow \sigma_c = 0,55 \times f_{ck} = 6,60 \text{ N/mm}^2$

**PROGETTO DEFINITIVO****ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO****LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE****IN04 – OPERE DI SCAVALCO****RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	8 DI 71

- Resistenza a Compressione (Comb. Quasi Permanente) $\rightarrow \sigma_c = 0,40 \times f_{ck} = 4,80 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza $\rightarrow f_{bk} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk} = 2,48 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo $\rightarrow f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 1,65 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione Ultima a Rottura $\rightarrow \varepsilon_{cu} = 0,0035$

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio per cemento armato

Barre B450C

- Tensione di snervamento caratteristica $\rightarrow f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura $\rightarrow f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Fattore di sicurezza acciaio $\rightarrow \gamma_s = 1,15$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione (Comb. Rara) $\rightarrow \sigma_s = 0,75 \times f_{yk} = 337,5 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Elastico $\rightarrow E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione di Snervamento di Progetto $\rightarrow \varepsilon_{yd} = 0,0019$
- Densità $\rightarrow \rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$

3.2.2 Acciaio per carpenteria metallica

Tipo S275 JR (per tubolari di armatura dei micropali di fondazione)

Tipo S275 J0 e J2G3 (per montanti e strutture in elevazione)

- Tensione di snervamento caratteristica $\rightarrow f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura $\rightarrow f_{tk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Elastico $\rightarrow E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Densità $\rightarrow \rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nell'ambito degli interventi di adeguamento e di potenziamento dell'impianto in zona industriale di Vado Ligure, in adiacenza alla linea ferroviaria e in corrispondenza degli attraversamenti, è prevista l'installazione di barriere acustiche fonoassorbenti.

L'opera oggetto d'esame è un'opera di scavalco viabilità di via Ferraris, collocata in adiacenza all'impalcato IN01, sulla quale sono installate le barriere acustiche.

Nello specifico l'opera di scavalco risulta essere costituita da una trave-perete in c.a. che appoggia su due spalle portanti al manufatto stesso.

La trave parete presenta dimensioni in pianta di 1,00 m x 28,00 m con un'altezza di 2,40 m; le spalle di fondazione hanno invece larghezza di 2,00 m, lunghezza 5,00 m e spessore di 1,00 m.

Le spalle sono su fondazioni profonde; presentano infatti tre file di micropali di diametro 250 mm, ad interasse di 0,75 m l'uno, non armati con tubolari metallici 168,3 s=10 mm.

Sulla trave-parete sono presenti delle barriere acustiche fonoassorbenti di altezza 4,50 da p.f, 2,00 m da estradosso superiore trave-parte stessa, supportate da montanti HEB180 ad interasse costante di 2,00 m in direzione longitudinale (parallela tracciato ferroviario).

Di seguito si riporta una sezione trasversale e longitudinale dell'opera:

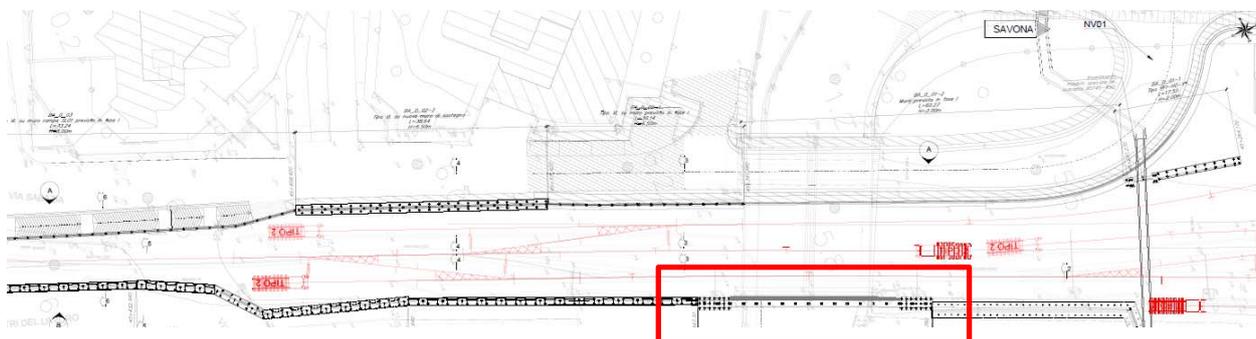


Figura 4.1 – Planimetria opera di scavalco IN04

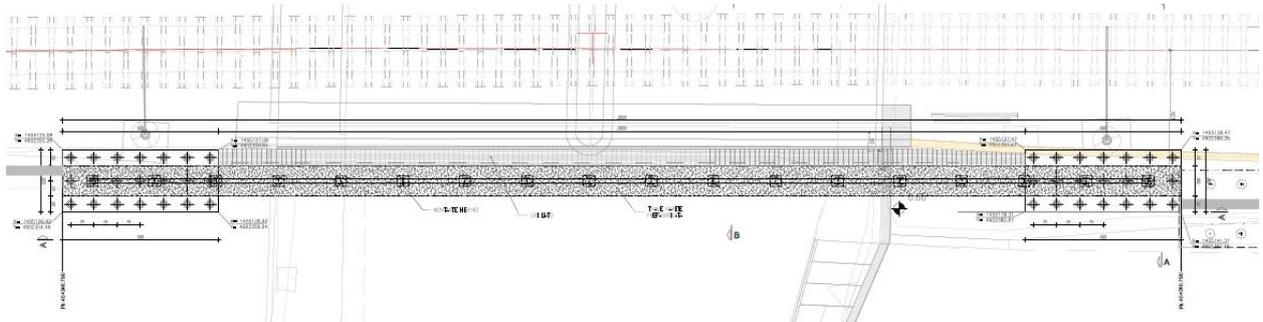


Figura 4.2 – Pianta opera di scavalco IN04

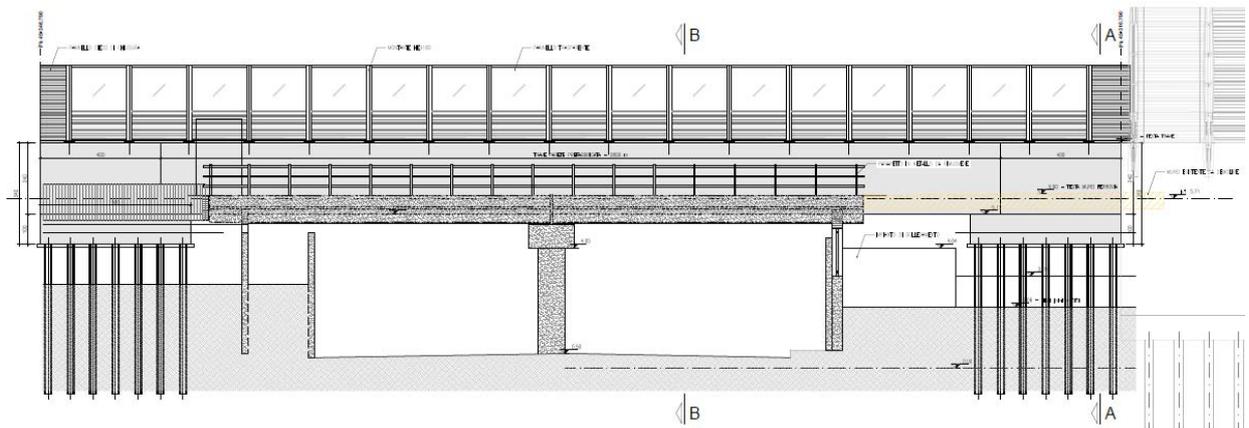


Figura 4.3 - Sezione longitudinale opera di scavalco IN04

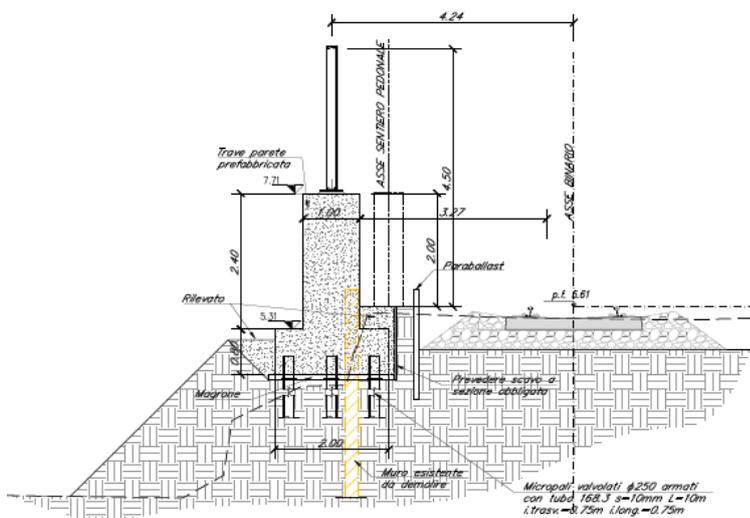


Figura 4.4 - Sezione trasversale opera di scavalco IN04

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In accordo con le analisi effettuate nell'area oggetto di intervento, dall'esame dei parametri geotecnici riportati nella relazione geotecnica di riferimento, è stato possibile determinare come modello di calcolo più conservativo quello relativo al sondaggio PDVL-S4.

Di seguito si riportano i parametri geotecnici di progetto del modello del terreno in oggetto:

Unità	Descrizione	Tipo di terreno	z iniziale (m da p.c.)	z finale (m da p.c.)	spessore (m)	Peso di volume (kN/m ³)	Densità relativa (%)	Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	c' (kPa)	Cu (kPa)	Modulo elastico Eop (MPa)	Modulo non drenato Eu (MPa)	K media (m/s)
R	Ripporto antropico	GG	0	2	2	18	-	-	-	-	-	-	-
2	Limo con argilla talvolta sabbioso, di elevata plasticità	GF	2	8	6	19	-	28-30	0	20-30	-	20-30	-
3	Da sabbia limosa ghiaiosa a sabbia con ghiaia limosa, da poco a mediamente addensato	GG	8	15	7	18	40-50	31-33	-	-	10-30	-	1.20E-06
1b	Limo sabbioso, talvolta argilloso mediamente addensato	GG	15	30	15	18	55-65	34-36	-	-	20-40	-	-

Figura 5.1 - Modello geotecnico ai fini dell'analisi di progetto (Vado Ligure Fase I)

Con riferimento all'elaborato IV0H02D26BZIN0400001A, considerando la quota del piano campagna congruente alla quota del piano ferro, la fondazione dell'opera risulta caratterizzata da una quota di estradosso magrone a circa -1,70 m da p.c., poggiante dunque in uno strato di ripporto antropico.

Cautelativamente, a favore di sicurezza, si ritiene opportuno considerare uno strato di terreno di unità geotecnica tipo 2, caratterizzato da un modulo elastico di 25 MPa (valore medio tra i limiti possibili del range).

Dalle indagini geotecniche, inoltre, come si evidenzia all'interno della relazione geotecnica di riferimento, è stata desunta una quota di falda a -2,00 m da piano campagna.

Al fine dell'analisi, andando a modellare la struttura di fondazione come un plinto con elementi beam vincolati con molle elastiche che simulano il comportamento dei micropali, si ritiene opportuno trascurarne la presenza visto la limitata influenza con l'opera stessa. La sua presenza verrà tenuta in considerazione nelle caratteristiche della stratigrafia del terreno per la determinazione della capacità portante dei micropali.

Ai fini della definizione della categoria sismica del sottosuolo, nei pressi dell'opera è stata eseguita una prova MASW dalla quale è stata estrapolata una velocità Vs tale da ricondurre il terreno ad una categoria stratigrafica di tipo C.

	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO</p> <p>LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE</p> <p>IN04 – OPERE DI SCAVALCO</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IV0H</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>IN0400 001</td> <td>A</td> <td>13 DI 71</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	13 DI 71
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	13 DI 71								

6 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

L'analisi della struttura è condotta con il software di calcolo Midas Gen 2021 (v3.1), di Midas Information Technology Co. Ltd, seguendo quanto specificato dalle NTC 2018 al § 7.2.6.



Figura 6.1 - Info e licenza software

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: [m]
- forze: [kN]

Convenzione assi:

- x: asse longitudinale dell'opera;
- y: asse trasversale dell'opera;
- z: asse verticale dell'opera.

Il modello di calcolo attraverso il quale viene discretizzata la struttura è quello di telaio chiuso dove la geometria è stata ricalcata dalla linea baricentrica degli elementi costituenti l'opera.

La struttura oggetto d'esame è stata modellata con elementi beam in un modello 3D, il quale fornisce le massime sollecitazioni per i singoli elementi costituenti l'opera (trave, cordoli di fondazione e micropali).

Per tenere conto dell'eccentricità tra il piano di applicazione dei carichi trasmessi dalle barriere e l'asse longitudinale della trave si è spostato il nodo baricentrico di riferimento dell'elemento beam trave facendolo coincidere con l'estradosso superiore della trave stessa, punto di applicazione dei beam dei montanti barriere. Ai nodi di estremità dell'elemento trave, inoltre, al fine di ottenere un'equa ripartizione delle sollecitazioni in fondazione in funzione del collocamento dei vari micropali, si sono impiegati degli elementi rigidi di collegamento tipo rigid-link.

La fondazione è stata schematizzata come rigida e, al fine simulare il comportamento del terreno di fondazione, vincolata elasticamente in corrispondenza dei pali con molle orizzontali e verticali secondo le formulazioni previste dall'EC8 – 5 Appendice C e di Hooke, considerando l'effettivo cedimento in testa al palo calcolato con la teoria di Poulos e Davis.

Gli elementi della fondazione sono stati modellati con le loro reali dimensioni per tenere in considerazione il peso della fondazione stessa; inoltre, sulla restante parte di fonazione (non caricata direttamente dalla trave-parete), in corrispondenza di ogni palo, è stato applicato un carico assiale relativo al contributo del peso del muro in c.a. e delle barriere sovrastanti.

La geometria del modello, come raffigurato, ricalca la linea baricentrica degli elementi costituenti l'opera.

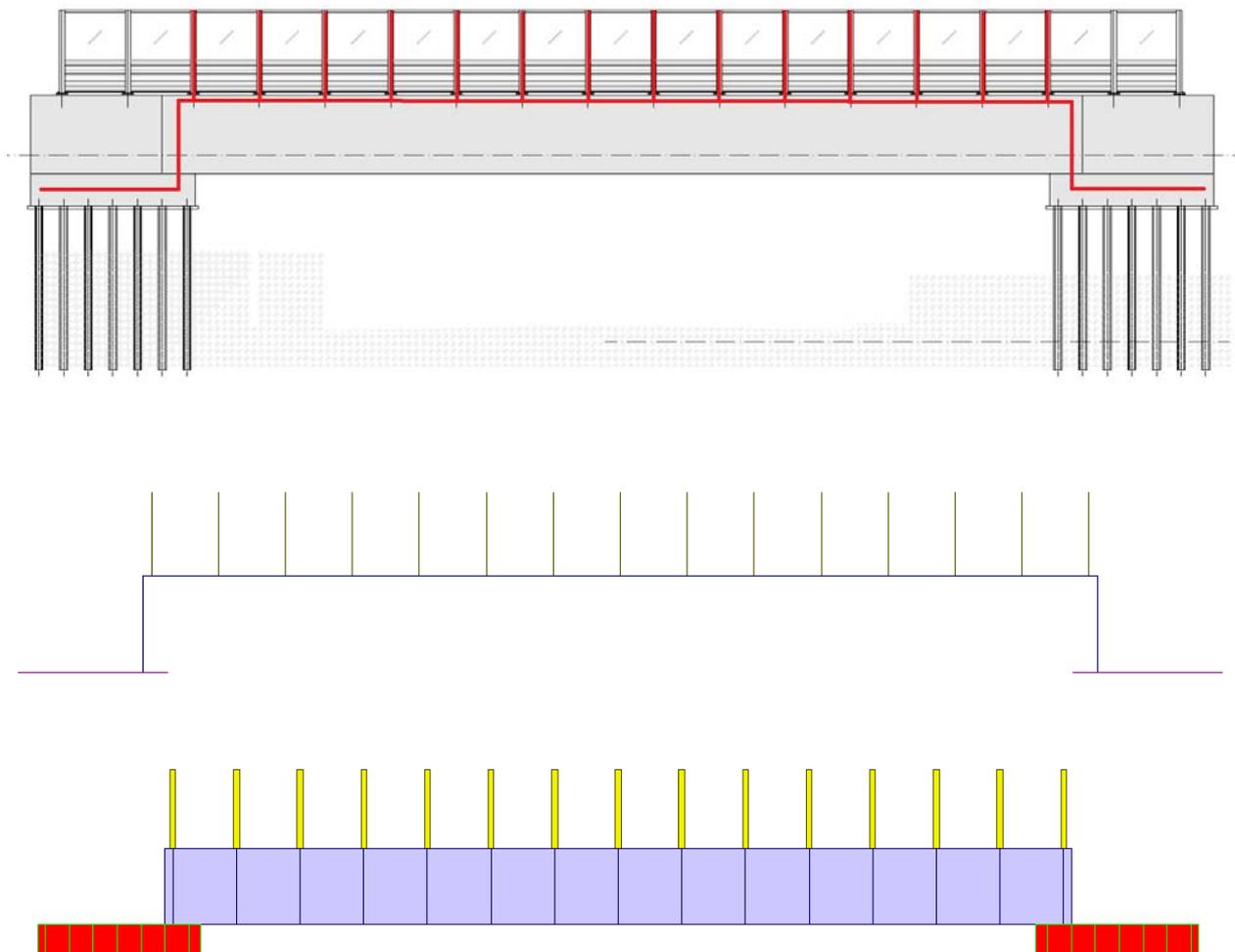


Figura 6.2 – Modellazione di calcolo con linee baricentriche dei singoli elementi costituenti l'opera

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

La trave di fondazione, come anticipato, viene considerata come rigida e vincolata in corrispondenza dei pali con dei vincoli a molla orizzontalmente e verticalmente ($K_{orizz} = 30300 \text{ kN/m}$; $K_{vert} = 59000 \text{ kN/m}$).

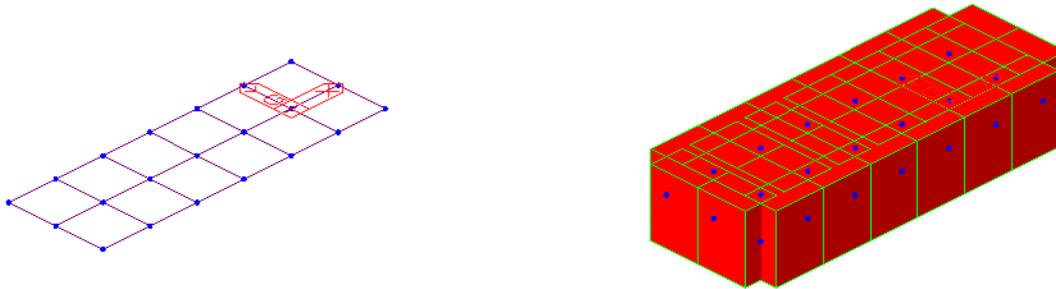


Figura 6.3 - Cordolo di fondazione con micropali

molle orizzontali

Formulazione in accordo con EC8- 5 Appendice C:

Modello del terreno	$\frac{K_{HH}}{dE_s}$
$E = E_s \cdot z/d$	$0,60 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,35}$
$E = E_s \sqrt{z/d}$	$0,79 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,28}$
$E = E_s$	$1,08 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21}$

Da cui:

Modello terreno	E	Es	K_{HH}/dE_s	K_{HH}
E=Es	25000	25000	4,84	30221

$K_{orizz} \approx 30300 \text{ kN/m}$

molle verticali

Formulazione di Hooke, considerando l'effettivo cedimento in testa al palo calcolato con Poulos e Davis (valori ottenuti al §12.3)

δ	0,00347	m
P	203,7	kN
$K = P/\delta$	58703,17	kN/m

$K_{vert} \approx (59000 \text{ kN/m})$

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

	p [kN/m]	h [m]
Montante HEB220	0,512	2,50

7.2 Carichi Permanenti Non Strutturali

- Peso pannellature

La barriera acustica presenta moduli fonoassorbenti di altezza pari a circa 2,5 m, e di lunghezza circa 2,0 m. La verifica strutturale di tale tipologia di barriera sarà svolta considerando a favore di sicurezza un montante di altezza massima 2,5 m.

Per tale tipologia si considerano i seguenti pesi

	p [kN/m ²]	h [m]	l [m]
Pannelli fonoassorbenti - bagnati	1.0	2,50	2.00

Nel caso in esame, quindi, sul metro di spessore della trave-parete si considera un carico di pannellature pari a:

$$P_{\text{pann}} = 2,50 \text{ m} \times 1 \text{ kN/m}^2 = 2,5 \text{ kN/m}$$

7.3 Azione del Vento

L'azione del vento è stata valutata in conformità con le prescrizioni contenute nelle NTC 2018. Di seguito viene riportato il dettaglio del calcolo.

Regione: Liguria

Provincia: Savona

Comune: Vado Ligure

CALCOLO AZIONE DEL VENTO – NTC2018 §3.3						
<i>Velocità base di riferimento</i>	Zona	NTC 2018	tab. 3.3.I		7	
	Altitudine s.l.m.			$a_s =$	10 m	
					$a_0 =$	1.000 m
					$v_{b,0} =$	28 m/s
				$k_s =$	0,54	
	Coefficiente di Altitudine	NTC 2018	§3.3.1	c_a	1,00	
	$c_a = 1$					
	$c_a = 1 + k_s \cdot (a_s/a_0 - 1)$					
	Velocità Base di Riferimento					
	10 m dal suolo, 10 min., cat. II, 50 anni			$v_b = v_{b,0} \cdot c_a =$	28 m/s	



PROGETTO DEFINITIVO

ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO

LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE

IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	18 DI 71

<i>Velocità di riferimento</i>	Periodo di riferimento	NTC 2018	§3.3.2	$T_r =$	50	anni
	Coefficiente di ritorno	NTC 2018	§3.3.2	$c_r =$	1	
	Velocità di riferimento	NTC 2018	§3.3.2	$v_r = v_b \cdot c_r =$	28	m/s
<i>Pressione del vento</i>	Pressione cinetica di riferimento $p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$	NTC 2018	§3.3.6	$q_r(v_r) =$	490,72	N/m²
<i>Coefficiente di esposizione</i>	Classe di rugosità del terreno <i>Mare e relativa fascia costiera</i>	NTC 2018	tab. 3.3.III			C
	Categoria di esposizione del sito:	NTC 2018	fig. 3.3.2			III
		NTC 2018	tab. 3.3.II	$k_r =$	0,20	
		NTC 2018	tab. 3.3.II	$z_0 =$	0,10	m
		NTC 2018	tab. 3.3.II	$z_{min} =$	5	m
	Coefficiente topografico	NTC 2018	§3.3.7	$c_t =$	1	
	Coefficiente di esposizione a z_{min} $c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ $c_e(z) = c_e(z_{min})$	NTC 2018 $z \geq z_{min}$ NTC 2018 $z < z_{min}$	§3.3.7 §3.3.7	$c_e(z_{min}) =$	2,12	
<i>Coefficiente dinamico</i>	Coefficiente dinamico	NTC 2018	§3.3.9	$c_d =$	1,0	
<i>Coefficiente di forma</i>	Coefficiente di forma	EC1	§7.4	zona	D	
				C_p	1,2	

Pressione di calcolo $p(z) = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.49 \times 2.142 \times 1.0 \times 1.2 = 1.26 \text{ kN/m}^2$

Tale azione deve essere associata all'azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario.

Per considerare le condizioni più gravose indotte dal carico vento sui diversi elementi strutturali, si fa riferimento alle configurazioni in cui sia presente o meno il passaggio del convoglio e in cui l'azione del vento e del convoglio siano o meno concordi come si riporta al capitolo §8 della seguente relazione di calcolo.

7.4 Azione Aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

Si considerano inoltre gli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari secondo quanto contenuto nelle NTC18 paragrafo 5.2.2.7 e quanto previsto nella “Specificazione per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario” (RFI DTC INC PO SP IFS 001 A). Si fa riferimento al caso di superfici multiple del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (§5.2.2.7.4 NTC2018).

Il valore $\pm q_{4k}$ agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato adottando una distanza fittizia a_g' dal binario:

$$a_g' = 0.6 a_{g,\min} + 0.4 a_{g,\max}$$

dove le distanze $a_{g,\min}$ e $a_{g,\max}$ sono state determinate in base al grafico sottostante:

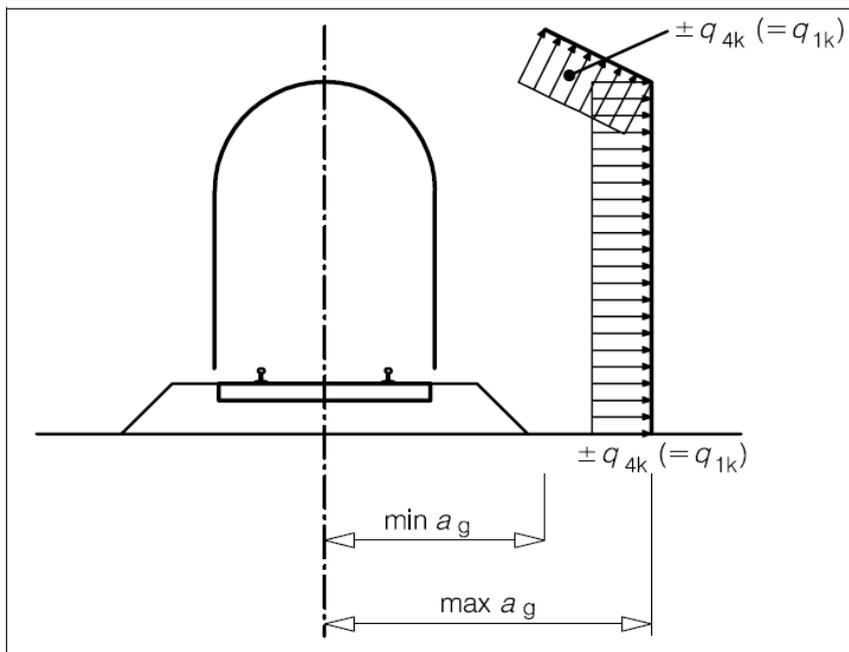


Figura 7.2 - Definizione della distanza $\max a_g$ e $\min a_g$ dall'asse binario

Si considerano le seguenti condizioni di base:

- velocità massima del convoglio ferroviario: $V_{\max}=120$ km/h
- $a_g' \sim 3.50$ m

A tale valore di a_g' corrisponde il valore dell’azione q_{1k} prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata secondo quanto riportato nelle norme e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli, a favore di sicurezza:

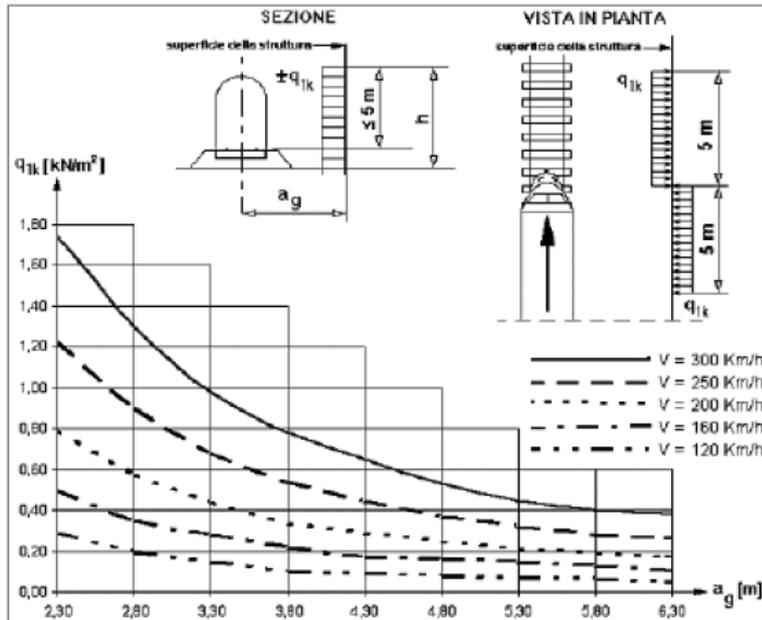


Figura 7.3 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele ai binari

Dall'interpolazione nel grafico si assume $q_{1k} = 0,15 \text{ kN/m}^2$.

Tale azione deve essere cumulata con l'azione del vento in direzione perpendicolare all'asse del binario, tenendo conto che le NTC 2018 al paragrafo 5.2.3.3.2 affermano che in ogni caso 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 (combinazione caratteristica), che nella verifica agli SLU con $\gamma_Q = 1,00$ e $\gamma_{Q_i} = 1,00$.

$$p_{\text{Tot,SLU}} = p_v + q_{1k} = 1.26 + 0.15 = 1.41 \text{ kN/m}^2$$

Nel caso in esame la somma delle due azioni risulta inferiore al limite richiesto da norma, pertanto, nell'esercizio della loro contemporaneità si assume un valore di 1.5 kN/m^2

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

7.5 Azione Sismica

Nell'analisi dinamica lineare di un edificio soggetto a sisma l'azione sismica è rappresentata dallo spettro di risposta di progetto. La definizione di quest'ultimo avviene direttamente all'interno del software MidasGen, il quale fornisce gli spettri di risposta di riferimento per la verifica allo SLV determinati conformemente a quanto prescritto dalla norma.

Per fornire gli spettri richiesti, il software richiede l'inserimento di alcuni parametri caratteristici della struttura in esame e del sito in cui si trova. In particolare, oltre alle coordinate geografiche, il programma richiede di specificare la Vita Nominale V_N dell'edificio e il suo Coefficiente d'Uso C_U , al fine di poter calcolare il periodo di riferimento dell'azione sismica $V_R = V_N * C_U$

Per la definizione della **Vita Nominale** da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di un'infrastruttura ferroviaria si rimanda alla Tabella 2.5.1.1.1-1 *Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie* contenuta nel "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI – PARTE 2 SEZIONE II – Ponti e Strutture" (RFI DTC SI PS MA IFS 001 E) e di seguito riportata.

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽¹⁾
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 stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprighiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

Figura 7.4 –RFI DTC SI PS MA IFS 001 E - Tabella 2.5.1.1.1-1 Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie

L'oggetto della presente relazione rientra nell'ambito di "altre opere nuove a velocità $v < 250$ km/h", dunque le strutture di progetto avranno vita nominale $V_N = 50$ anni.

Il valore del Coefficiente d'Uso C_U varia in relazione alla **Classe d'Uso** dell'edificio, come riportato nella Tabella 2.4.II delle NTC 2018. Le NTC 2018 prevedono quattro diverse Classi d'Uso.

Per la struttura in esame si fa riferimento alla **Classe II** "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e 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 Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.", alla quale corrisponde un Coefficiente d'Uso $C_U = 1,0$.

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 7.5 – NTC 2018, Coefficiente d'Uso degli edifici

Si ottiene dunque un valore del Periodo di Riferimento per l'azione sismica pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

È inoltre necessario precisare la **Categoria di Sottosuolo** e la **Categoria Topografica** cui appartiene il sito in esame. Tali informazioni sono reperibili nella relazione geotecnica che prescrive l'assunzione di una Categoria di Sottosuolo **C** e una Categoria Topografica **T₁**.

Quanto ai parametri di amplificazione locale si considera:

$$S_s = 1,5$$

$$S_t = 1,00$$

L'accelerazione massima orizzontale al sito $a_{s,max}$ è calcolata come il prodotto dell'accelerazione al substrato a_g e dei fattori di amplificazione S_s e S_t .

Si ottiene pertanto:

$$a_{s,max(SLV)} = a_g(SLV) \times S_s \times S_t = 0,057 \text{ g} \times 1,5 \times 1,00 = 0,086 \text{ g}$$

Con riferimento alle azioni sismiche, la struttura in esame è stata studiata tramite un'analisi modale con spettro di risposta.

Secondo quanto indicato nel capitolo 7.4.3.2 del DM2018, la struttura in cemento armato in questione viene considerata come “deformabile torsionalmente”.

Di seguito si riportano i valori tabellati degli spettri di risposta delle componenti orizzontali e verticali:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,057 g
F_o	2,610
T_C	0,307 s
S_S	1,500
C_C	1,551
S_T	1,000
q	0,800

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,250
T_B	0,158 s
T_C	0,475 s
T_D	1,829 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / \xi + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η 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	0,086
T_B	0,158	0,280
T_C	0,475	0,280
	0,540	0,247
	0,604	0,220
	0,669	0,199
	0,733	0,182
	0,798	0,167
	0,862	0,155
	0,927	0,144
	0,991	0,134
	1,056	0,126
	1,120	0,119
	1,184	0,112
	1,249	0,107
	1,313	0,101
	1,378	0,097
	1,442	0,092
	1,507	0,088
	1,571	0,085
	1,636	0,081
	1,700	0,078
	1,765	0,075
T_D	1,829	0,073
	1,932	0,065
	2,036	0,059
	2,139	0,053
	2,243	0,048
	2,346	0,044
	2,449	0,041
	2,553	0,037
	2,656	0,035
	2,759	0,032
	2,863	0,030
	2,966	0,028
	3,070	0,026
	3,173	0,024
	3,276	0,023
	3,380	0,021
	3,483	0,020
	3,586	0,019
	3,690	0,018
	3,793	0,017
	3,897	0,016
	4,000	0,015

Figura 7.6 – Parametri spettro di risposta orizzontale allo SLV

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

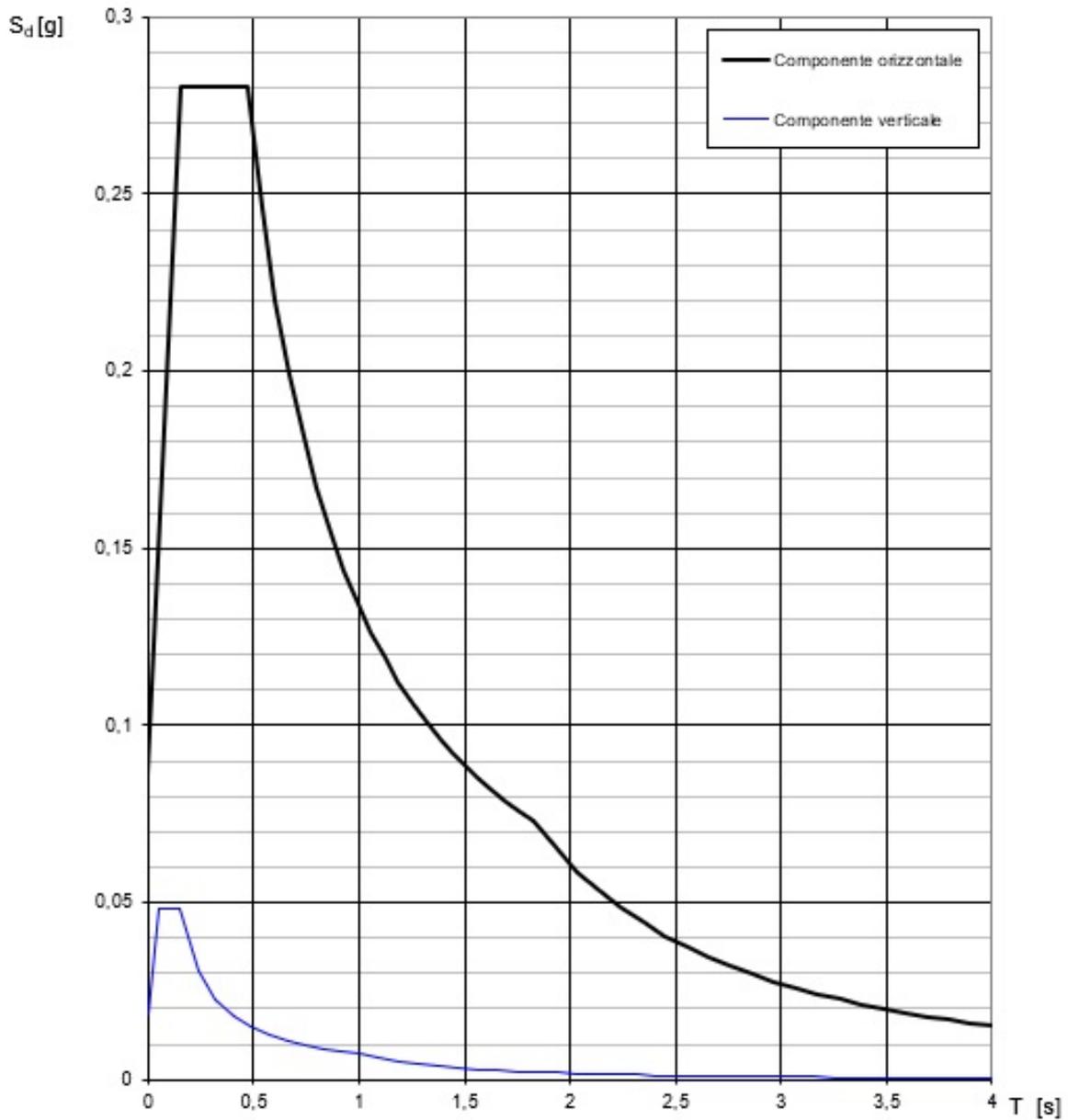


Figura 7.7 – Spettri di risposta orizzontali e verticali allo SLV

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche nei confronti dei diversi stati limite si adottano le combinazioni delle azioni tratte dal § 2.5.3 NTC 2018:

- Combinazione fondamentale SLU:
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3}..$
- Combinazione caratteristica (rara):
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione frequente:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica:
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

In particolare, per ogni gruppo di carico viene individuata un'azione dominante che verrà considerata per intero, per le altre azioni vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

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

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

Figura 8.1 - Tabella coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU



PROGETTO DEFINITIVO
ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE
IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 IV0H 02 D 26 CL IN0400 001 A 26 DI 71

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 8.2 - Tabella coefficienti di combinazione delle azioni

Per i diversi stati limite considerati si ottiene quindi:

Combinazione Fondamentale:

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)				
	PPSTR (G1)	PPNSTR (G2)	WIND	TRAIN W
SLU_1	1.35	1.5	1.5	1.5
SLU_2	1.35	1.5	1.5	0
SLU_3	1.35	1.5	-1,5	1,5
SLU_4	1.35	1.5	-1,5	0

Combinazione Rara:

Combinazioni di carico SLE_Rara				
	PPSTR (G1)	PPNSTR (G2)	WIND	TRAIN W
SLE_R1	1	1	1	1
SLE_R2	1	1	1	0
SLE_R3	1	1	-1	1
SLE_R4	1	1	-1	1

Combinazione Quasi Permanente:

Combinazioni di carico SLE_QP				
	PPSTR (G1)	PPNSTR (G2)	WIND	TRAIN W
SLE_QP1	1	1	0	0



PROGETTO DEFINITIVO
ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE
IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 IV0H 02 D 26 CL IN0400 001 A 27 DI 71

Combinazione Sismica:

Combinazioni di carico SLU (sismiche)							
	PPSTR (G1)	PPNSTR (G2)	WIND	TRAIN W	Sisma HX	Sisma HY	Sisma V
SLV_E1	1	1	0	0	0.3	1	0.3
SLV_E2	1	1	0	0	0.3	-1	0.3
SLV_E3	1	1	0	0	-0.3	1	0.3
SLV_E4	1	1	0	0	-0.3	-1	0.3
SLV_E5	1	1	0	0	0.3	1	-0.3
SLV_E6	1	1	0	0	0.3	-1	-0.3
SLV_E7	1	1	0	0	-0.3	1	-0.3
SLV_E8	1	1	0	0	-0.3	-1	-0.3
SLV_E9	1	1	0	0	1	0.3	0.3
SLV_E10	1	1	0	0	-1	0.3	0.3
SLV_E11	1	1	0	0	1	-0.3	0.3
SLV_E12	1	1	0	0	-1	-0.3	0.3
SLV_E13	1	1	0	0	1	0.3	-0.3
SLV_E14	1	1	0	0	-1	0.3	-0.3
SLV_E15	1	1	0	0	1	-0.3	-0.3
SLV_E16	1	1	0	0	-1	-0.3	-0.3
SLV_E17	1	1	0	0	0.3	0.3	-1
SLV_E18	1	1	0	0	0.3	0.3	1
SLV_E19	1	1	0	0	-0.3	0.3	-1
SLV_E20	1	1	0	0	-0.3	0.3	1
SLV_E21	1	1	0	0	0.3	-0.3	-1
SLV_E22	1	1	0	0	0.3	-0.3	1
SLV_E23	1	1	0	0	-0.3	-0.3	-1
SLV_E24	1	1	0	0	-0.3	-0.3	1

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

9 RISULTATI DELL'ANALISI MODALE

L'analisi modale consente di individuare i modi propri di vibrare della struttura, indipendentemente dalle forzanti che agiscono sulla stessa. Essa permette inoltre di conoscere, per ogni modo di vibrare della struttura, il periodo e la massa partecipante, ovvero la percentuale di massa attivata nella i-esima forma modale.

Per una corretta progettazione sismica sono desiderabili periodi di vibrazione piuttosto bassi (tra 0,4 e 2 secondi); inoltre, è auspicabile che le prime tre forme modali siano quanto più possibile “pure”: in particolare, idealmente, le prime due forme modali dovrebbero essere di traslazione, e la terza di rotazione. La condizione di forma traslazionale in direzione U_x o U_y si realizza quando si ha una massa partecipante nella data direzione U_x o U_y maggiore del 70% e una massa attivata nella rotazione R_z pressoché nulla. Al contrario, la condizione di forma puramente rotazionale si verifica quando le masse attivate nella traslazione U_x e U_y sono trascurabili e si ha una percentuale superiore al 70% di massa attivata nella rotazione R_z .

Secondo quanto riportato al §7.3.3 delle NTC 2018, devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

EIGENVALUE ANALYSIS			
Mode No	Frequency		Period
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	58.7056	9.3433	0.1070
2	104.3707	16.6111	0.0602
3	104.4770	16.6280	0.0601
4	108.4797	17.2651	0.0579
5	130.7495	20.8094	0.0481
6	138.1106	21.9810	0.0455
7	194.3308	30.9287	0.0323
8	226.6040	36.0652	0.0277
9	338.8244	53.9256	0.0185
10	571.2332	90.9146	0.0110

Figura 9.1 - Eigenvalue analysis

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0000	0.0000	9.0645	9.0645	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000	9.0645	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000	72.3374	81.4019	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	99.9959	99.9959	0.0000	81.4019	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	0.0000	99.9959	0.0000	81.4019	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6	0.0000	99.9959	18.5646	99.9665	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
7	0.0000	99.9959	0.0000	99.9665	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
8	0.0000	99.9959	0.0000	99.9665	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
9	0.0000	99.9959	0.0335	99.9999	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	99.9959	0.0000	99.9999	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

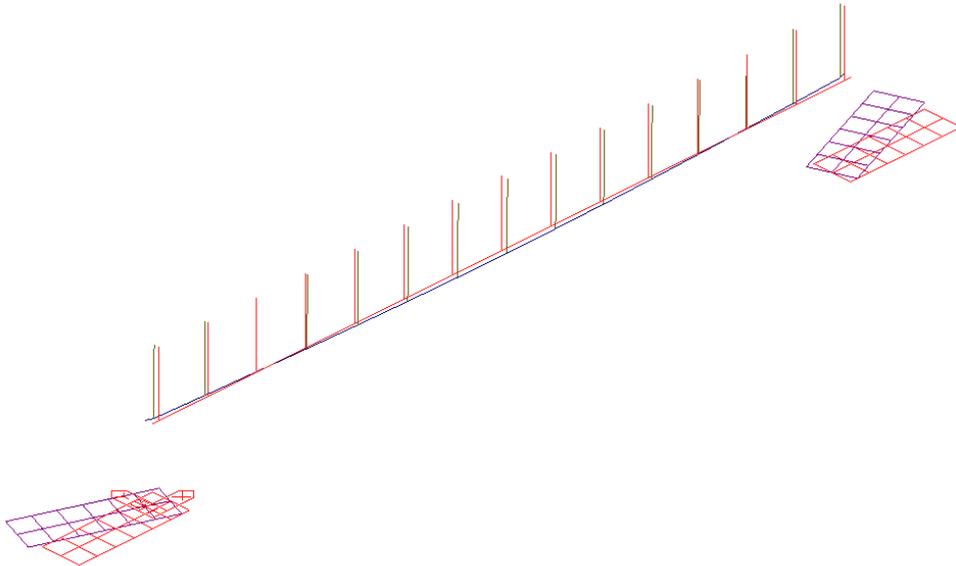
Figura 9.2 - Modal participation masses



PROGETTO DEFINITIVO
ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE
IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	29 DI 71



```

midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
16.628030

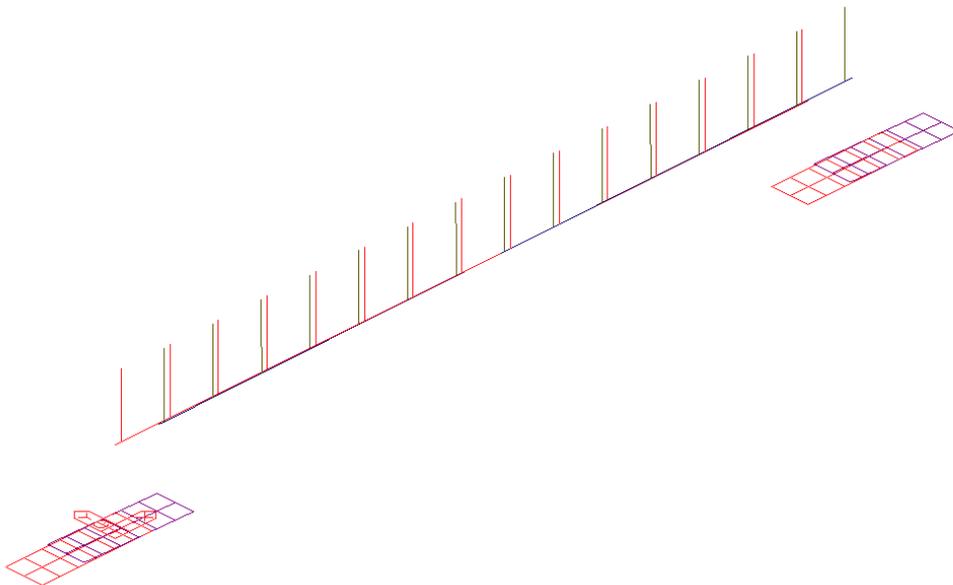
NATURAL PERIOD
(SEC)
0.060139

MPM(%)
DX= 0.000000
DY= 72.337396
DZ= 0.000000
RX= 0.000000
RY= 0.000000
RZ= 0.000000

MODE 3
MAX : 109
MIN : 65
FILE: IN04 _2
UNIT: kN,m

VIEW-DIRECTION
X: -0.612
Y: -0.612
Z: 0.500
  
```

Figura 9.3 – Modo 1: massa partecipante nella direzione y



```

midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
17.265078

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.057920

MPM(%)
DX= 99.995952
DY= 0.000000
DZ= 0.000000
RX= 0.000000
RY= 0.000000
RZ= 0.000000

MODE 4
MAX : 46
MIN : 82
FILE: IN04 _2
UNIT: kN,m

VIEW-DIRECTION
X: -0.612
Y: -0.612
Z: 0.500
  
```

Figura 9.4 - Modo 2: massa partecipante nella direzione x

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

10 SOLLECITAZIONI

Di seguito si riportano alcune immagini che illustrano la distribuzione delle sollecitazioni negli elementi della struttura corrispondente ai diversi involuipi per le diverse combinazioni di carico considerate.

10.1 Combinazione SLU trave-parete

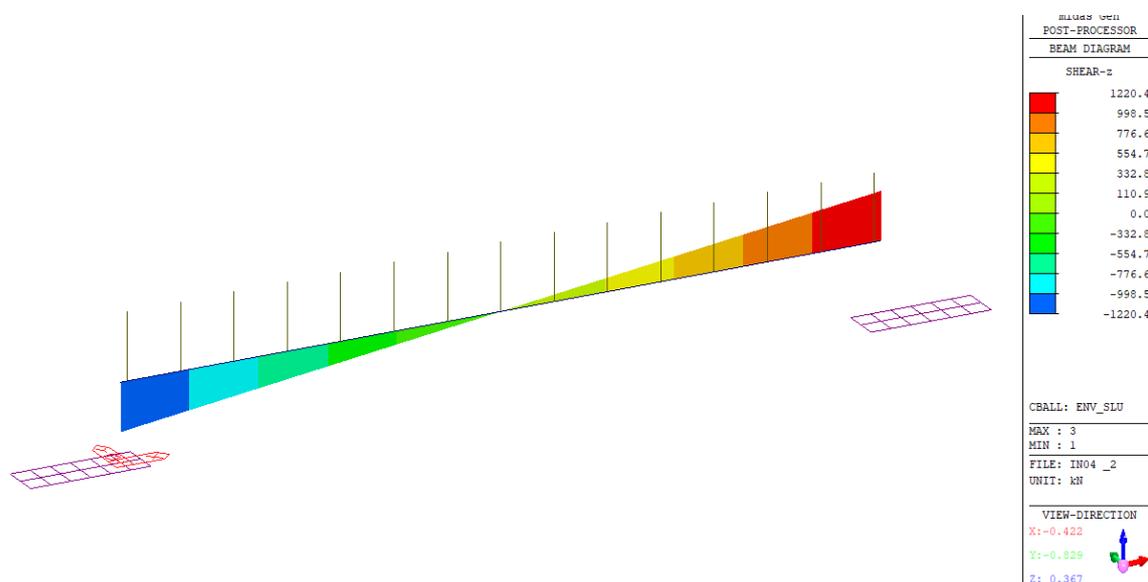


Figura 10.1 - Combinazione SLU – Involuppo valori di Taglio Fz (V2) nel piano

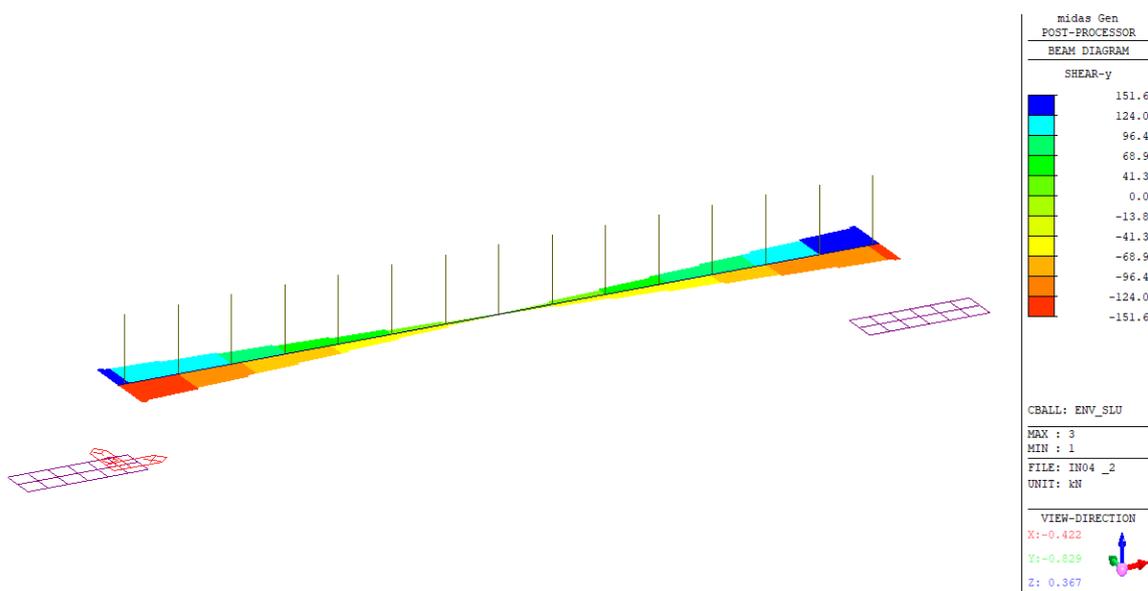


Figura 10.2 - Combinazione SLU – Involuppo valori di Taglio Fy (V3) fuori piano

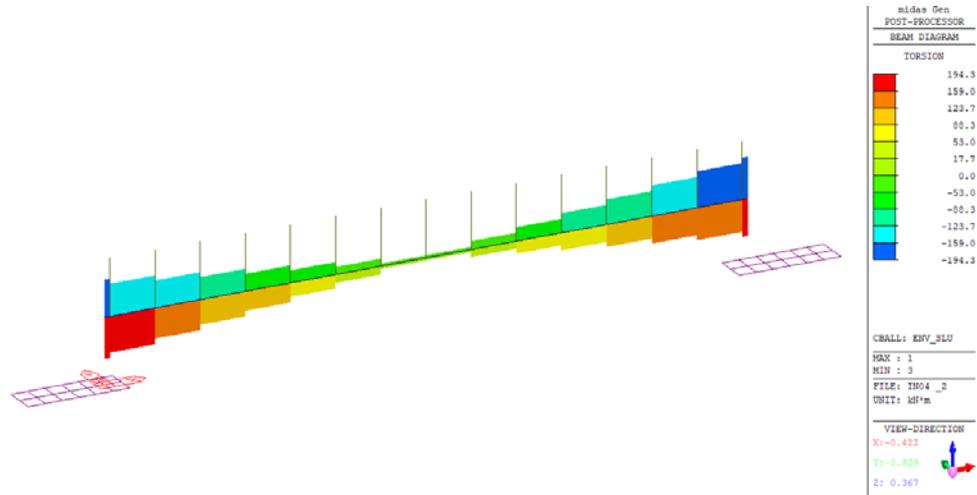


Figura 10.3 - Combinazione SLU – Involuppo Valori di Momento Torcente T

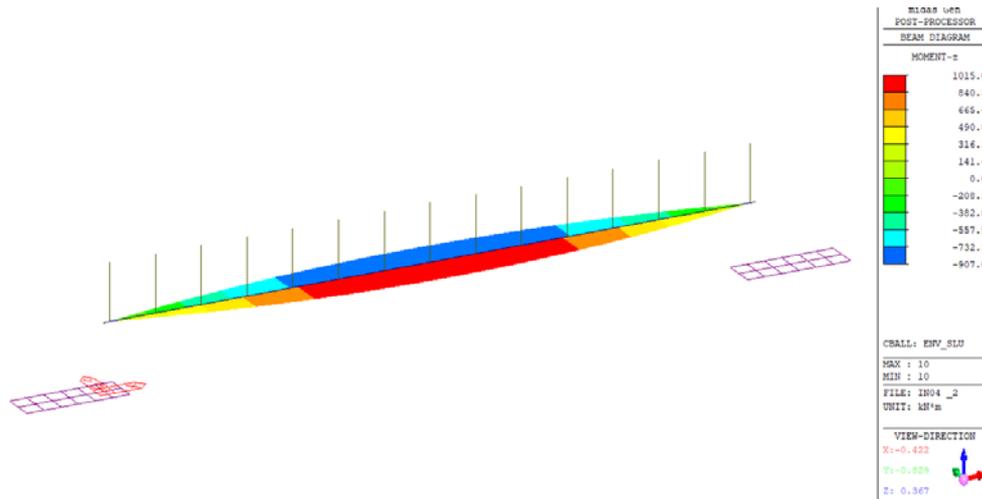


Figura 10.4 – Combinazione SLU – Involuppo Valori di Momento Flettente Mz (M2) fuori piano

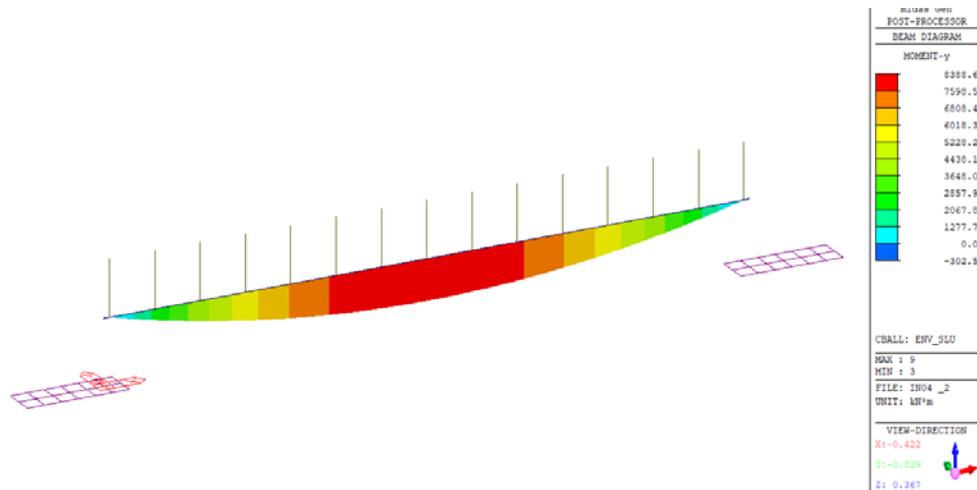


Figura 10.5 - Combinazione SLU – Involuppo Valori di Momento Flettente My (M3) nel piano

10.2 Combinazione SLV trave-parete

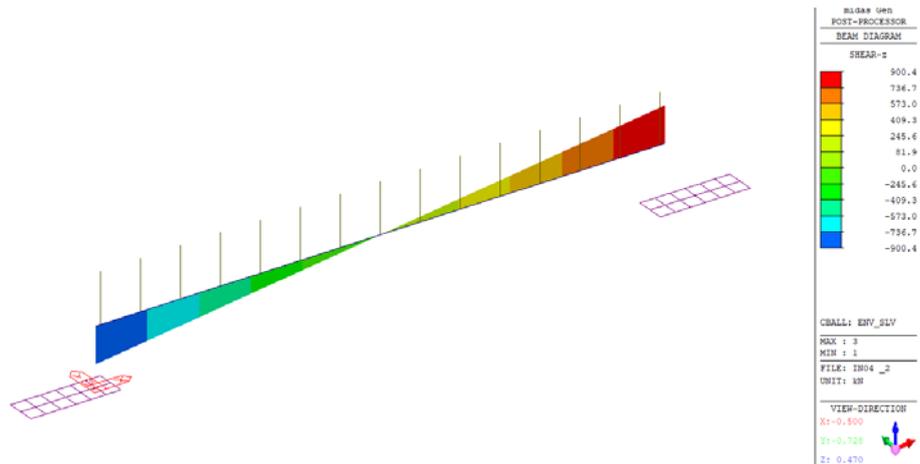


Figura 10.6 - Combinazione SLV – Involuppo valori di Taglio Fz (V2) nel piano

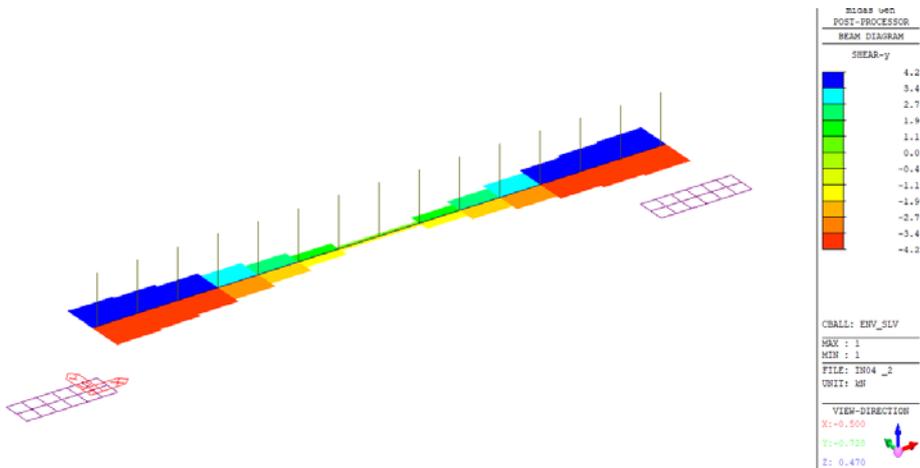


Figura 10.7 - Combinazione SLV – Involuppo valori di Taglio Fy (V3) fuori piano

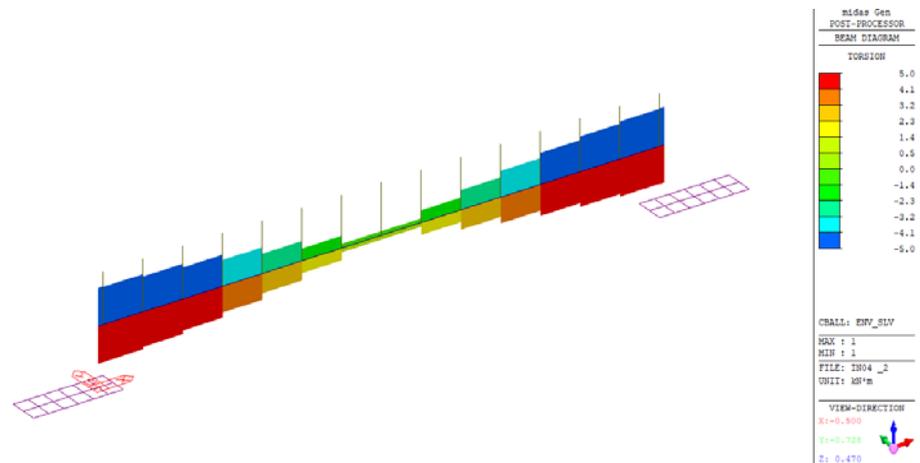


Figura 10.8 - Combinazione SLV – Involuppo Valori di Momento Torcente T

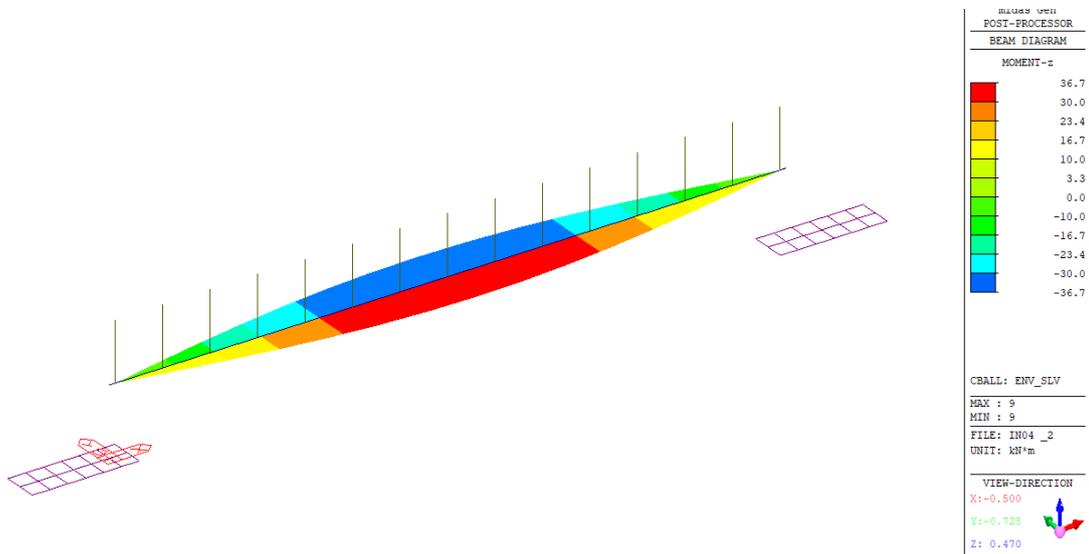


Figura 10.9 - Combinazione SLV – Involuppo Valori di Momento Flettente M_z (M_2) fuori piano

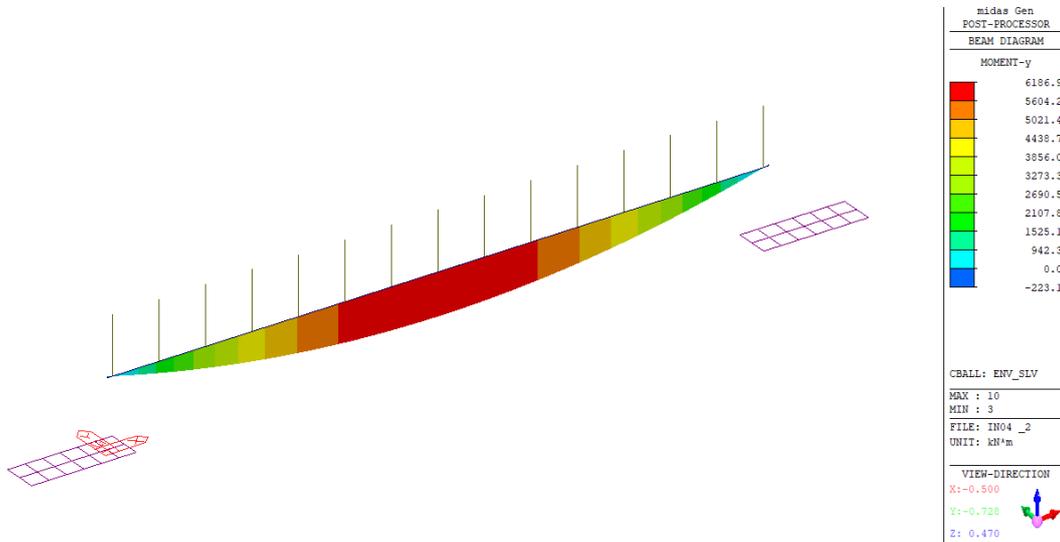


Figura 10.10 - Combinazione SLV – Involuppo Valori di Momento Flettente M_y (M_3) nel piano

10.3 Combinazione SLE_Rara trave-parete

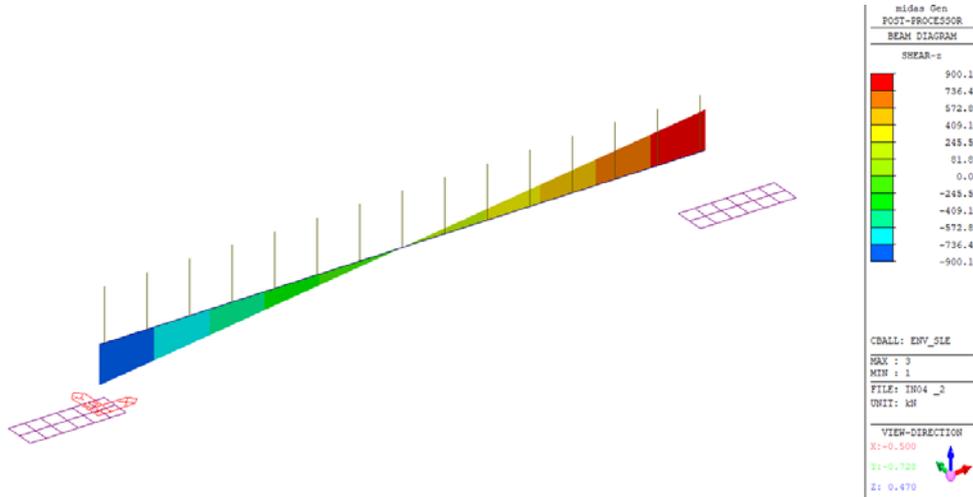


Figura 10.11 - Combinazione SLE_R – Involuppo valori di Taglio Fz (V2) nel piano

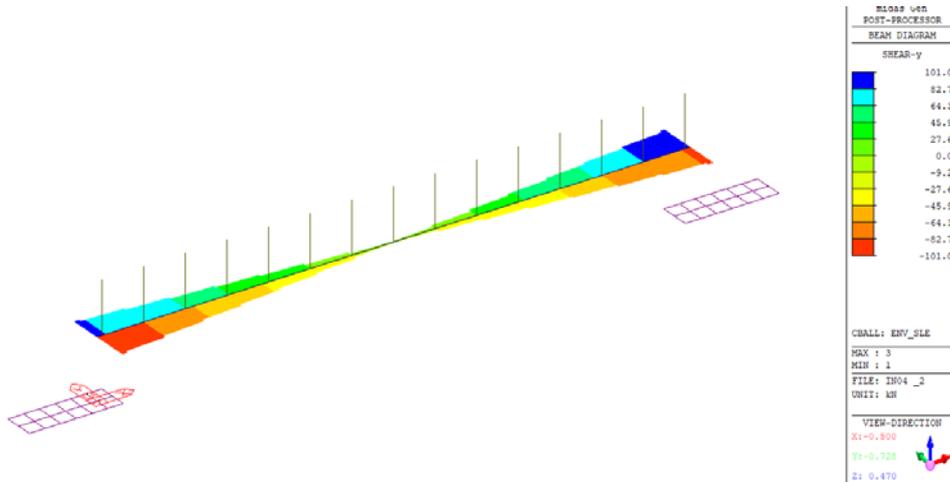


Figura 10.12 - Combinazione SLE_R – Involuppo valori di Taglio Fy (V3) fuori piano

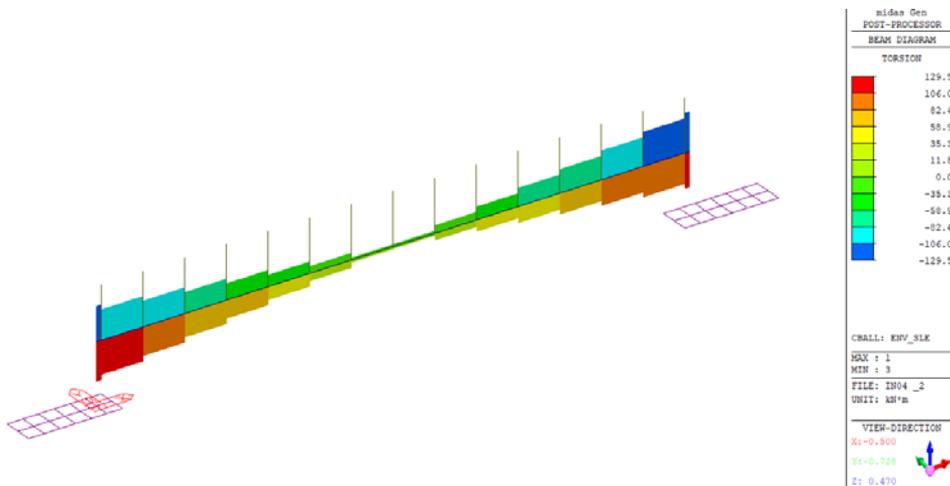


Figura 10.13 - Combinazione SLE_R – Involuppo Valori di Momento Torcente T

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

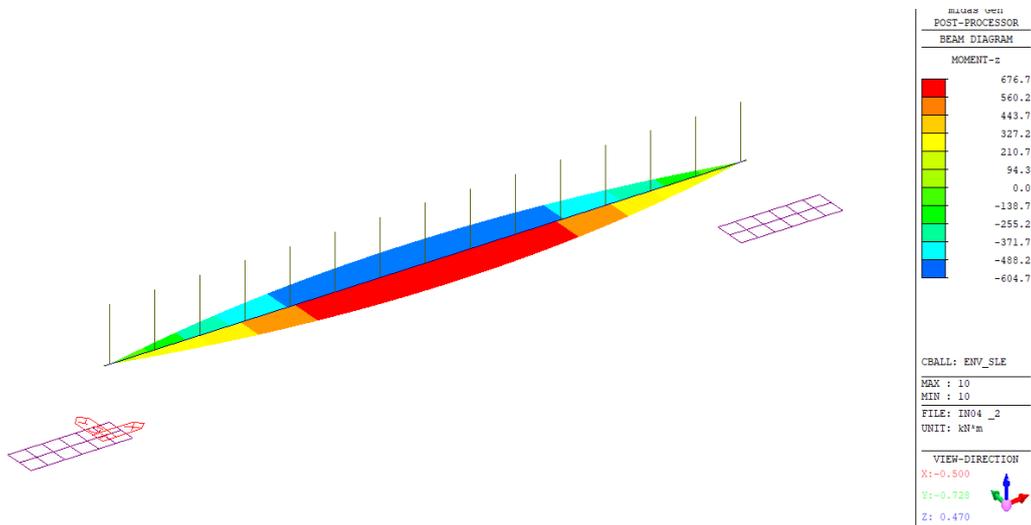


Figura 10.14 - Combinazione SLE_R – Involuppo Valori di Momento Flettente M_z (M_2) fuori piano

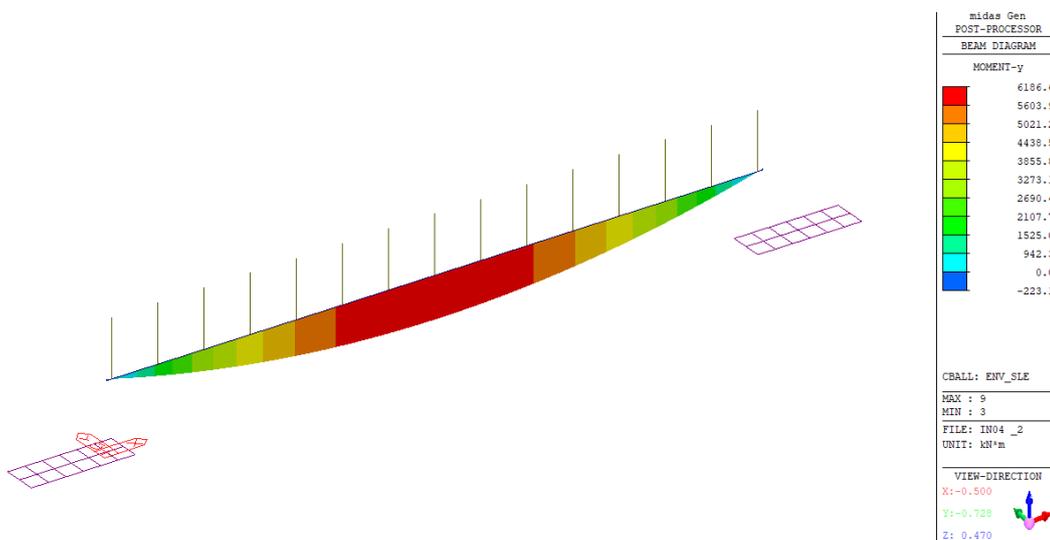


Figura 10.15 - Combinazione SLE_R – Involuppo Valori di Momento Flettente M_y (M_3) nel piano

10.4 Combinazione SLU fondazione

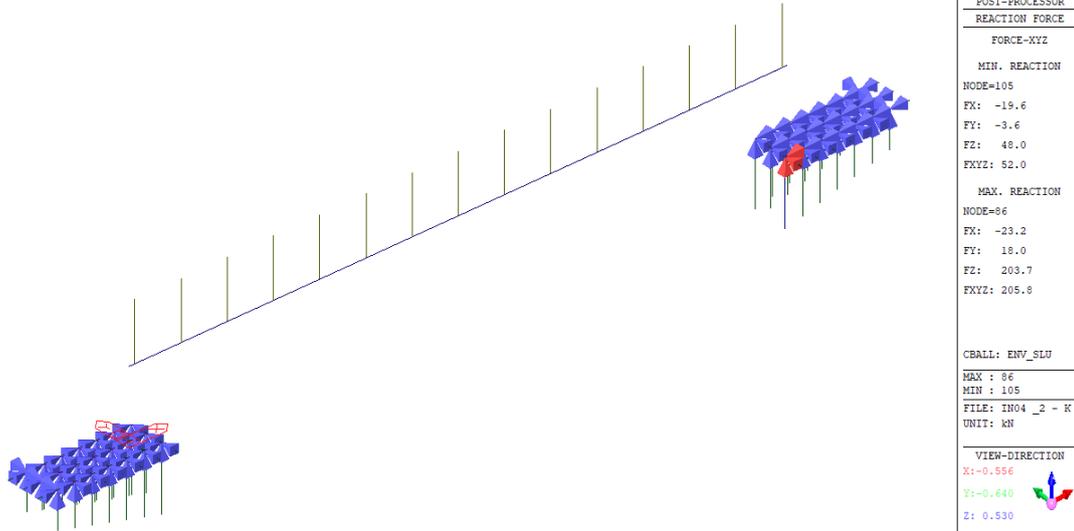


Figura 10.16 - Combinazione SLU - Reazioni fondazioni

10.5 Combinazione SLV fondazione

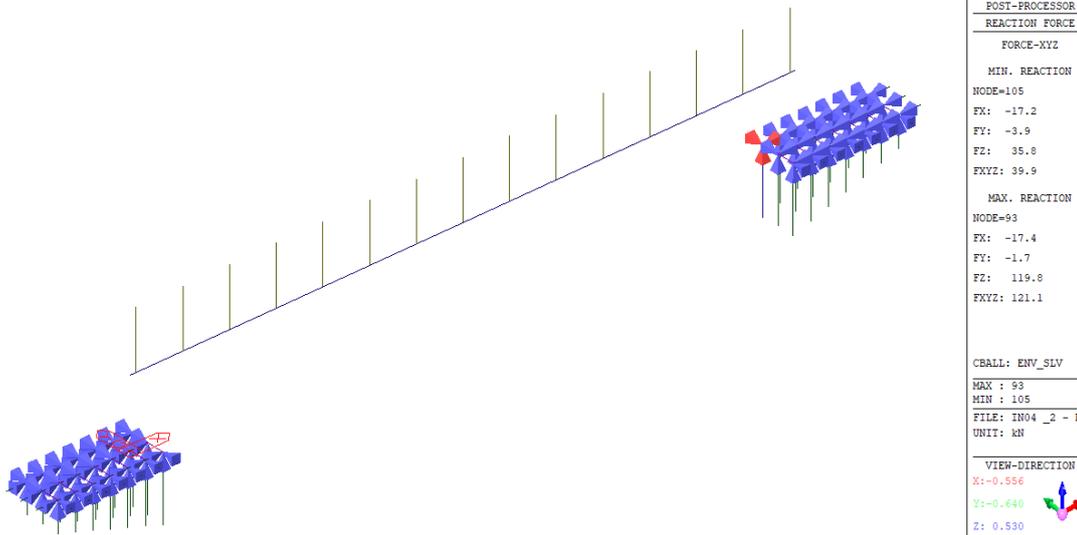


Figura 10.17 - Combinazione SLV - Reazioni fondazioni



PROGETTO DEFINITIVO
ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE
IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	37 DI 71

In funzione dell'analisi eseguita e di quanto presentato si riporta uno stralcio delle massime sollecitazioni agenti sulla trave parete derivanti dall'inviluppo delle varie combinazioni di carico:

Combinazioni SLU trave-parete						
	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Inviluppo massimi	0	1220	151,6	194	1015	8388,6
Inviluppo minimi	0	-1200	-151,6	-194	-1015	-302,5

Forze massime SLU sui pali [kN]		
compressione	trazione	taglio
203,8	0	29,4

dove il taglio: $V = (23,2^2 + 18,0^2)^{1/2} = 29,4$ kN

Combinazioni SLE_Rara trave-parete						
	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Inviluppo massimi	0	900,1	101,0	129,5	676,7	6185,5
Inviluppo minimi	0	-900,1	-101,0	-129,5	-604,7	-223

Combinazioni SISMICHE trave-parete						
	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Inviluppo massimi	0	900,4	4,2	5,0	36,7	6186,9
Inviluppo minimi	0	-900,4	-4,2	-5,0	-36,7	-223,1



PROGETTO DEFINITIVO
ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE
IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	38 DI 71

Forze massime SLV sui pali [kN]

compressione	trazione	taglio
119,8	0	17,5

dove il taglio: $V = (17,4^2 + 1,7^2)^{1/2} = 17,5$ kN

Estrapolate le sollecitazioni si procede quindi con le verifiche dei singoli elementi.

In accordo con le NTC 2018 e il Manuale di Progettazione delle Opere Civili le verifiche si ritengono soddisfatte quando, per ogni elemento, il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) risulta inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d).

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

11 VERIFICHE STRUTTURALI

11.1 Trave-parete

11.1.1 Verifica SLU a flessione

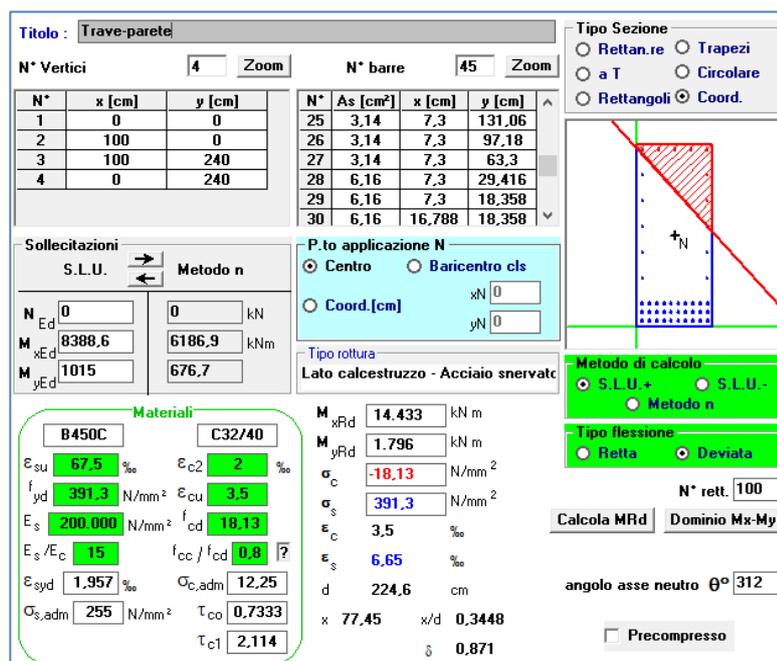
Secondo quanto specificato dalla normativa, la verifica di resistenza a flessione nei confronti delle sollecitazioni determinate dall'analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la seguente disuguaglianza: $M_{Ed} \leq M_{Rd}$.

Nello specifico, nel caso in esame, considerando di predisporre la medesima armatura inferiormente e superiormente:

$$A_{s_{min}} = \frac{M_{max}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{8388,6 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 2327 \cdot 391,3} = 10236,24 \text{ mm}^2/m$$

Si decide quindi, a favore di sicurezza, di inserire armatura $\varnothing 28$ a passo 10 cm inferiormente, $\varnothing 20$ a passo 20 cm superiormente e 1+1 $\varnothing 20$ a passo 33 cm lateralmente (in parete).

Il calcolo del momento resistente si è svolto mediante l'utilizzo del software VCASlu che ha validato il risultato analitico considerando le caratteristiche meccaniche precedentemente descritte.



Titolo: Trave-parete

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 45 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	25	3,14	7,3	131,06
2	100	0	26	3,14	7,3	97,18
3	100	240	27	3,14	7,3	63,3
4	0	240	28	6,16	7,3	29,416
			29	6,16	7,3	18,358
			30	6,16	16,788	18,358

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 8388,6 6186,9 kNm
 M_{yEd} 1015 676,7

Materiali: B450C C32/40
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervate

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

M_{xRd} 14.433 kN m
 M_{yRd} 1.796 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 6,65 ‰
 d 224,6 cm
 x 77,45 x/d 0,3448
 δ 0,871

angolo asse neutro θ° 312

Precompresso

Figura 11.1 – Combinazione SLU - Momento massimo flessente

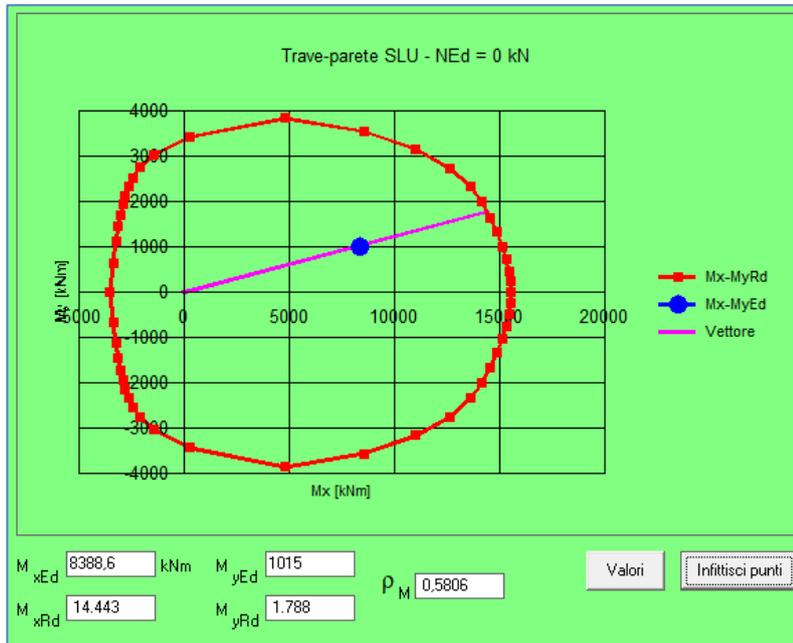


Figura 11.2 - Dominio di resistenza della sezione - FS= 1,7

11.1.2 Verifica SLU a Taglio

Secondo quanto specificato dalla normativa, la verifica di resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall'analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la seguente disuguaglianza: $V_{Ed} \leq V_{Rd}$.

In corrispondenza della zona di appoggio (massima azione agente):

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm larghezza $f_{yk} = 450$ MPa resist. caratteristica

$h = 2400$ mm altezza $\gamma_s = 1,15$ coeff. sicurezza

$c = 73$ mm copriferro $f_{yd} = 391,3$ MPa resist. di calcolo

$f_{ck} = 32$ MPa resist. caratteristica Armatura longitudinale tesa:

$\gamma_c = 1,50$ coeff. sicurezza $A_{sl,1} = 10 \text{ } \emptyset \text{ } 28 = 61,58 \text{ cm}^2$

$\alpha_{cc} = 0,85$ coeff. riduttivo $A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0,00 \text{ cm}^2$

$d = 2327$ mm altezza utile $A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0,00 \text{ cm}^2$

$f_{cd} = 18,13$ MPa resist. di calcolo $61,58 \text{ cm}^2$

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0,0$ kN $V_{ed} = 1220,0$ kN



PROGETTO DEFINITIVO

ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO

LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE

IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	41 DI 71

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1,293 < 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{\min} = 0,291$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0,02 \quad \rho_1 = 0,003 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0,00 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 736,0 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 677,5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 736,0 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

La sezione non risulta soddisfatta, pertanto risulta necessario prevedere un'apposita armatura di resistenza a taglio. Si prevede quindi di predisporre **staffe Ø10 con 2 bracci a passo 10cm.**

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 32,0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90,0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \varnothing \quad 10 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 2 \quad \text{passo} \quad 10 \text{ cm} = 0,157 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0,90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg\alpha + \cotg\theta) \times \text{sen}\alpha \quad V_{Rsd} = 2060,2 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 9,07 \quad \text{MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1,000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\alpha) \quad V_{Rcd} = 8533,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 2060,2 > 1220,0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1,7$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

11.1.3 Verifica SLU a Taglio e Torsione

VERIFICA A TORSIONE (D.M. 17-01-2018 par. 4.1.2.3.6) - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

SEZIONE DI VERIFICA: X = 0 cm

Cls:	$f_{ck} = 32$	MPa	Acciaio :	$f_{yk} = 450$	MPa
	$\gamma_c = 1,5$			$\gamma_s = 1,15$	
	$f_{cd} = 18,1$	MPa		$f_{ywd} = 391$	MPa
	$f'_{cd} = 9,1$	MPa			
	$f_{ctd} = 1,4$	MPa			



PROGETTO DEFINITIVO
ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE
IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	42 DI 71

Precompressione:

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c = 1,00$$

Sollecitazioni:

$$N_{Sd} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 0 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = 1220,00 \text{ kN}$$

$$T_{Sd} = 194,00 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{Sd} = 3070 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd,tot} = 3070 \text{ kNm}$$

$$T_{Rd,c,fess} = 584,20 \text{ kNm}$$

Geometria:

$$A_c = 2400000 \text{ mm}^2$$

$$u = 6800 \text{ mm}$$

$$(taglio) b_w = 2400 \text{ mm}$$

$$A_k = 2070000 \text{ mm}^2$$

$$u_k = 6400 \text{ mm}$$

$$c = 73 \text{ mm}$$

$$A_{sl,tot} = 9300 \text{ mm}^2 \quad (1678 \text{ mm}^2)$$

$$s_{long} \leq 350 \text{ mm} \quad (\text{passo barre longitudinali})$$

$$A_{sw,1nerv.} = 79 \text{ mm}^2 \quad (5 \text{ mm}^2)$$

$$s = 100 \text{ mm} \quad (\leq 100 \text{ mm})$$

$$d = 2327 \text{ mm}$$

$$z = 2094,3 \text{ mm}$$

$$z_i = 2300 \text{ mm}$$

$$t_k = 352,9412 \text{ mm} > 2 c = 146 \text{ mm}$$

$$t_{k,adottato} = 100 \text{ mm}$$

I limiti di applicabilità del metodo di calcolo sono:

A) Il valore massimo dell'area delle armature trasversali per il quale allo stato limite ultimo si hanno cedimenti simultanei del cle e delle armature è dato dalla seguente espressione:

$$A_{sw,max} * f_{ywd} / (b_w * s) \leq 1/2 * \alpha_c * f'_{cd} \quad (\text{Condizione di duttilità } T_{Rsd} \leq T_{Rcd})$$

La massima area efficace di armatura a taglio per $\vartheta = 1$ (cioè $\vartheta = 45^\circ$) è data da:

$$A_{sw} \leq 1/2 * (\alpha_c * f'_{cd} * b_w * s) / f_{ywd} = 50419 \text{ mm}^2$$

Verifica del calcestruzzo compresso con $\cot \vartheta = 1$ (di una nervatura):

$$V_{Rcd,1nerv.} = \alpha_c * t_k * z * f'_{cd} * \cot \vartheta / (1 + \cot \vartheta) = 949 \text{ kN} > V_{Sd}^* = V_{Ed}/2 + T_{Ed} * z_i / (2 * A_k) = 718 \text{ kN}$$

B) Il valore dell'angolo delle bielle di cls compresse inclinate rispetto all'asse della trave è:

$$\vartheta = 1/2 * \arcsen(2 * V_{Ed} / (f'_{cd} * t_k * z)) = 0,429 \quad 24,56^\circ$$

$$1 \leq \cot \vartheta = 2,19 \leq 2,5 \quad \cot \vartheta = 2,19$$

$$\cot \vartheta_{adottato} = 2,19$$

Il valore del momento torcente resistente delle bielle di calcestruzzo è:

$$T_{Rcd} = 2 * \alpha_c * f'_{cd} * t_k * A_k * \cot \vartheta / (1 + \cot \vartheta) = 2577 \text{ kNm}$$

Il valore della torsione massima che può essere sopportata dall'armatura (staffe) alla tensione di snervamento:

$$T_{Rsd} = 2 * A_k * A_{sw} / s * f_{ywd} * \cot \vartheta = 2803 \text{ kN}$$

Il valore della torsione massima che può essere sopportata dall'armatura longitudinale alla tensione di snervamento:

$$T_{Rld} = 2 * A_k * A_{sl,tot} / u_k * f_{ywd} / \cot \vartheta = 1075 \text{ kN}$$

Il rapporto tra la torsione resistente e la torsione sollecitante risulta:

$$K_T = T_{Sd} / T_{Rd} = 0,2 \leq 1$$

Le verifiche a flessione, taglio e a taglio-torsione per la trave-parete risultano soddisfatte con un fattore di sicurezza FS rispettivamente pari a 1,7, 1,7 e 5.

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA DOCUMENTO D 26 CL IN0400 001	REV. A	FOGLIO 43 DI 71

11.1.4 Verifica SLE - Tensione

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate tenendo conto che i limiti imposti per il controllo della tensione agli stati limite di esercizio sono quelli definiti nel MdP.

Combinazione Rara

- Calcestruzzo Compresso → $\sigma_c = 0,55 \times f_{ck} = 19,20 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio Teso → $\sigma_s = 0,75 \times f_{yk} = 337,5 \text{ N/mm}^2$

Sollecitazioni massime SLE Rara trave-parete in campata

C: $M_{Ed2} = 676,7 \text{ kN.m}$
 $M_{Ed3} = 6186,9 \text{ kN.m}$

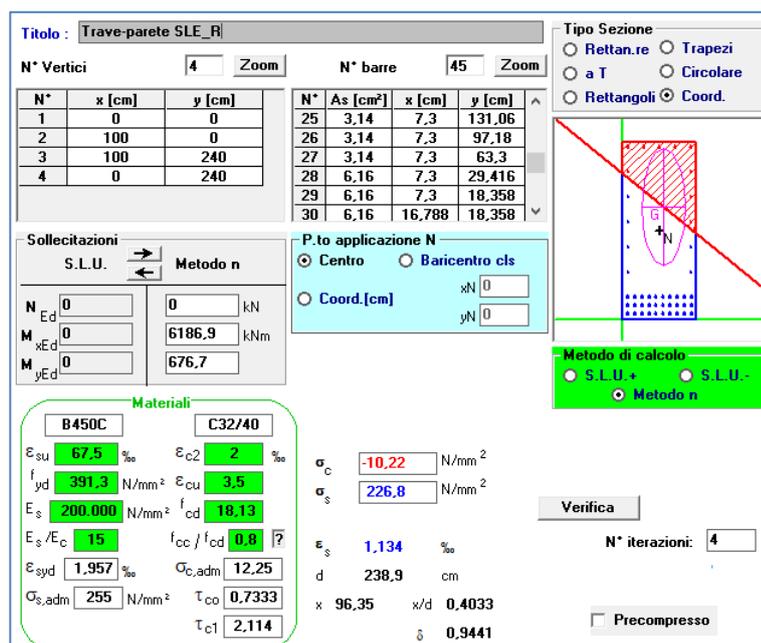
Combinazione Quasi Permanente

- Calcestruzzo Compresso → $\sigma_c = 0,40 \times f_{ck} = 17,60 \text{ N/mm}^2$

Sollecitazioni massime SLE QP trave-parete in campata

C: $M_{Ed2} = 0,0 \text{ kN.m}$
 $M_{Ed3} = 6186,6 \text{ kN.m}$

Combinazione Rara



Titolo: Trave-parete SLE_R

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 45 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	25	3,14	7,3	131,06
2	100	0	26	3,14	7,3	97,18
3	100	240	27	3,14	7,3	63,3
4	0	240	28	6,16	7,3	29,416
			29	6,16	7,3	18,358
			30	6,16	16,788	18,358

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 6186,9 kNm
 M_{yEd} 0 676,7

Materiali
 B450C C32/40
 E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{cl} 2,114

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica
 σ_c -10,22 N/mm²
 σ_s 226,8 N/mm²
 ε_s 1,134 ‰
 d 238,9 cm
 x 96,35 x/d 0,4033
 δ 0,9441
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Figura 11.3 - Controllo di tensione agli SLE della sezione più sollecitata – Combinazione Rara

$$\sigma_s = 226,8 \text{ N/mm}^2 < 337,5 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_c = 10,22 \text{ N/mm}^2 < 19,20 \text{ N/mm}^2.$$

La verifica in combinazione rara pertanto risulta soddisfatta.

Combinazione Quasi Permanente

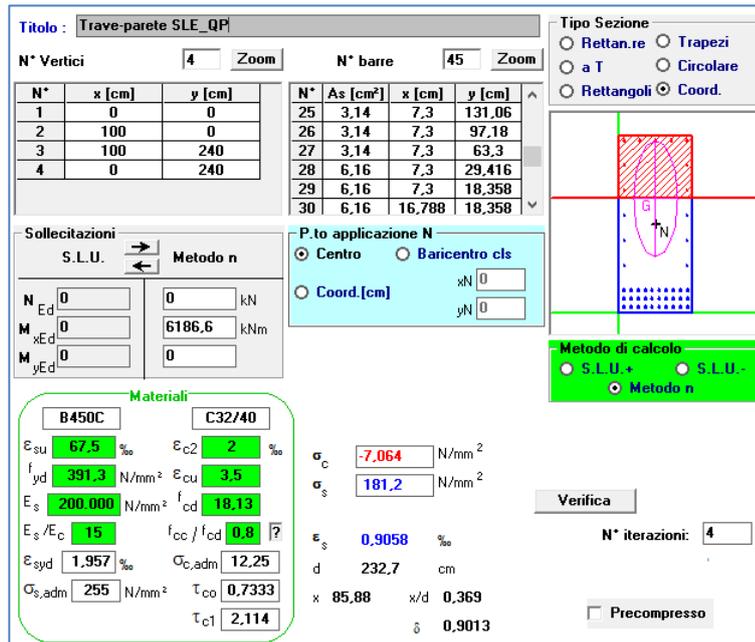


Figura 11.4 - Controllo di tensione agli SLE della sezione più sollecitata – Combinazione Quasi Permanente

$$\sigma_s = 181,2 \text{ N/mm}^2 < 337,5 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_c = 7,06 \text{ N/mm}^2 < 17,60 \text{ N/mm}^2.$$

La verifica in combinazione quasi permanente pertanto risulta soddisfatta.

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO				
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA DOCUMENTO D 26 CL IN0400 001	REV. A

11.1.5 Verifica SLE - Fessurazione

Per quanto riguarda la scelta degli stati limite di fessurazione, come anticipato al capitolo 3 della seguente relazione, si fa riferimento a quanto riportato al paragrafo 2.5.1.8.3.2.4 del MdP, il quale impone che per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili il limite da adottare per la verifica sia $\delta_f \leq w_3 = 0,2 \text{ mm}$ in Combinazione Rara. Pertanto:

Combinazione Rara

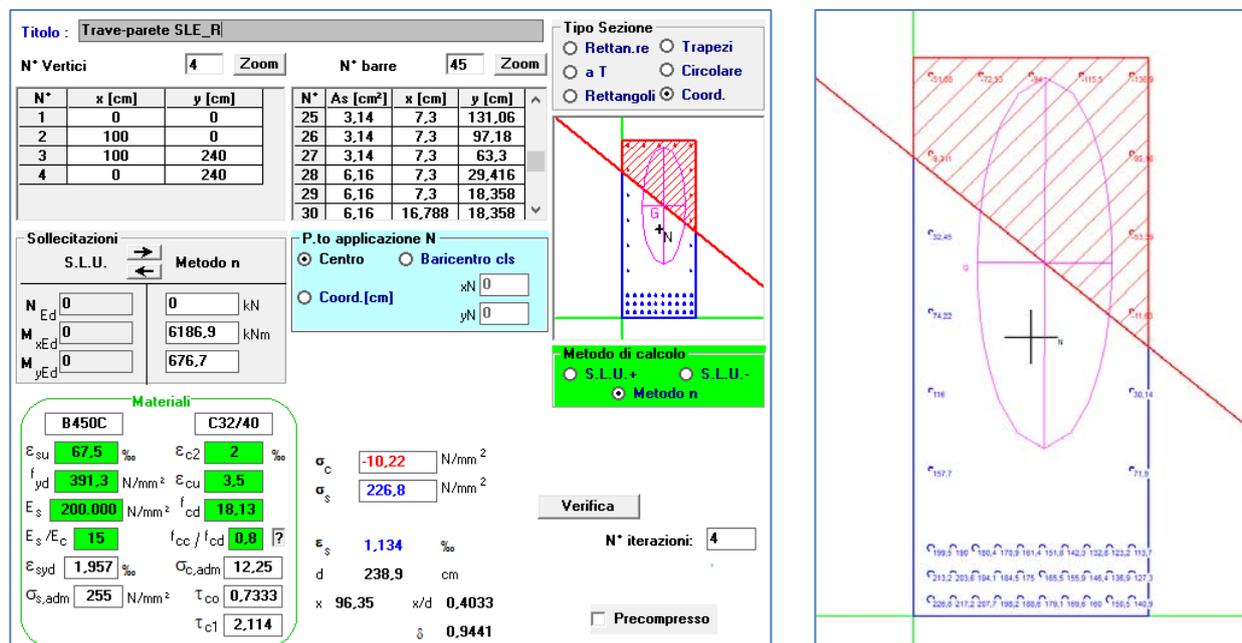


Figura 11.5 - Controllo di tensione agli SLE della sezione più sollecitata – Combinazione Rara

dove, prendendo come riferimento il valore medio della tensione delle barre con riferimento all'ultima fila di armatura (condizione più critica) si ottiene:

Stato Limite di Apertura delle Fessure

Combinazione Rara

σ_s	187 N/mm ²	Tensione nell'armatura tesa valutata nella sezione fessurata in combinazione Rara
k_t	0,4	0,4 per carichi di lunga durata, 0,6 per carichi di breve durata
f_{ctm}	3,02 N/mm ²	
$h_{c,eff}$	182,50 mm	
$A_{c,eff}$	182500,0 mm ²	Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ($h_{c,eff} \times t_w$)
ρ_{eff}	0,101	
α_e	6,30	Rapporto moduli elastici
ϵ_{sm}	0,0008	Deformazione unitaria media delle barre
k_1	0,8	Per barre ad aderenza migliorata
k_2	0,5	Caso di flessione
k_3	3,4	
k_4	0,425	

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

Φ_1	28 mm	
Φ_2	28 mm	
Φ_{eq}	28 mm	
Δ_{smax}	145,66 mm	Distanza massima tra le fessure
w_3	0,20 mm	Armatura poco sensibile
$w_{d(r)}$	0,197 mm	Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

La verifica a fessurazione in combinazione rara pertanto risulta soddisfatta.

11.1.6 Verifica SLE – Calcolo della massima inflessione

Viene riportato di seguito il calcolo dello spostamento massimo relativo alla trave-parete, secondo la combinazione alla SLE (combinazione rara).

I valori limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del confort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato. Cautelativamente si ritiene opportuno accettare deformazioni in mezzeria dell'ordine di $L/500$ (5,6 cm).

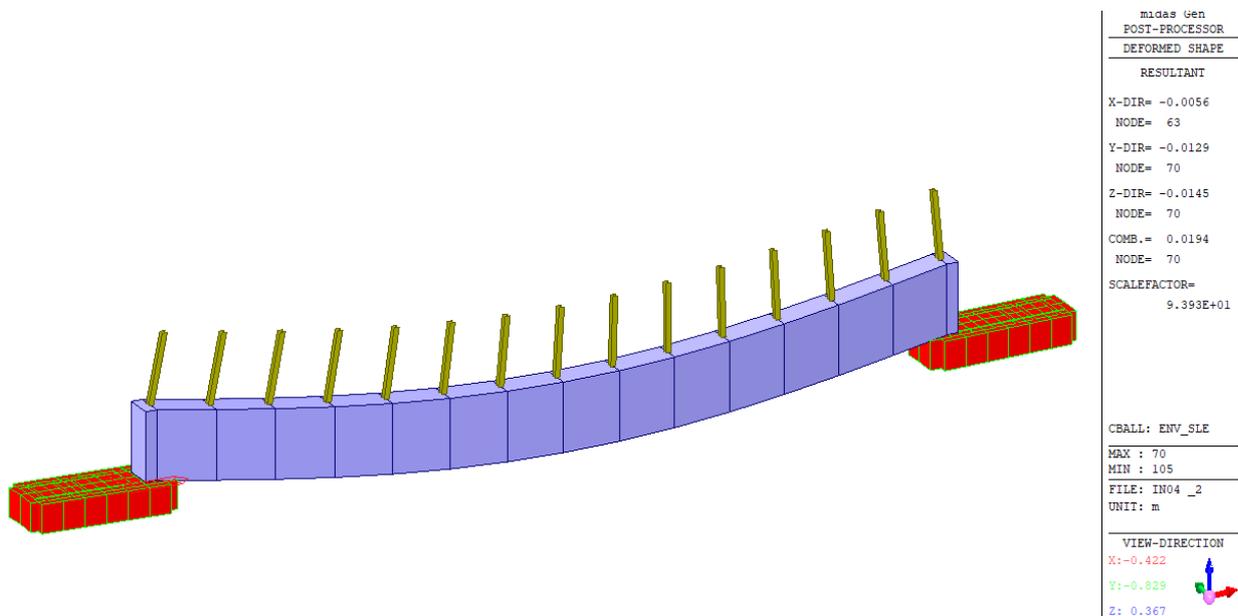


Figura 11.6 - Massimo inflessione, spostamento verticale

Dall'output di analisi il valore dello spostamento massimo in mezzeria risulta pari a 1.94 cm, compatibile con il limite verticale adottato, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

11.2 Spalla/fondazione

Le verifiche della trave-parete sono svolte nei confronti delle sollecitazioni massime derivanti dall'involuppo

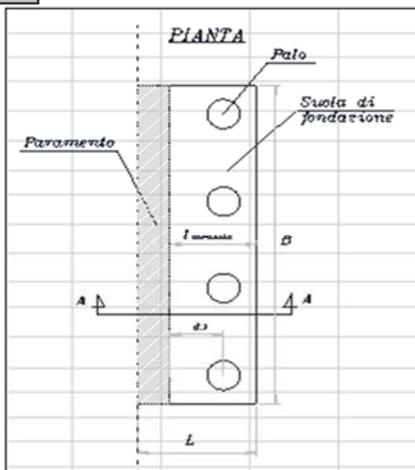
11.2.1 Massima sollecitazione in fondazione

A partire dalle massime sollecitazioni in testa ai pali di fondazione si calcolano gli sforzi massimi a flessione e taglio agenti sulla spalla. Si ipotizza a favore di sicurezza che la spalla si comporti come una mensola incastrata lungo la sezione in cui si incastra la trave-parete e che agisca il massimo sforzo di trazione sul palo. Per un risultato maggiormente cautelativo, si utilizza il massimo sforzo di compressione agente sui pali di fondazione.

Il calcolo delle sollecitazioni massime agenti sulla spalla è effettuato a metro lineare di fondazione:

Spalla	IN04
Geometria	
L	1 [m]
B	5 [m]
l_{mensola}	0.5 [m]
N_{max}	213.8 [kN]
M_{max}	0 [kNm]
Calcolo sollecitazioni - Suola	
n° pali fila 1	7 [-]
n° pali fila 2	0 [-]
d1	0.25 [m]
$M_{\text{tot}} = [\Sigma N \cdot d + M] =$	374.15 [kNm]
$T_{\text{tot}} = [\Sigma N] =$	1496.60 [kN]
M a metro	74.83 [kNm/m]
V a metro	299.32 [kN/m]

PIANTA



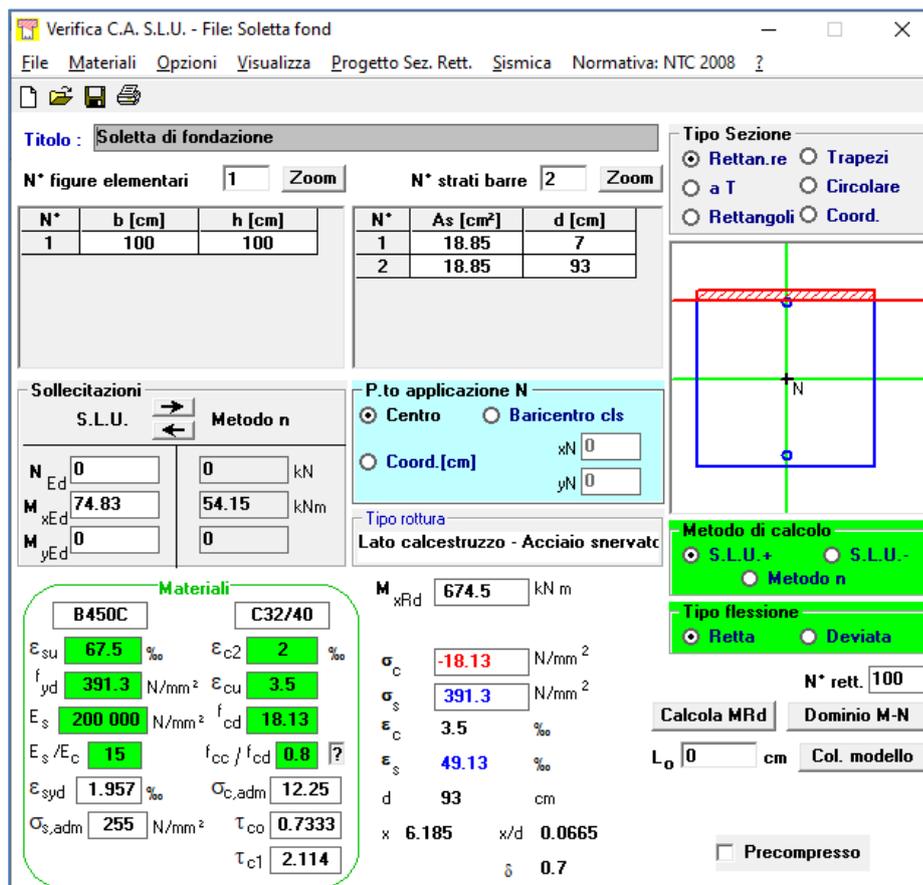
SEZIONE A-A



	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

11.2.2 Verifica a flessione

Di seguito si riporta il valore del momento resistente calcolato mediante il programma VcaSlu (Gelfi) per la spalla. Essa risulta verificata nei confronti del momento flettente massimo derivanti dall'involuppo delle combinazioni di carico.



The screenshot shows the VcaSlu software interface with the following data:

- Titolo:** Soletta di fondazione
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	18.85	7
2	18.85	93
- Carichi (S.L.U.):**
 - N_{Ed}: 0 kN
 - M_{xEd}: 74.83 kNm
 - M_{yEd}: 0 kNm
- Materiali:**
 - B450C: ϵ_{su} 67.5‰, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200 000 N/mm², ϵ_s / E_c 15‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C32/40: ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3.5‰, f_{cd} 18.13, f_{cc} / f_{cd} 0.8, $\sigma_{c,adm}$ 12.25, τ_{co} 0.7333, τ_{c1} 2.114
- Calcolo:**
 - M_{xRd}: 674.5 kNm
 - σ_c : -18.13 N/mm²
 - σ_s : 391.3 N/mm²
 - ϵ_c : 3.5‰
 - ϵ_s : 49.13‰
 - d: 93 cm
 - x: 6.185, w/d: 0.0665, δ : 0.7
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, Metodo n
- Tipo flessione:** Retta
- N° rett.:** 100
- Col. modello:** 0
- Precompresso:** No

MSd [kNm]		MRd [kNm]	verifica
74,83	<	674,5	OK

E' necessaria un'armatura a flessione pari a 1 ϕ 20/200



PROGETTO DEFINITIVO

**ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE**

IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	49 DI 71

11.2.3 Verifica a taglio

In questo paragrafo si riporta la verifica a taglio per la fondazione dello scavalco. Tale sezione viene verificata nei confronti dello sforzo tagliante massimo che deriva dall'involuppo delle combinazioni di carico.

VERIFICA A TAGLIO (D.M. 17-01-2018 par. 4.1.2.3.5) - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

SEZIONE DI VERIFICA: X = 0 cm

Cls:	$f_{ck} = 32$ MPa	Acciaio :	$f_{yk} = 450$ MPa
	$\gamma_c = 1.5$		$\gamma_s = 1.15$
	$f_{cd} = 18.1$ MPa		$f_{ywd} = 391$ MPa
	$f'_{cd} = 9.1$ MPa		
	$f_{ctd} = 1.4$ MPa		

Precompressione:

$\sigma_{cp} = 0.00$ MPa
$\alpha_c = 1.00$

Sollecitazioni:

$N_{Sd} = 0$ kN	$\Delta M_{Sd} = 698$ kNm
$M_{Sd} = 0$ kNm	$M_{Sd,tot} = 698$ kNm
$V_{Sd} = 299.3$ kN	

Geometria:

$A_c = 1000000$ mm ²	$A_{sl} = 1884$ mm ²	
$b_w = 1000$ mm	$A_{sw} = 226$ mm ²	$d = 950$ mm
$h = 1000$ mm	$s = 300$ mm	$z = 855$ mm

Elementi non dotati di armature trasversali:

Il valore della resistenza a taglio dell'elemento privo di armatura a taglio è:

$$V_{Rd} = ((0.18 * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3}) / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 255 \text{ kN}$$

Nel caso di elementi in c.a.p. disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento :

$$V_{Rd} = 0.7 * b_w * d * (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} * f_{ctd})^{1/2} = 938 \text{ kN}$$

dove :

$k = 1.46$	≤ 2.00
$\rho_l = 0.002$	≤ 0.02
$\sigma_{cp} = 0.00$ MPa	≤ 3.6 MPa
$v_{min} = 0.349$	

inoltre:

$$V_{Rd} \geq V'_{Rd} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 331 \text{ kN}$$

Il rapporto tra il massimo taglio affidabile alla sezione priva di armatura ed il taglio sollecitante risulta:

$$K_v = V_{Rd} / V_{Sd} = 0.9 \leq 1$$

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

Elementi dotati di armature trasversali:

I limiti di applicabilità del metodo di calcolo sono:

A) Il valore massimo dell'area delle armature trasversali per il quale allo stato limite ultimo si hanno cedimenti simultanei del c/c e delle armature è dato dalla seguente espressione:

$$A_{sw,max} * f_{ywd} / (b_w * s) \leq 1/2 * \alpha_c * f'_{cd} \quad (\text{Condizione di duttilità } V_{Rsd} \leq V_{Rcd})$$

La massima area efficace di armatura a taglio per $\vartheta = 1$ è data da:

$$A_{sw} \leq 1/2 * (\alpha_c * f'_{cd} * b_w * s) / f_{ywd} = 63023 \text{ mm}^2$$

B) Il valore dell'angolo delle bielle di cls compresse inclinate rispetto all'asse della trave è:

$$(\sin \vartheta)^2 = 0.033$$

$$1 \leq \cot \vartheta = 5.46 \leq 2,5$$

il valore del taglio massimo che può essere sopportato dall'armatura (staffe) alla tensione di snervamento:

$$V_{Rsd} = 0.9 * d * A_{sw} / s * f_{ywd} * \cot \vartheta = 630 \text{ kN}$$

il valore del taglio massimo che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse, è dato da:

$$V_{Rcd} = 0.9 * d * b_w * \alpha_c * f'_{cd} / (\cot \vartheta + \tan \vartheta) = 2673 \text{ kN}$$

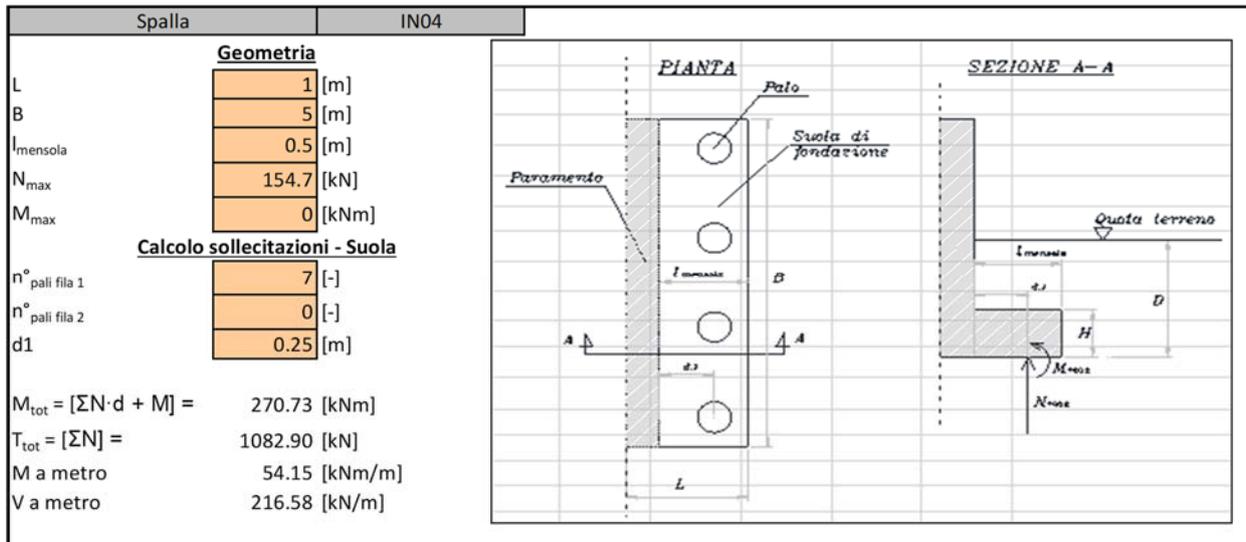
Il rapporto tra il massimo taglio affidabile alla sezione ed il taglio sollecitante risulta:

$$K_v = V_{Rd} / V_{Sd} = 0.6 \leq 1$$

E' necessaria un'armatura a taglio spilli 1 ϕ 12/30 cm.

11.2.4 Verifica a fessurazione

Si riporta di seguito il valore massimo di apertura delle fessure w_{max} delle combinazioni allo stato limite di esercizio della spalla di fondazione. Il valore limite di apertura delle fessure w_{lim} è in accordo alla norma NTC2008 in caso di ambiente aggressivo.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta fond

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Soletta di fondazione

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	18.85	7
			2	18.85	93

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed}	0	0	kN
M_{xEd}	74.83	54.15	kNm
M_{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

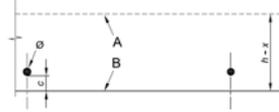
Materiali B450C C32/40

ϵ_{su}	67.5	%	ϵ_{c2}	2	%
f_{yd}	391.3	N/mm²	ϵ_{cu}	3.5	%
E_s	200 000	N/mm²	f_{cd}	18.13	N/mm²
E_s/E_c	15		f_{cc}/f_{cd}	0.8	
ϵ_{syd}	1.957	%	$\sigma_{c,adm}$	12.25	N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²	τ_{co}	0.7333	N/mm²
			τ_{cl}	2.114	N/mm²

σ_c -0.5598 N/mm²
 σ_s 33.16 N/mm²
 ϵ_s 0.1658 %
d 93 cm
x 18.79 x/d 0.202
 δ 0.7

Geometria della sezione

Altezza della sezione	h	1000 [mm]
Larghezza della sezione	b	1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d	930 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	70 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	50 [mm]
Armatura tesa ordinaria		
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1}$	6 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1}$	20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$	1885 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento		
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2}$	0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2}$	0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$	0 [mm ²]



Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	200000 [MPa]

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(0,75)} \leq C50/60$$

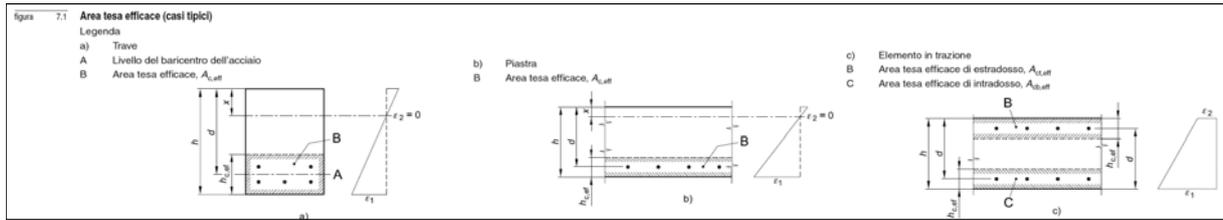
$$f_{ctm} = 2,12 \times \ln[1 + (f_{ctm}/10)] > C50/60$$

$$E_{cm} = 22 [(f_{cm})/10]^{0,3}$$

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_{st}	33,16 [MPa]
Asse neutro della sezione	x	187,9 [mm]
Lunga ▼		
	α_s	6,00 [-]
	A_s	1885 [mm ²]
	$A_{c,eff,1}$	175000 [mm ²]
	$A_{c,eff,2}$	270700 [mm ²]
	$A_{c,eff,3}$	500000 [mm ²]
	$A_{c,eff,min}$	175000 [mm ²]

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, $h_{c,eff}$ dove $h_{c,eff}$ è il minore tra $2,5 (h-d)$, $(h-x)/3$ o $h/2$ (vedere figura 7.1);



Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0,01077 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_1	0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm,min}$	0,000099 [-]
	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm,osc}$	-0,000432 [-]
	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000099 [-]

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \epsilon_2^2 A_p) / A_{c,eff}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 f_{ct,eff} (1 + \alpha_s \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	20,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$	300 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0,800 [-]
	k_2	1,000 [-]
	k_3	3,400 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max,1}$	801 [mm]
	$s_{r,max,2}$	1056 [mm]
	$s_{r,max}$	801 [mm]

k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente:
= 0,8 per barre ad aderenza migliorata,
= 1,6 per barre con una superficie effettivamente liscia (per esempio, armatura di precompressione);

k_2 è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni:
= 0,5 per flessione,
= 1,0 per trazione pura.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1 \quad (7.13)$$

dove ϵ_1 ed ϵ_2 sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate per sezione fessurata.

I valori di k_2 e k_4 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono rispettivamente 3,4 e 0,425.

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0,08 [mm]

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

prospetto 7.1N Valori raccomandati di w_{max} (mm)

Classe di esposizione	Elementi di calcestruzzo armato normale e precompresso con cavi non aderenti	Elementi precompressi con cavi aderenti
	Combinazione di carico quasi-permanente	Combinazione di carico frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Decompressione

Nota 1 Per le classi di esposizione X0, XC1, l'ampiezza delle fessure non influenza la durabilità e questo limite è posto per garantire un aspetto accettabile. In assenza di requisiti relativi all'aspetto questo limite può essere mitigato.

Nota 2 Per queste classi di esposizione, inoltre, si raccomanda che la decompressione sia verificata sotto la combinazione di carico quasi-permanente.

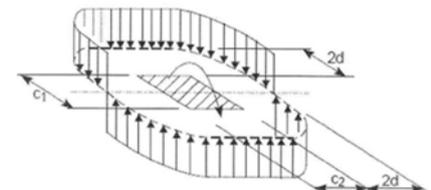
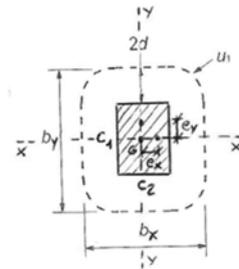
$w_k = 0,08 \text{ mm} < w_{k,lim} = 0,20 \text{ mm}$ la verifica è soddisfatta.

11.2.5 Verifica a punzonamento

Si riporta di seguito la verifica a punzonamento della fondazione svolta nei confronti del massimo sforzo agente in testa ai micropali.

VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA SOLETTA DI FONDAZIONI (EN 1992-1-1:2005 - Par. 6.4.4 - 6.4.5)

Classe del calcestruzzo	Classe	=	C32/40	
	f_{ck}	=	32 [MPa]	
Acciaio B450C	f_{yk}	=	450 [MPa]	
	f_{ywd}	=	391.3 [MPa]	
Sollecitazioni (SLU-STR)	N_{Ed}	=	213.8 [kN]	$\gamma_g = 1.30$
	M_{Edx}	=	0 [kNm]	$e_y = 0.00$ cm
	M_{Eoy}	=	0 [kNm]	$e_x = 0.00$ cm
Coprifero Soletta	c	=	2.5 [cm]	
Dimensione Palo	c_1 (lato y)	=	25 [cm]	(dimensione del pilastro parallela all'eccentricità del carico)
	c_2 (lato x)	=	25 [cm]	(dimensione del pilastro perpendicolare all'eccentricità del carico)
	$b_x = c_2 + 4 \cdot d$	=	75 [cm]	
	$b_y = c_1 + 4 \cdot d$	=	75 [cm]	
Dimensione Plinto	B	=	75 [cm]	
	H	=	75 [cm]	
	sp	=	100 [cm]	
	$\phi_{barre\ soletta}$	=	20 [mm]	
Altezza utile della sezione soletta	d_x	=	96.5 [cm]	
	d_y	=	94.5 [cm]	
	d	=	95.5 [cm]	
Carichi non punzonanti		=	0 [kN]	
Pressione sul terreno	p_{netta}	=	0.380 [MPa]	
Pressione totale	p_{tot}	=	0.380 [MPa]	
	k_1	=	0.6	
	W_1	=	171412.6 [cm ²]	
Tensione di punzonamento lungo il contorno del pilastro:				
Lunghezza del perimetro critico di punzonamento	u_0	=	100.000 [cm]	
Area di base interno al perimetro verifica	A_0	=	625.000 [cm ²]	
	$\Delta V_{Ed} = p_{net} \cdot A_0$	=	23.756 [kN]	
Forza netta di taglio sollecitante	$V_{Ed,red}$	=	190.044 [kN]	
Coefficiente di eccentricità di carico	$\beta = 1 + k_1 \cdot e_y \cdot u_0 / W_1$	=	1	
	$\beta = 1 + 1.8 \cdot \sqrt{(e_x/b_y)^2 + (e_y/b_x)^2}$	=	1	
Valore della tensione di punzonamento	v_{Ed}	=	0.20 [MPa]	
Resistenza a punzonamento	$v_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$	=	4.53 [MPa]	Verificato



L'armatura prevista per la fondazione dello scavalco è la seguente:

ARMATURA SPALLA	
FERRI LEMBO SUPERIORE	$\phi 20 / 20$
FERRI LEMBO INFERIORE	$\phi 20 / 20$
FERRI CORRENTI	$\phi 12 / 30$
SPILLI	1 $\phi 12 / 30$
CAVALLOTTI	1 $\phi 12 / m^2$

INCIDENZA ARMATURA [kg/m3]
40.00

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

11.3 Montante e piastra di base

11.3.1 Verifica del montante

In accordo con le NTC 2018 e il Manuale di Progettazione delle Opere Civili, poiché si adotta un comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature e dei collegamenti dev'essere valutata in accordo con le regole di cui al §4 delle NTC, per le peggiori condizioni di carico possibile, senza nessun requisito aggiuntivo. Inoltre, dev'essere soddisfatta la condizione che nessun materiale superi la deformazione di snervamento di progetto.

I singoli elementi strutturali sono pertanto soggetti alle verifiche di resistenza.

La struttura, come precedentemente riportato, risulta essere costituita da profili in acciaio HEB 180.

Di seguito le principali caratteristiche:

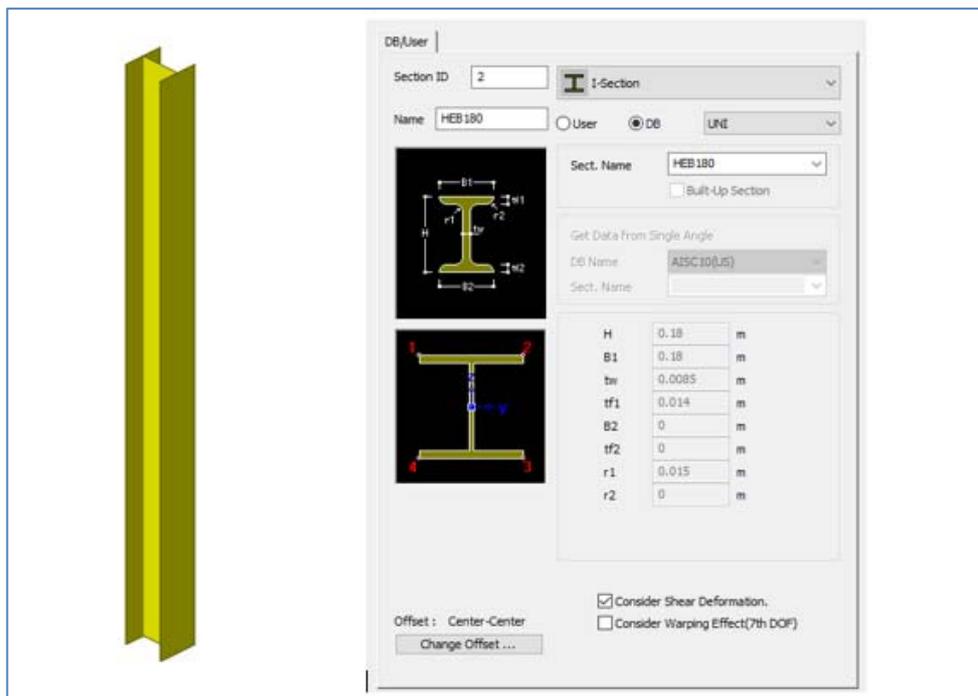


Figura 11.7 - Caratteristiche profilo HEB180

Dall'analisi dei risultati:

Caso di carico	N [kN]	T _z [kN]	T _y [kN]	M _z [kN.m]	M _y [kN.m]
ENV_SLU	1,70	10,6	0,00	0,00	13,2



PROGETTO DEFINITIVO
ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE
IN04 – OPERE DI SCAVALCO

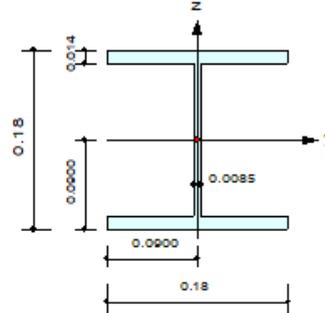
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	55 DI 71

Si riportano di seguito le verifiche relative ai montanti aventi sezioni HEB180:

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	31
Material	S275 (No:2) ($F_y = 275000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	HEB180 (No:2) (Rolled : HEB180).
Member Length	: 2.50000



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = -1.6965$ (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments	$M_y = 13.2188$, $M_z = 0.00000$
End Moments	$M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 13.2188$ (for L_b) $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 13.2188$ (for L_y) $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for L_z)
Shear Forces	$F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 3, POS:1/2) $F_{zz} = -10.575$ (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.18000	Web Thick	0.00850
Top F Width	0.18000	Top F Thick	0.01400
Bot.F Width	0.18000	Bot.F Thick	0.01400
Area	0.00653	Asz	0.00153
O _{ye}	0.02750	O _{zb}	0.00405
I _{yy}	0.00004	I _{zz}	0.00001
Y _{bar}	0.09000	Z _{bar}	0.09000
W _{ely}	0.00043	W _{elz}	0.00015
r _y	0.07660	r _z	0.04570

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 2.50000$, $L_z = 2.50000$, $L_b = 2.50000$
Effective Length Factors	$K_y = 2.00$, $K_z = 2.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 0.85$, $C_{mz} = 0.85$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 109.4 < 200.0$ (Memb:31, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 1.70/1795.75 = 0.001 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 13.219/132.550 = 0.100 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/63.1250 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0})$, $R.byM = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$Rc.LT1 = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$Rb.LT1 = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$Rc.LT2 = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$Rb.LT2 = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$

$R_{max} = \text{MAX}[R.MNRd, (R.byN + R.byM), \text{MAX}(Rc.LT1 + Rb.LT1, Rc.LT2 + Rb.LT2)] = 0.101 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.033 < 1.000$ O.K

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

11.3.2 Verifica della piastra di base

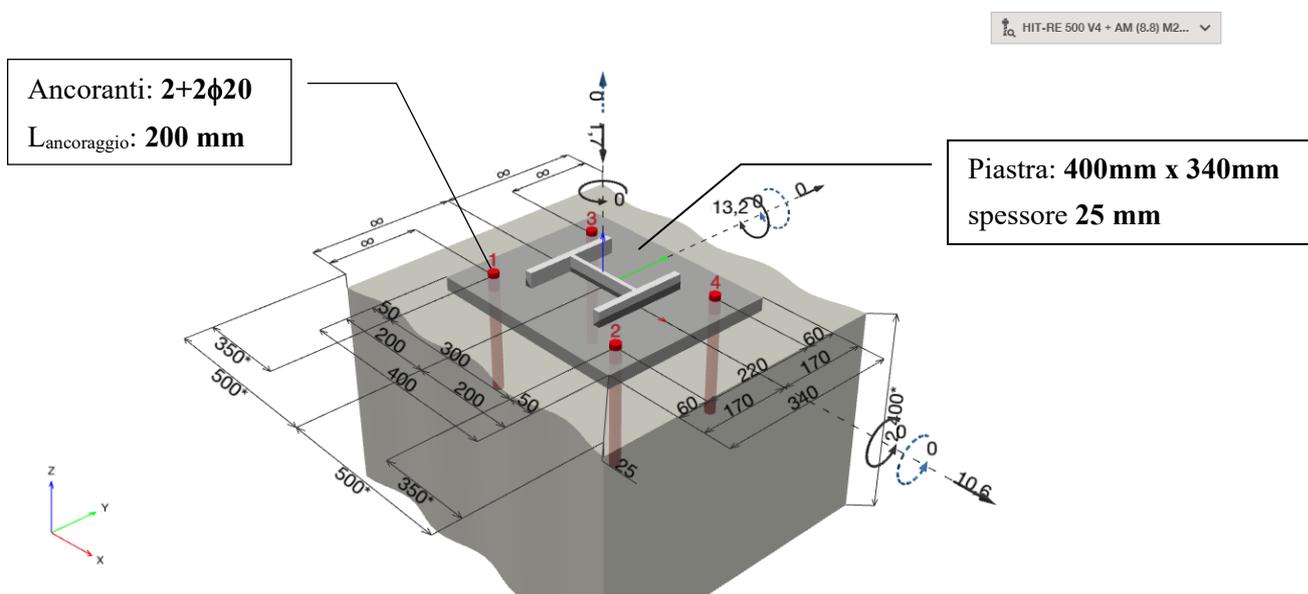
Si riportano di seguito le verifiche effettuate per il dimensionamento della piastra di base.

Tale piastra è stata analizzata mediante software di calcolo Hilti profis Engineering, considerando agenti le reazioni vincolari del montante HEB180 con altezza pari a 2,5 m.

	N [kN]	Tz [kN]	Ty [kN]	Mz [kNm]	My [kNm]
SLU_1	1,7	10,6	0	0	13,2
SLU_2	1,7	9,5	0	0	11,8
SLU_3	1,7	-8,3	0	0	-10,4
SLU_4	1,7	-9,5	0	0	-11,8
ENV_SLU	1,7	10,6	0	0	13,2

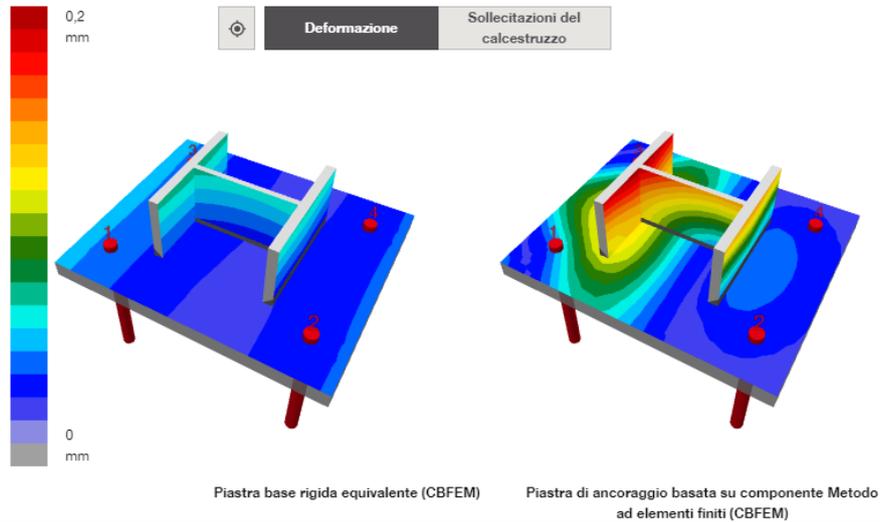
L'analisi è stata eseguita considerando un ancorante chimico Hilti HIT-RE 500 V4.

Di seguito l'analisi del modello considerata:



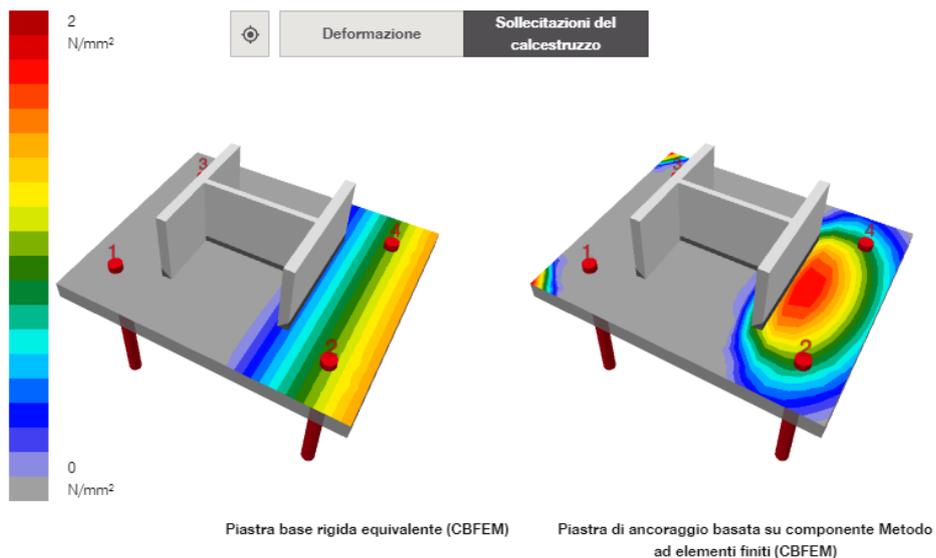
Si riportano di seguito le verifiche per i possibili meccanismi di rottura che si possono innescare lato acciaio e lato calcestruzzo al fine di verificare il collegamento.

Deformazioni:



	Piastra base rigida equivalente (CBFEM)	Piastra di ancoraggio basata su componente Metodo ad elementi finiti (CBFEM)
Forze di ancoraggio		
Ancoraggio 1	21,8 kN	24,6 kN (13%)
Ancoraggio 2	0 kN	0 kN (-%)
Ancoraggio 3	21,8 kN	24,6 kN (13%)
Ancoraggio 4	0 kN	0 kN (-%)
Deformazione della piastra di ancoraggio (max)	0,1 mm	0,1 mm

Sollecitazioni nel calcestruzzo:



	Piastra base rigida equivalente (CBFEM)	Piastra di ancoraggio basata su componente Metodo ad elementi finiti (CBFEM)
Forze di ancoraggio		
Ancoraggio 1	21,8 kN	24,6 kN (13%)
Ancoraggio 2	0 kN	0 kN (-%)
Ancoraggio 3	21,8 kN	24,6 kN (13%)
Ancoraggio 4	0 kN	0 kN (-%)
Deformazione della piastra di ancoraggio (max)	0,1 mm	0,1 mm



PROGETTO DEFINITIVO

**ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE**

IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	58 DI 71

11.3.2.1 Rottura a trazione

1.3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	24,615	130,667	19	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	49,224	117,932	42	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	49,224	114,062	44	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

1.3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
196,000	1,500	130,667	24,615

11.3.2.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

1.3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\psi_{sus} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$s_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 \cdot \left(\frac{s}{s_{cr,Np}}\right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
469.536	341.056	16,00	584,0	292,0	350,0	25,00
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,023	10,23	7,700	8,67	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	



PROGETTO DEFINITIVO

**ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE**

IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	59 DI 71

ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}		
0,880	0,000	1,000		
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
128,499	176,898	1,500	117,932	49,224

ID gruppo ancoranti

1, 3

11.3.2.3 Rottura conica del calcestruzzo

1.3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 2,0 - \frac{z}{1,5 \cdot h_{ef}} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,ck}$ [N/mm ²]		
492.000	360.000	300,0	600,0	25,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
255,1	1,150	7,700	108,894	1,500	114,062	49,224

ID gruppo ancoranti

1, 3

11.3.2.4 Rottura dell'ancoraggio (senza braccio di leva)

1.4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
98,000	1,000	98,000	1,250	78,400	2,666



PROGETTO DEFINITIVO
ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE
IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	60 DI 71

11.3.2.5 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

1.4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{M,c,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,cp} = k_B \cdot \min\{N_{Rk,c}^0; N_{Rk,p}\} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}^0}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec1,N} \cdot \Psi_{ec2,N} \cdot \Psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\Psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\Psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\Psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N} [mm^2]$	$A_{c,N}^0 [mm^2]$	$c_{cr,N} [mm]$	$s_{cr,N} [mm]$	k_B	$f_{c,cyl} [N/mm^2]$	
738.000	360.000	300,0	600,0	2,000	25,00	
$e_{c1,V} [mm]$	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V} [mm]$	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	$\Psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,1	1,000	1,000	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0 [kN]$	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp} [kN]$	$V_{Ed} [kN]$		
7,700	108,894	1,500	297,594	10,600		

ID gruppo ancoranti
1-4

11.3.2.6 Rottura per presenza combinata di taglio e trazione

1.5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V} [\%]$	Stato
0,188	0,034	2,000	4	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V} [\%]$	Stato
0,432	0,140	1,500	34	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1,0$$

Le verifiche ai possibili meccanismi di rottura risultano soddisfatte, pertanto, in base ai risultati ottenuti, è possibile confermare il soddisfacimento del sistema di ancoraggio con un fattore di utilizzo massimo del 44%.

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO IN0400 001	REV. A

12 VERIFICHE GEOTECNICHE

Secondo quanto definito nel “Manuale di progettazione delle opere civili” all’Allegato 10, i micropali da utilizzare nel progetto delle barriere antirumore saranno del tipo valvolati iniettati a pressione, con armatura in acciaio S275JR profilo CHS 168.3 s 10 e perforazione 250 mm.

La lunghezza reale del palo deve essere maggiore di 2 metri di quella di calcolo ed in ogni caso maggiore o uguale a 5 metri.

Il copriferro minimo da considerarsi per l’armatura del micropalo è pari a circa 4.0 cm.

Lo scavalco IN04 oggetto della presente relazione di calcolo, presenta micropali di lunghezza 10,00 m.

12.1 Verifiche della capacità portante verticale del palo

La verifica a capacità portante verticale del micropalo considera un terreno composto prevalentemente da limo argilloso / sabbia limosa, come specificato nella relazione geotecnica.

Le verifiche sono eseguite secondo l’approccio 1, vale a dire:

Combinazione 1 → A1+M1+R1

Combinazione 2 → A2+M2+R2

La fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite se $F_{c,d} \leq R_{c,d}$, dove $F_{c,d}$ è il carico assiale di progetto e $R_{c,d}$ è la capacità portante di progetto allo stato limite ultimo del micropalo per carichi assiali.

I valori della tensione di adesione di progetto possono essere ricavati come $\tau_{sd} = \tau_{sk} / \gamma_s$:

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

Il valore caratteristico della resistenza deve essere determinato come:

$$\tau_{sk} = \min \left\{ \frac{\tau_{s,media}}{\xi_3}, \frac{\tau_{s,min}}{\xi_4} \right\}$$

dove ξ_3 e ξ_4 dipendono dal numero di verticali indagate secondo la tabella 6.4.IV del D.M.2008:

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

Numero di 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	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

I valori di resistenza medi da introdurre nel calcolo sono ricavati con il metodo di Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida europee e statunitensi, e basato sulla conoscenza



PROGETTO DEFINITIVO

**ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE**

IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	62 DI 71

del parametro N_{SPT} (da prove pressiometriche o SPT) e/o p_L (pressione laterale limite) dei terreni attraversati.

Il metodo è applicabile a due diversi tipi di micropali iniettati di calcestruzzo armato: IRS e IGU. La sigla IRS è applicata a micropali la cui metodologia di realizzazione consente l'iniezione ripetitiva e selettiva del calcestruzzo a diverse profondità; con la sigla IGU vengono invece identificati i sistemi che consentono un'iniezione di micropali in un'unica soluzione.

Per la determinazione del carico limite dei pali, Bustamante e Doix fanno riferimento alla seguente espressione:

$$Q_{lim} = Q_1$$

$$Q_1 = \pi d_s L_s s$$

dove Q_1 è la portanza laterale del micropalo. Si trascura la portata in punta.

Si assume:

$$ds = \alpha d$$

Dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente adimensionale maggiorativo, che tiene conto della tecnica di esecuzione del palo e del tipo di terreno, ed il cui valore può essere determinato attraverso l'uso della tabella di Viggiani (1999):

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	$1,5 V_s$
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	$1,5 V_s$
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	$1,5 V_s$
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: $(1,5 - 2)V_s$; IGU: $1,5 V_s$
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: $2V_s$; IGU: $1,5V_s$
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: $(2,5 - 3)V_s$; IGU: $(1,5-2)V_s$
Marne	1,8	1,1 - 1,2	$(1,5 - 2)V_s$ per strati compatti
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	$(2 - 6)V_s$ o più per strati fratturati
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	$(1,1-1,5)V_s$ per strati poco fratturati $2V_s$ o più per strati fratturati

Valori del coefficiente α (Viggiani, 1999)

I valori della resistenza tangenziale unitaria s_i 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:

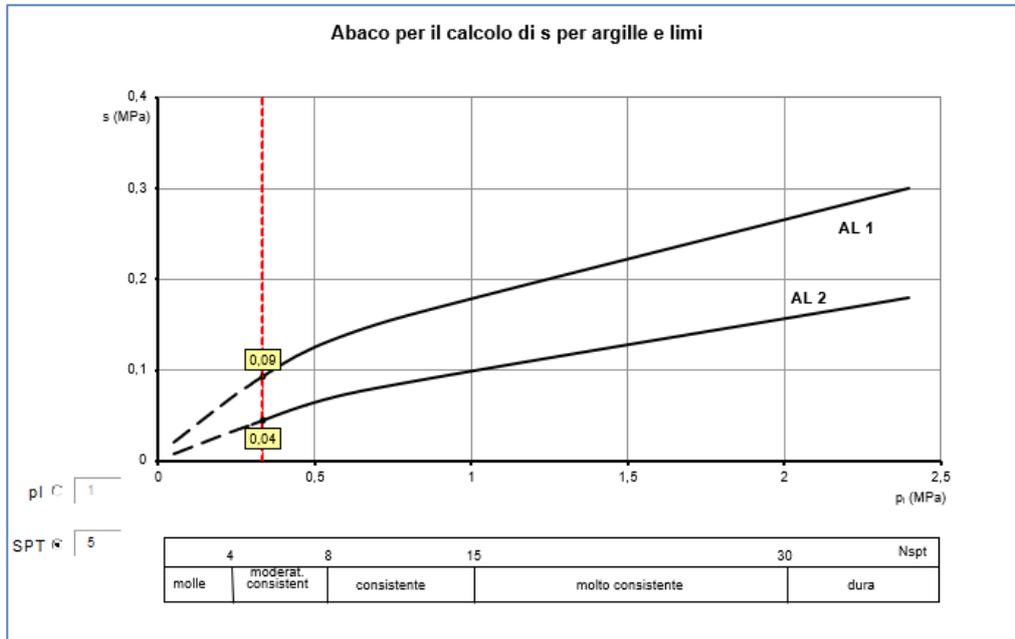


Figura 12.1 - Abaco per la determinazione di s per argille e limi - Unità geotecnica R-2

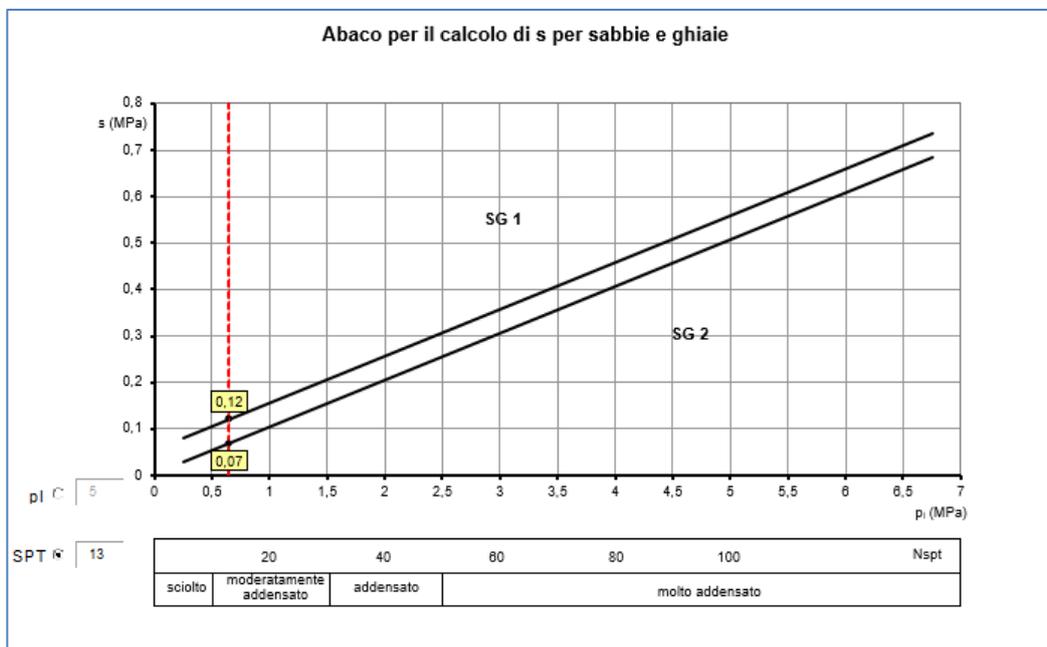


Figura 12.2 - Abaco per la determinazione di s per sabbie e ghiaie - Unità geotecnica 3

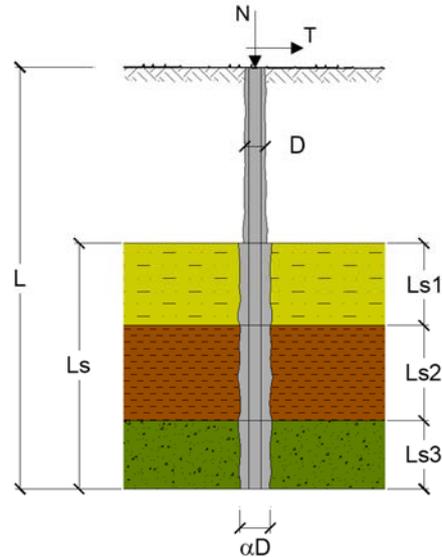
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Vado Ligure 2 - IN04

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	203,70	0,00	203,70
T (kN)	29,40	0,00	29,40



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
S1U	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88			1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista			1,00	1,00	1,15	1,25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,25 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 10,00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 **ø168,3 x 10,0**

ø168,3 x 10,0

Area dell'armatura (A _{arm}):	4973	(mm ²)	10000
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	1,564E+07	(mm ⁴)	1,000E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	185.857	(mm ³)	2000000



PROGETTO DEFINITIVO

**ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE**

IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	65 DI 71

Tipo di acciaio S 275 (Fe 430)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y):	275	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1,05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	262	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}):	210.000	(N/mm ²)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot l_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l_{s_i} (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
R	2,00	1,60	0,40	0,040	0,040	0,020	51,42
2	6,00	1,60	0,40	0,040	0,040	0,020	154,27
3	7,00	1,60	0,40	0,070	0,070	0,036	314,96

$$Ls = 15,00 \quad (m) \quad Ql = 520,65 \quad (kN)$$

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot Ql$$

(consigliato 10-15%)

$$\% Punta \quad 10\% \quad Qp = 52,07 \quad (kN)$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Qlim = 572,72 \quad (kN)$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$$Fs = 2,81$$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k^2 D_{arm}$): $3,37 \quad (N/mm^2)$

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (consigliato \eta > 10)$$

$$Pk = 6649,87 \quad (MN)$$

$$\eta = 32,65$$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 0,785 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 18,72 \quad (kN m)$$

**PROGETTO DEFINITIVO****ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO****LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE****IN04 – OPERE DI SCAVALCO****RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	66 DI 71

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 275 (Fe 430)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 141,66 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = -59,74 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 11,82 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0,5}$$

$$\sigma_{id} = 143,13 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Le verifiche a capacità portante verticale del micropalo risultano soddisfatte.

12.2 Verifiche della capacità portante orizzontale del palo

La verifica a capacità portante orizzontale del micropalo considera un terreno composto prevalentemente da limo argilloso / sabbia limosa, come specificato nella relazione geotecnica.

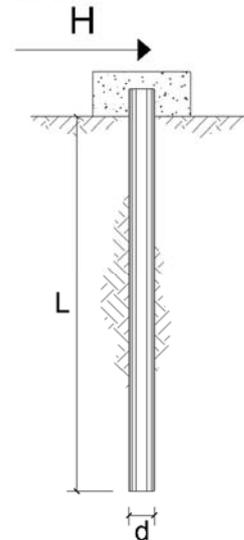
CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: Vado Figure 2 - INO4

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi'}$	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	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			●	1,00	1,15	1,25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\gamma_{\phi'}$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
γ_T	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:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	10,00	(m)	
Diametro del palo	d =	0,25	(m)	
Momento di plasticizzazione della sezione	M_y =	70,89	(kN m)	
Angolo di attrito del terreno	ϕ'_{med} =	30,00	(°)	ϕ'_{min} = 30,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d}$ =	26,66	(°)	$\phi'_{min,d}$ = 26,66 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\phi')(1-\sin\phi')$)	$k_{p,med}$ =	2,63	(-)	$k_{p,min}$ = 2,63 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	18,00	(kN/m ³)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	0	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	29,4	(kN)	



PROGETTO DEFINITIVO
ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE
IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	68 DI 71

Palo corto:

$$H1_{med} = 1773,64 \quad (\text{kN})$$

$$H1_{min} = 1773,64 \quad (\text{kN})$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 598,30 \quad (\text{kN})$$

$$H2_{min} = 598,30 \quad (\text{kN})$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 92,94 \quad (\text{kN})$$

$$H3_{min} = 92,94 \quad (\text{kN})$$

$$H_{med} = 92,94 \quad (\text{kN})$$

palo lungo

$$H_{min} = 92,94 \quad (\text{kN})$$

palo lungo

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 54,67 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 43,74 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 29,40 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1,49$$

Le verifiche a capacità portante orizzontale del micropalo risultano soddisfatte.



PROGETTO DEFINITIVO
ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO
LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE
IN04 – OPERE DI SCAVALCO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	69 DI 71

12.3 Calcolo del cedimento del micropalo

Il cedimento del micropalo è ricavato tramite la formula di Poulos e Davis:

$$\delta = (\beta \cdot P_{\max}) / (E \cdot L_u)$$

in cui

$$\beta = 0.5 + \text{Log}(L_u / D);$$

P_{\max} = carico massimo a cui è sottoposto il palo;

E = modulo di deformazione del materiale in cui è ammorsato il micropalo;

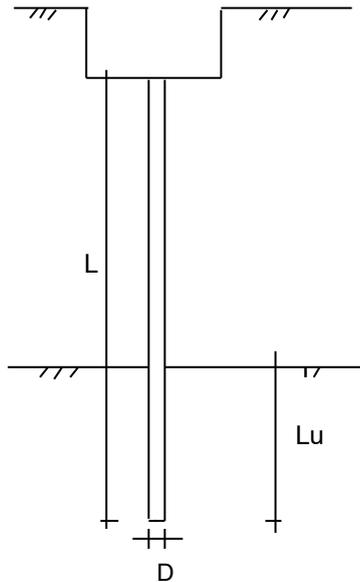
L_u = lunghezza utile

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Vado Ligure 2 - IN04

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0,25	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	203,70	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	10,00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	4,00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	25000	(kN/m ²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): \quad 1,70 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u \quad \mathbf{3,47 \quad (mm)}$$

	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO</p> <p>LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE</p> <p>IN04 – OPERE DI SCAVALCO</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IV0H</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>IN0400 001</td> <td>A</td> <td>70 DI 71</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	70 DI 71
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	70 DI 71								

13 RIEPILOGO ARMATURE ED INCIDENZE

Si riporta di seguito il riepilogo delle armature ed il calcolo dell'incidenza per i singoli elementi strutturali dove, congruente a quanto riportato in Eurocodice (UNI EN 1992-1-1), si è prevista un'armatura secondaria in quantità non inferiori al 20% dell'armatura principale.

Nel calcolo è stata considerata un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature, spille e sovrapposizioni.

13.1 Riepilogo armature

Trave parete appoggio

- Armatura superiore $\Phi 20/30$ cm
- Armatura inferiore $3 \times \Phi 28/10$ cm;
- Armatura secondaria $\Phi 20/30$ cm;
- Armature trasversale $\Phi 10$ con 2 bracci ogni 20 cm.

Trave parete campata

- Armatura superiore $\Phi 20/30$ cm
- Armatura inferiore $\Phi 28/10$ cm;
- Armatura secondaria $\Phi 20/30$ cm;
- Armature trasversale $\Phi 10$ con 2 bracci ogni 10 cm.

Spalla/Fondazione

- Armatura superiore e inferiore principale $\Phi 20/20$ cm;
- Armatura correnti $\Phi 12/30$ cm;
- Spilli $\Phi 12/30$ cm;
- Cavallotti $\Phi 12/m^2$.

13.2 Riassunto incidenze

Si riportano le incidenze afferenti ai singoli elementi in calcestruzzo:

Trave parete: 105 kg/m^3

Soletta inferiore: 40 kg/m^3

	<p>PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE – 2^FASE IN04 – OPERE DI SCAVALCO</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IV0H</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>IN0400 001</td> <td>A</td> <td>71 DI 71</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	71 DI 71
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IV0H	02	D 26 CL	IN0400 001	A	71 DI 71								

14 CONCLUSIONI

In virtù di quanto sopra descritto, con particolare riferimento:

- alle caratteristiche geometriche della struttura in oggetto;
- alla tipologia di vincoli esterni;
- alle caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati;
- alle caratteristiche del terreno di fondazione;
- al modello di calcolo;
- ai carichi agenti;

si conclude che la struttura in oggetto della presente relazione è conforme ai criteri di progettazione e di resistenza indicati dalla normativa vigente.