

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP J84C19000370009

U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA A.V. /A.C. MILANO - VERONA

NODO DI BRESCIA

POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA

NUOVE VIABILITA'

NV03 - Viabilità VVFF

Relazione di calcolo della vasca di riserva idrica per l'antincendio

SCALA:

-

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

I N 1 M 1 1 D 2 6 C L I D 0 0 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva		Gennaio 2022	N.Carella <i>N.Carella</i>	Gennaio 2022	L.Barchi <i>LB</i>	Gennaio 2022	A.Perego Gennaio 2022

File: IN1M11D26CLID0000001A.DOCX

n. Elab.: 1

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	NORME E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	5
	2.1 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	5
	2.2 DOCUMENTI PROGETTO FTE II FASE	5
	2.3 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO PD.....	5
3	MATERIALI E PRESCRIZIONI RELATIVE.....	7
	3.1 Calcestruzzo magrone.....	7
	3.2 Conglomerato classe di resistenza C25/30 – Rck 30MPa	7
	3.3 Acciaio B450C.....	7
	3.4 Acciaio da carpenteria metallica S355	7
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	8
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	11
6	ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI.....	13
	6.1 Carichi permanenti strutturali.....	13
	6.1.1 Pesi propri strutturali.....	13
	6.1.2 Spinte del terreno in fase statica	13
	6.2 Carichi permanenti non strutturali	14
	6.2.1 Incremento di spinta del terreno dovuto al sovraccarico permanente non strutturale 14	
	6.2.2 Spinta dell'acqua di accumulo	15
	6.3 Carichi Accidentali	15
	6.3.1 Mezzi di lavoro	15
	6.3.2 Carico da neve.....	15

6.4	Spinta statica dell'acqua - falda.....	15
6.5	Sovrappinta sismica	15
7	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA.....	16
7.1	Programmi per l'analisi automatica	16
7.1.1	Analisi Geotecnica	16
7.2	Modello di calcolo PARATIE-PLUS.....	17
7.3	Modello agli elementi finiti (FEM)	17
7.3.1	Convenzione dei segni	18
7.4	Condizioni di carico	18
7.4.1	Combinazioni di carico	20
7.5	Pressoflessione sezioni in c.a.....	22
7.6	Taglio sezioni in c.a	22
7.7	Flessione nelle sezioni in acciaio	24
7.8	Taglio nelle sezioni in acciaio	24
8	PALANCOLA PROVVISORIALE.....	26
8.1	Introduzione	26
8.2	Caratteristiche delle sollecitazioni	28
8.3	Verifiche agli Stati Limite Ultimi S.L.U.....	30
8.3.1	Palancole AZ-18.....	30
8.3.2	Puntoni provvisori	32
8.3.3	Travi di ripartizione.....	33
8.4	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio S.L.E.	34
9	VERIFICHE STRUTTURALI	35
9.1	Diagrammi delle sollecitazioni e verifiche	Errore. Il segnalibro non è definito.

1 PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica Generale è parte del Progetto Definitivo del Potenziamento Infrastrutturale dello Scalo di Brescia.

In particolare, la presente relazione di calcolo ha come oggetto le verifiche strutturali e geotecniche relative alla ‘Vasca per la riserva idrica per l’antincendio’ (vedi Figura 1.1).

Nel seguito si analizzano le azioni agenti sulle strutture e si determinano le massime sollecitazioni per le verifiche.

Le analisi sono state eseguite nel rispetto delle prescrizioni riportate nel 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.

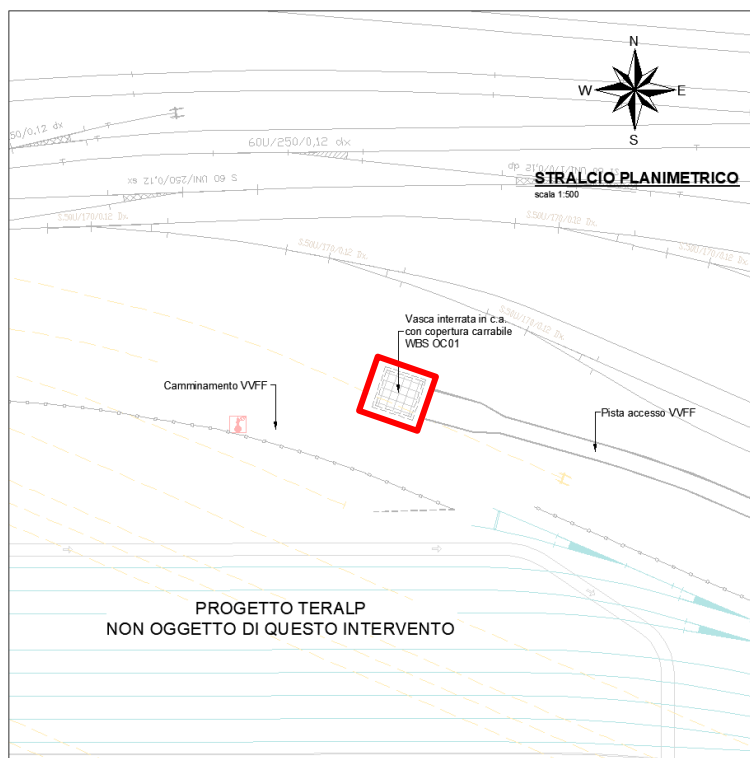



Figura 1.1 - Stralcio planimetrico

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo paratia di micropali	COMMESSA IN1M	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	PAGINE 5 di 39

2 NORME E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

2.1 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- DM 17/01/2018 – «Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”».
- Circolare del 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.
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009. n.617 Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- 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”;
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 E del 2020: “Manuale di Progettazione delle Opere Civili, Parte II, Sezione 2 – Ponti e strutture”;
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 del 2020: “Manuale di Progettazione delle Opere Civili, Parte II, Sezione 3 – Corpo stradale”;
- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica;
- Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

2.2 DOCUMENTI PROGETTO FTE II FASE

- ITALFERR – PFTE: “Linea AV/AC Milano-Brescia. Potenziamento infrastrutturale dello scalo di Brescia”. Relazione Geotecnica Generale (IN0Y10F10GEGE0006001A).
- ITALFERR – PFTE: “Linea AV/AC Milano-Brescia. Potenziamento infrastrutturale dello scalo di Brescia”. Carta geologica e Profili Geologici (IN0Y00F69G5GE0001001A - IN0Y00F69FZGE0001001A - IN0Y00F69FZGE0001002A).

2.3 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO PD

- ITALFERR – PD: “Linea AV/AC Milano-Brescia. Potenziamento infrastrutturale dello scalo di Brescia”. Relazione Indagini Pregresse (IN1M10D69RHGE0001001A).
- ITALFERR – PD: “Linea AV/AC Milano-Brescia. Potenziamento infrastrutturale dello scalo di Brescia”. Relazione Esiti Indagini in Situ (IN1M10D69SGGE0001001A).
- ITALFERR – PD: “Linea AV/AC Milano-Brescia. Potenziamento infrastrutturale dello scalo di Brescia”. Relazione Esiti Indagini Geofisiche (IN1M10D69IGGE0001001A);
- ITALFERR – PD: “Linea AV/AC Milano-Brescia. Potenziamento infrastrutturale dello scalo di Brescia”. Relazione geotecnica generale (IN1M10D26GEGE0005001A)

- ITAFERR – PD: “Linea AV/AC Milano-Brescia. Potenziamento infrastrutturale dello scalo di Brescia”. Profilo Geotecnico – Asta 350m (IN1M10D26F6GE0005001A).
- ITAFERR – “Linea AV/AC Milano-Brescia. Potenziamento infrastrutturale dello scalo di Brescia”. Profilo Geotecnico – Asta 750m (IN1M10D26F6GE0005002A).

3 MATERIALI E PRESCRIZIONI RELATIVE

3.1 Calcestruzzo magrone

Conglomerato classe di resistenza	C12/15 – Rck 15 MPa
Resistenza caratteristica cubica:	Rck = 15 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	fck = 12 MPa
Classe di esposizione:	X0
Classe di consistenza slump:	S3

3.2 Conglomerato classe di resistenza C25/30 – Rck 30MPa

Classe di resistenza (UNI EN 206-2016)	C25/30 – Rck 30 MPa
Resistenza caratteristica cubica:	Rck = 30 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	fck = 25 MPa
Dimensione max aggregati	32 mm
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4-S5

3.3 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa};$
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$
In cui $\gamma_m = 1.15$	$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa};$
Modulo Elastico	$E_s = 210'000 \text{ MPa}.$

3.4 Acciaio da carpenteria metallica S275

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 275 \text{ MPa};$
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$
In cui $\gamma_m = 1.05$	$f_{yd} = 275 / 1.15 = 308.7 \text{ MPa};$
Modulo Elastico	$E_s = 210'000 \text{ MPa}.$

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per ricostruire il modello geotecnico del sottosuolo si è fatto riferimento ai risultati delle indagini sui terreni eseguite nell'ambito di quattro campagne di indagini. Le prime tre sono completate negli anni 2012, 2018, 2019; la campagna più recente è stata ultimata nel 2021.

Nella Figura 4.1 è riportato stralcio planimetrico dell'area di interesse con l'ubicazione delle diverse indagini.

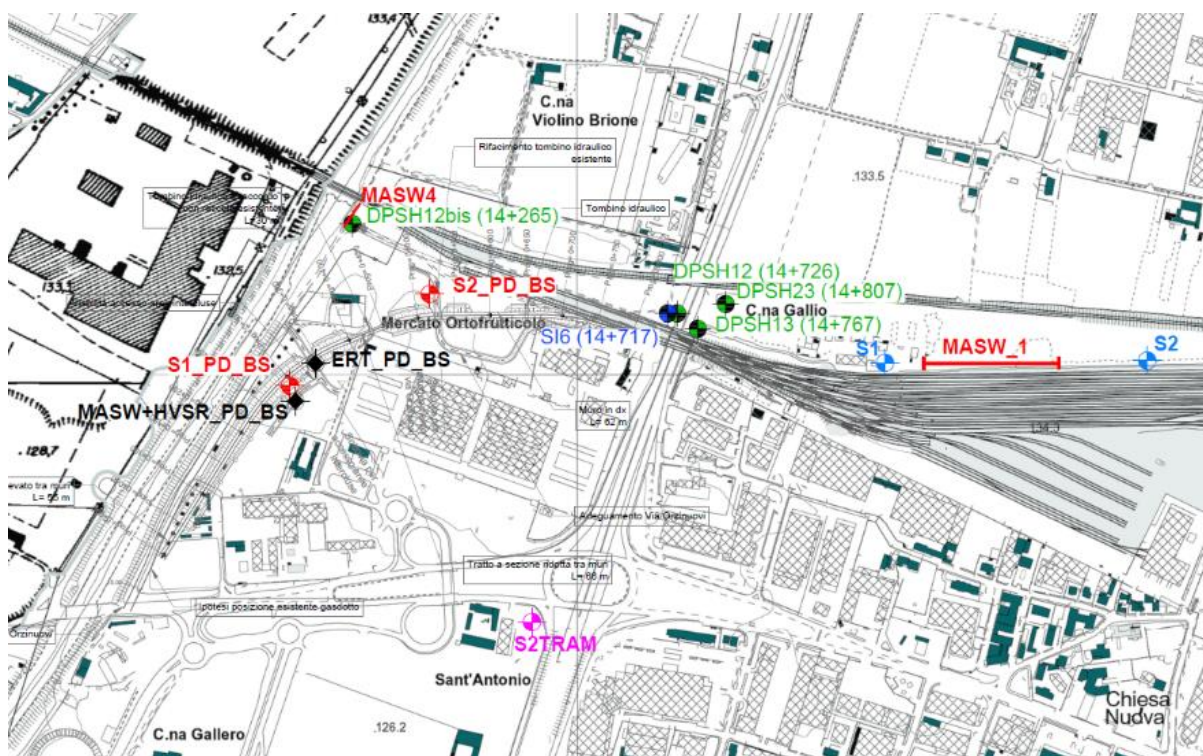


Figura 4.1 - Ubicazione indagini eseguite nelle campagne di indagini dal 2012 al 2021.

Sintetizzando ed ordinando queste informazioni è stato possibile tracciare uno schema stratigrafico del sottosuolo, nel quale gli orizzonti dei diversi terreni sono distinti in accordo con la classificazione geotecnica. Si rimanda all'elaborato "IN1M10D26GEGE0005001A – Relazione geotecnica generale" per un approfondimento della tematica.

Ai fini dell'analisi di interazione tra i terreni e l'opera di sostegno la risposta meccanica del terreno è descritta mediante molle elasto-plastiche. La condizione limite è raggiunta allorché si mobilitano la spinta attiva o la spinta passiva (estremi inferiore e superiore). Per simulare il comportamento non lineare dei terreni reali, caratterizzato da una marcata non linearità ed in particolare da una differente risposta nella condizione di primo carico, o carico vergine, rispetto alla condizione di scarico e ricarico, si definiscono valori diversi delle costanti elastiche. In particolare si adottano valori di rigidezza diversi nella condizione di primo carico o carico vergine rispetto alla condizione di scarico e ricarico, rispettivamente E_{CV} ed E_{UR} .

Per il progetto in esame la stratigrafia di calcolo è sintetizzata nella seguente tabella.

Terreni	z	γ	φ' (k)	c' (k)	E_{cv}	E_{ur}
	[m dal p.c.]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]
Terreno di riporto	0.0 – 2.0	19	30	0	33	42
Ghiaia e sabbia	2.0 –	19	37	0	59	74

Tabella 1 - Parametri geotecnici di calcolo per le opere in esame.

Per il rinterro sono stati assunti i seguenti parametri:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.
- $\varphi' = 30^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$

L'altezza di falda assunta in progetto, riportata nei profili geotecnici, è impostata a 118 m.s.l.m. e pertanto ad una profondità di circa 14 m da piano campagna.

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo paratia di micropali	COMMESSA IN1M	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	PAGINE 10 di 39

5 PROCEDIMENTO COSTRUTTIVO

Ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali che costituiscono la fondazione, le pareti e la soletta di copertura della vasca, è stato ipotizzato il processo costruttivo descritto di seguito.

La definizione del procedimento costruttivo è parte integrante del processo di progettazione; infatti è necessaria ai fini della determinazione delle azioni esercitate dal terreno sulla struttura, ai fini della ricostruzione del modello geotecnico del sottosuolo ed anche ai fini delle analisi e verifiche geotecniche di progetto. In merito è utile richiamare le prescrizioni di normativa vigente sull'argomento DM 2018, § 6.2.2 *“Ai fini dell’analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici”*.

Nel caso in esame, tenuto conto che la vasca ha forma in pianta quadrata con lati aventi lunghezza pari a 8.50m, con profondità massima del piano di posa pari a 5.30 m circa rispetto al piano campagna circostante, è stata ipotizzato la seguente successioni di fasi costruttive:

- Installazione cantiere opere di sostegno provvisori;
- Infissione palancole metalliche AZ18 di lunghezza 10.0 m;
- Realizzazione di prescavo all’interno delle palancole di profondità 1.0-2.0 m
- Installazione puntoni d’angolo;
- Approfondimento dello scavo sino alla quota di posa del magrone;
- Getto del magrone di pulitura e livellamento contro le palancole, a contrasto con queste opere;
- Realizzazione della platea di fondazione; lungo i bordi si lasceranno le armature di attesa per collegamento con quelle delle pareti;
- Costruzione delle pareti della vasca;
- Rimozione dei puntoni ad angolo;
- Getto della soletta di copertura;
- Recupero delle palancole;
- Ritombamento delle pareti della vasca con il materiale estratto dallo scavo, compattato adeguatamente.

Si fa osservare che il procedimento costruttivo descritto in precedenza rappresenta una valida alternativa rispetto allo sbancamento sino al piano di posa della vasca.

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 Gennaio 2018 e relativa circolare applicativa. Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (V_N), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (C_U). Per le opere in oggetto si considera una vita nominale: $V_N = 50$ anni. Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe IV a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_U = 2.0$.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 50 \times 2.0 = 100$ anni.

In funzione dello stato limite rispetto al quale viene verificata l'opera si definisce una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento. Per il progetto delle opere in esame si farà essenzialmente riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), a cui è associata una P_{VR} pari al 10% [NTC 2018 – Tabella 3.2.I]. Nota la probabilità di superamento nel periodo di riferimento è possibile valutare il periodo di ritorno T_R , come previsto nell'allegato A alle norme tecniche per le costruzioni, secondo la seguente espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.10)} = 949 \text{ anni}$$

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k , dipendente dall'accelerazione massima al sito a_g in condizioni rocciose e topografia orizzontale; tale parametro è uno dei tre indicatori che caratterizza la pericolosità sismica del sito ed è tanto più alto tanto più è ampio il periodo di ritorno al quale si riferisce.

Nello specifico, la Normativa attribuisce al generico sito una pericolosità sismica mediante la definizione dei seguenti tre parametri:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* è il valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per quanto concerne la categoria di sottosuolo, i risultati delle prove MASW richiamate forniscono valori di $V_{s,30}$ sempre riferibili alla **Categoria di sottosuolo C** (MASW1: $V_{s30}=324$ m/s; MASW4: $V_{s30}=304$ m/s; MASW5: $V_{s30}=300$ m/s; MASW_PD-BS: $V_{s30}=326$ m/s) , per cui si farà nel seguito riferimento a tale categoria suggerendo comunque approfondimenti per la fasi progettuali successive.

Ulteriore parametro utile alla definizione della risposta sismica locale, è come detto, la categoria topografica, da individuare nell'ambito della classificazione di cui alla Tab 3.2.V della normativa vigente di seguito riportata per completezza:

Tab. 3.2.V - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Per il caso in esame, si può ritenere di riferimento la Categoria **T1**.

Sulla base delle indicazioni delle N.T.C. 2018 si assumono i seguenti valori per determinare l'azione sismica di riferimento nel comune di Brescia interessato dall'opera:

- vita nominale: $V_N = 50$ anni (costruzioni con livelli di prestazione ordinari)
- coefficiente d'uso: $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento: $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni:
- stato limite ultimo di salvaguardia della vita, SLV
- probabilità di superamento associata allo stato limite SLV: $P_{VR} = 10\%$
- periodo di ritorno: $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = 949$ anni
- categoria di sottosuolo: C
- categoria topografica: T1

Stato Limite	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (m/s ²)
SLO	60	0.059	1.500	0.867
SLD	101	0.076	1.500	1.121
SLV	949	0.187	1.42	2.609
SLC	1950	0.240	1.35	3.173

Tabella 2 – Riepilogo dei parametri di pericolosità sismica.

 ITOLFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo paratia di micropali	COMMESSA IN1M	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	PAGINE 13 di 39

7 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

Nel presente paragrafo si descrivono i criteri di valutazione delle azioni sollecitanti le opere di sostegno e relative combinazioni di calcolo adottate.

7.1 Carichi permanenti strutturali

7.1.1 Pesi propri strutturali

I pesi propri relativi alla struttura sono valutati tenendo conto dei pesi dell'unità di volume specifici γ come di seguito definiti:

- Calcestruzzo strutturale: $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$
- Pavimentazione: $0.4\text{m} \times 22 \text{ kN/m}^3 = 8.8 \text{ kN/m}^2$

7.1.2 Spinte del terreno in fase statica

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo PARATIE, la spinta del terreno viene determinata analizzando l'interazione statica tra terreno e struttura deformabile, a partire da uno stato di spinta a riposo del tel terreno. I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due classi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p . Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{\text{NC}} \cdot (\text{OCR})^m$$

Dove:

$$K_0^{\text{NC}} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($\text{OCR}=1$). OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono ricavati mediante le seguenti relazioni, secondo la teoria di Rankine (ipotesi di contatto liscio):

$$K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Per tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno il software PARATIE impiega per K_a e K_p la formulazione rispettivamente di Coulomb e Lancellotta.

Formulazione di Coulomb per k_a

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

dove:

- ϕ' è l'angolo di attrito del terreno;
- β è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale;
- δ è l'angolo di attrito paratia-terreno;
- i è l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale.

Il valore limite della tensione orizzontale sarà pari a:

$$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$$

$$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p}$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente. c' è la coesione drenata del terreno.

Formulazione di Lancellotta per k_p

$$K_p = \left[\frac{\cos \delta}{1 - \sin \phi'} (\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \delta}) \right] e^{2\theta \tan \phi'}$$


dove:

$$2\theta = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi'} \right) + \delta$$

7.2 Carichi permanenti non strutturali

7.2.1 Incremento di spinta del terreno dovuto al sovraccarico permanente non strutturale

Anche l'incremento di spinta del terreno sulle pareti verticali dell'opera in esame è stato ricavato applicando il coefficiente di spinta a riposo k_0 .

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo paratia di micropali	COMMESSA IN1M	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	PAGINE 15 di 39

7.2.2 Spinta dell'acqua di accumulo

La spinta dell'acqua sulle pareti verticali della vasca di pompaggio è calcolata con riferimento ad una distribuzione idrostatica delle pressioni interstiziali. Si considera l'acqua all'interno della vasca sempre presente.

7.3 Carichi Accidentali

7.3.1 Mezzi di lavoro

La presenza dei mezzi di lavoro in fase di costruzione dell'opera e dei veicoli che transiteranno per attingere acqua dalla vasca è stata simulata mediante l'applicazione di un sovraccarico accidentale pari a 10 kN/m².

7.3.2 Carico da neve

Il carico provocato dalla neve è stato calcolato mediante la formula 3.3.7 del Capitolo 3.4.1 - Azioni della neve (NTC18). Nel caso in esame μ_i è il coefficiente di forma della copertura pari a 0.8 essendo pari a 0 l'angolo α formato dalla falda con la direzione orizzontale (§3.4.5.1); C_E è il coefficiente di esposizione, pari a 1 per classe di topografia normale (§3.4.3); C_t è il coefficiente termico assunto pari a 1; q_{sk} è il valore caratteristico della neve al suolo, poiché il sito appartiene alla zona I (§3.4.2) e presenta un'altitudine minore di 200 m, q_{sk} è pari a 1.50 kN/m²

In definitiva si ottiene un valore del carico neve: $q_s = 1.2$ kN/m²

7.4 Spinta statica dell'acqua di falda

In considerazione della profondità della falda, tenuto conto della profondità della vasca, non si considerano spinte dell'acqua di falda.

7.5 Sovrappinta sismica

Le spinte delle terre, sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere quindi calcolato attraverso la nota formulazione di Wood (1973) come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g/g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Con h_{tot} = altezza dell'opera.

Questa spinta è applicata come una distribuzione uniforme lungo l'altezza h_{tot} .

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo paratia di micropali	COMMESSA IN1M	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	PAGINE 16 di 39

8 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA

Nel seguito si richiamano le principali caratteristiche degli strumenti di calcolo utilizzati per le verifiche geotecniche delle opere in esame unitamente ai necessari richiami inerenti la progettazione e la verifica delle opere strutturali e geotecniche tratti dalla normativa di riferimento.

8.1 Programmi per l'analisi automatica

8.1.1 Analisi Geotecnica

Per l'analisi dell'interazione tra il terreno e l'opera di sostegno è stato utilizzato il codice di calcolo PARATIE PLUS. Nell'ipotesi di stato piano di deformazione e sottosuolo stratificato orizzontalmente, il calcolo si sviluppa mediante un procedimento iterativo, a partire dalla condizione di sforzo a riposo. Con tale procedimento si ricerca la condizione di equilibrio del complesso terreno-struttura per effetto del progressivo approfondimento dello scavo sino alla quota di progetto. La risposta dell'opera di sostegno è modellata tenendo conto del progressivo accumulo delle deformazioni nella struttura e nel terreno e della contestuale variazione dello stato di sforzo orizzontale al contatto tra i due mezzi. Per ciascuna fase di calcolo, definita da una geometria di scavo o da una distribuzione di azioni esterne sulla struttura, quale, ad esempio, la forza di tesatura di un tirante, l'opera di contenimento deve rimanere in equilibrio sotto le azioni applicate e le spinte del terreno a tergo, sfruttando la resistenza dei materiali dal lato di valle. Muovendo dalla condizione di riposo, si tiene conto del progressivo incremento degli spostamenti per effetto dello scavo, sino al raggiungimento di una situazione limite, minima o massima; a queste corrisponde, rispettivamente, la mobilitazione della spinta attiva e della spinta passiva. Nella ricerca della condizione di equilibrio fra spinte lato monte ed azioni resistenti a valle, si tiene conto della loro dipendenza dall'entità degli spostamenti, che sono funzione della rigidità relativa fra l'opera ed i terreni. Ai fini della determinazione degli spostamenti orizzontali della struttura di sostegno, e quindi delle spinte, la risposta meccanica del terreno è modellata utilizzando il noto schema con molle elasto-plastiche, implementato rispetto all'originaria impostazione proposta da Winkler. La condizione di plasticizzazione si definisce allorché si attinge uno stato limite, minimo o massimo. La costante elastica delle molle, variabile in dipendenza delle caratteristiche meccaniche dei terreni interessati dall'opera, può essere definita a priori dall'utente ovvero determinata nell'ambito della procedura di calcolo automatico sulla base di un valore del modulo di elasticità longitudinale. Per simulare il comportamento reale dei terreni, caratterizzato da una marcata non linearità ed in particolare da una differente risposta nella condizione di primo carico o carico vergine rispetto alla condizione di scarico e ricarico, si definiscono valori diversi delle costanti elastiche delle molle; in pratica si adottano due valori dei moduli di elasticità longitudinale, per distinguere la risposta in fase di primo carico (E_{CV}) da quella in fase di scarico (E_{UR}). L'opera di sostegno è assimilata ad una trave equivalente inflessa, avente sezione trasversale orizzontale di forma rettangolare. La dimensione trasversale di questa trave si determina uguagliando l'inerzia della struttura reale a quella della trave fittizia, tenendo conto,

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo paratia di micropali	COMMESSA IN1M	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	PAGINE 17 di 39

eventualmente, della maggior rigidezza di elementi metallici mediante semplici procedimenti di omogeneizzazione.

8.2 Modello di calcolo PARATIE-PLUS

I calcoli sono sviluppati con riferimento a schemi bidimensionali, nell'ipotesi di stato piano di deformazione. Pertanto si prende in esame una striscia di parete avente larghezza unitaria. La realizzazione dello scavo sostenuto dalla paratia è seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale; a ciascun passo o fase di carico corrisponde una configurazione geometrica caratterizzata da una profondità di scavo, da un insieme di puntoni e tiranti applicati e da una specifica distribuzione di carichi applicati.

8.3 Modello agli elementi finiti (FEM)

La struttura è risolta mediante metodo di calcolo automatico attraverso l'impiego del software Sap2000 v19.

La struttura è rappresentata da un modello tridimensionale, in cui si sono considerati tutti gli elementi strutturali opportunamente modellati. Il comportamento dell'intera struttura è stata modellata con degli elementi bidimensionali tipo *shell*.

Poiché l'opera è interrata, sono state applicate, per tenere conto dell'interazione terreno-struttura delle molle elastiche, orizzontali e verticali.

I valori di rigidezza delle molle elastiche orizzontali sono di seguito riportati.

z	stratigrafia	k_h
[m]	[-]	[kN/m ³]
0.0	TR	0
0.5	TR	12250
1.0	TR	24500
1.5	TR	37250
2.0	TR	49500
2.5	G	186750
3.0	G	223500
3.5	G	261750
4.0	G	298500
4.4	G	331000
4.8	G	363500
5.3	G	396000

La rigidezza delle molle verticali è stata calcolata mediante relazione:

$$k_v = \frac{M}{B}$$

Da cui risulta a $k_v \cong 22000 \text{ kN/m}^3$.

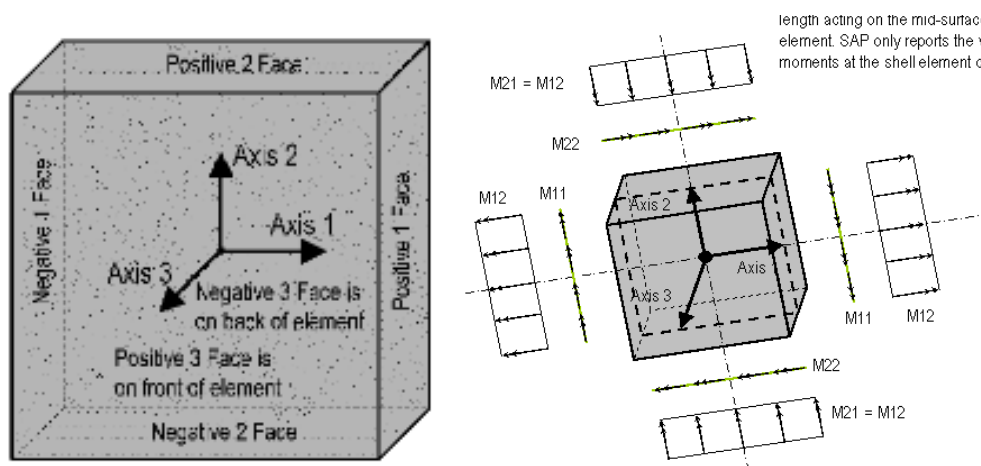
La rigidezza delle molle orizzontali è stata calcolata mediante la seguente relazione:

$$k_h = n_h \cdot z/d$$

Con $n_h = 2.5 - n_h = 7.5$ rispettivamente per i terreni di riporto e per i terreni sottostanti.

8.3.1 Convenzione dei segni

La figura sottostante rappresenta le convenzioni adottate per le sollecitazioni sugli elementi piastra:



8.4 Condizioni di carico

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite ultimi, definite al punto 2.5.3 del D.M. 17 gennaio 2018, sono espresse complessivamente dalle seguenti relazioni:

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

comb. fondamentale

$$E + \sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{j>1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

comb. sismica

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- E è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- γ_G, γ_P e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;
- Ψ_0, Ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti $\Psi_0, \gamma_G, \gamma_P$ e γ_Q sono riportati di seguito:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 3 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata			Carichi su marciapiedi e piste ciclabili		
	Carichi verticali		Folla (Schema di carico 5)	Carichi orizzontali		
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali		Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carichi verticali
1	Valore caratteristico					Carico uniformemente distribuito
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 4 - Gruppi di carico da traffico per le combinazioni di carico

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_s	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
Esecuzione		0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 5 - Coefficienti Ψ_0 , Ψ_1 , Ψ_2 per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali Verifiche agli Stati Limite Ultimi S.L.U.

8.4.1 Combinazioni di carico

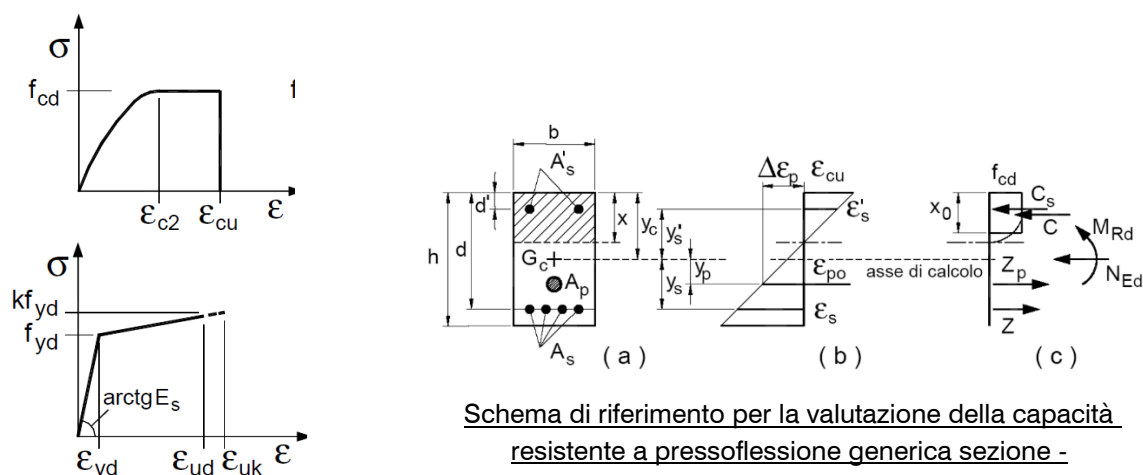
Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLU sono le seguenti:

ComboName	CaseName	ScaleFactor
SLU_1	DEAD	1.3
SLU_1	Spinta terreno G1	1.3
SLU_1	Spinta terreno G2	1.5
SLU_1	Pavimentazione G2	0.8
SLU_1	Pressione acqua G2	0.8
SLU_1	Carico da neve Q	0.5
SLU_1	Mezzi di lavoro Q	0
SLU_1	Wood Ex	0
SLU_1	Wood Ey	0
SLU_2	DEAD	1.3
SLU_2	Spinta terreno G1	1.3
SLU_2	Spinta terreno G2	1.5
SLU_2	Pavimentazione G2	0.8
SLU_2	Pressione acqua G2	0.8
SLU_2	Carico da neve Q	0
SLU_2	Mezzi di lavoro Q	0.7
SLU_2	Wood Ex	0
SLU_2	Wood Ey	0
SLU_3	DEAD	1.3
SLU_3	Spinta terreno G1	1.3
SLU_3	Spinta terreno G2	0.8
SLU_3	Pavimentazione G2	1.5
SLU_3	Pressione acqua G2	0.8
SLU_3	Carico da neve Q	0.5

SLU_3	Mezzi di lavoro Q	0
SLU_3	Wood Ex	0
SLU_3	Wood Ey	0
SLU_4	DEAD	1.3
SLU_4	Spinta terreno G1	1.3
SLU_4	Spinta terreno G2	0.8
SLU_4	Pavimentazione G2	1.5
SLU_4	Pressione acqua G2	0.8
SLU_4	Carico da neve Q	0
SLU_4	Mezzi di lavoro Q	0.7
SLU_4	Wood Ex	0
SLU_4	Wood Ey	0
SLU_5	DEAD	1.3
SLU_5	Spinta terreno G1	1.3
SLU_5	Spinta terreno G2	0.8
SLU_5	Pavimentazione G2	0.8
SLU_5	Pressione acqua G2	1.5
SLU_5	Carico da neve Q	0.5
SLU_5	Mezzi di lavoro Q	0
SLU_5	Wood Ex	0
SLU_5	Wood Ey	0
SLU_6	DEAD	1.3
SLU_6	Spinta terreno G1	1.3
SLU_6	Spinta terreno G2	0.8
SLU_6	Pavimentazione G2	0.8
SLU_6	Pressione acqua G2	1.5
SLU_6	Carico da neve Q	0
SLU_6	Mezzi di lavoro Q	0.7
SLU_6	Wood Ex	0
SLU_6	Wood Ey	0
SLVx	DEAD	1
SLVx	Spinta terreno G1	1
SLVx	Spinta terreno G2	1
SLVx	Pavimentazione G2	1
SLVx	Pressione acqua G2	1
SLVx	Carico da neve Q	0
SLVx	Mezzi di lavoro Q	0
SLVx	Wood Ex	1
SLVx	Wood Ey	1
SLVy	DEAD	1
SLVy	Spinta terreno G1	1
SLVy	Spinta terreno G2	1
SLVy	Pavimentazione G2	1
SLVy	Pressione acqua G2	1
SLVy	Carico da neve Q	0
SLVy	Mezzi di lavoro Q	0
SLVy	Wood Ex	1
SLVy	Wood Ey	1

8.5 Pressoflessione sezioni in c.a.

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione in c.a., viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.3.4.2 del DM 18, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed
Acciaio

La verifica consiste nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

Dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

8.6 Taglio sezioni in c.a

La resistenza a taglio V_{Rd} degli elementi strutturali in c.a., può essere valutata secondo le formulazioni fornite al § 4.1.2.3.5 del DM 17.01.18, riferite sia al caso di "elementi privi di armatura a taglio" sia al caso di "elementi armati a taglio". Per il caso di una membratura priva di armatura specifica, risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d -$$

In cui:

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;

- $\rho_1 = A_{sw} / (b_w \cdot d)$;
- d = altezza utile per i piedritti soletta superiore e inferiore;
- b_w = larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} , che assumono nell'ordine le seguenti espressioni:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \vartheta)}{(1 + \cot^2 \vartheta)}$$

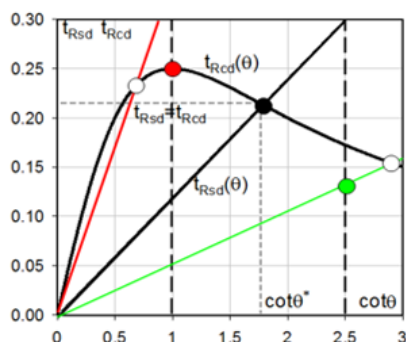
Essendo: $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.3.5.2 del DM 17.01.18 considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ.$$

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$



- Se la $\cot \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd} (= V_{Rcd} = V_{Rsd})$
- Se la $\cot \theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd} (= V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio supportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot \theta = 2,5$.
- Se la $\cot \theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e taglio resistente $V_{Rd} (= V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio supportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot \theta = 1,0$.

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

Dove:

- $v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$;

- f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;
- f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima;
- ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

- α_c = coefficiente maggiorativo pari a:
 - 1 per membrature non compresse;
 - $1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd}$;
 - 1.25 per $0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd}$;
 - $2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$ per $0.5 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$;

8.7 Flessione nelle sezioni in acciaio

La verifica a flessione per le sezioni in acciaio quali micropali e travi di ripartizione deve essere eseguita nel rispetto del paragrafo 4.2.4.1.2.3 delle NTC 2018.

Il momento flettente di progetto M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

In cui:

- W_{pl} è il modulo di resistenza plastico della sezione;
- f_{yk} è la resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio scelto;
- γ_{M0} è un coefficiente pari a 1.05.

8.8 Taglio nelle sezioni in acciaio

La verifica a taglio per le sezioni in acciaio quali micropali e travi di ripartizione deve essere eseguita nel rispetto del paragrafo 4.2.4.1.2.4 delle NTC 2018.

Il valore di progetto dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

Dove la resistenza a taglio di progetto $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

In cui:

- f_{yk} è la resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio scelto;
- γ_{M0} è un coefficiente pari a 1.05;

- A_v per le sezioni circolari cave vale:

$$A_v = \frac{2A_v}{\pi}$$

	LINEA A.V./A.C.MILANO–VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo paratia di micropali	COMMESSA IN1M	LOTTO 10	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000001	REV. A	PAGINE 26 di 39

9 OPERE PROVVISORIALI

9.1 Introduzione

L'opera oggetto di questo capitolo si rende necessaria al fine di permettere la realizzazione dell'a vasca di di riserva idrica per l'antincendio.

Dallo studio delle sezioni correnti dell'opera in esame si evince una massima altezza di scavo da sostenere pari a 5.25m.

In accordo con le prescrizioni riportate nel paragrafo 6.5.2.2 del DM 2018, il modello geometrico di calcolo deve tenere in conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali. Per questo motivo, la massima altezza di scavo dovrebbe essere incrementata di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0.5 m;

La normativa prevede pertanto un incremento di 0.50 m dello scavo che ai soli fini del calcolo diventa pari a 5.75 m.

Utilizzando il codice di calcolo ParatiePlus l'analisi è sviluppata con riferimento ad uno schema piano e nell'ipotesi di sottosuolo assimilato ad una successione di strati orizzontali. L'analisi si articola secondo una sequenza di fasi, diverse in funzione del tipo di problema, allo scopo di simulare sia le reali fasi costruttive che la variazione dello stato di sforzo sino al completamento della costruzione.

Per la geometria del problema in esame, l'analisi è articolata nella seguente successione di fasi, indicate "stage" nel codice di calcolo:

Stage 1	Inizializzazione geostatica;
Stage 2	Applicazione carico a monte – per mezzi di lavoro;
Stage 3	Infissione palancole;
Stage 4-6.	Approfondimento del fondo scavo;
Stage 7	Installazione puntoni d'angolo;
Stage 8-10	Approfondimento e raggiungimento della quota di massimo scavo;
Stage 11	Realizzazione soletta in c.a.;
Stage 12	Rimozione puntoni d'angolo provvisori.

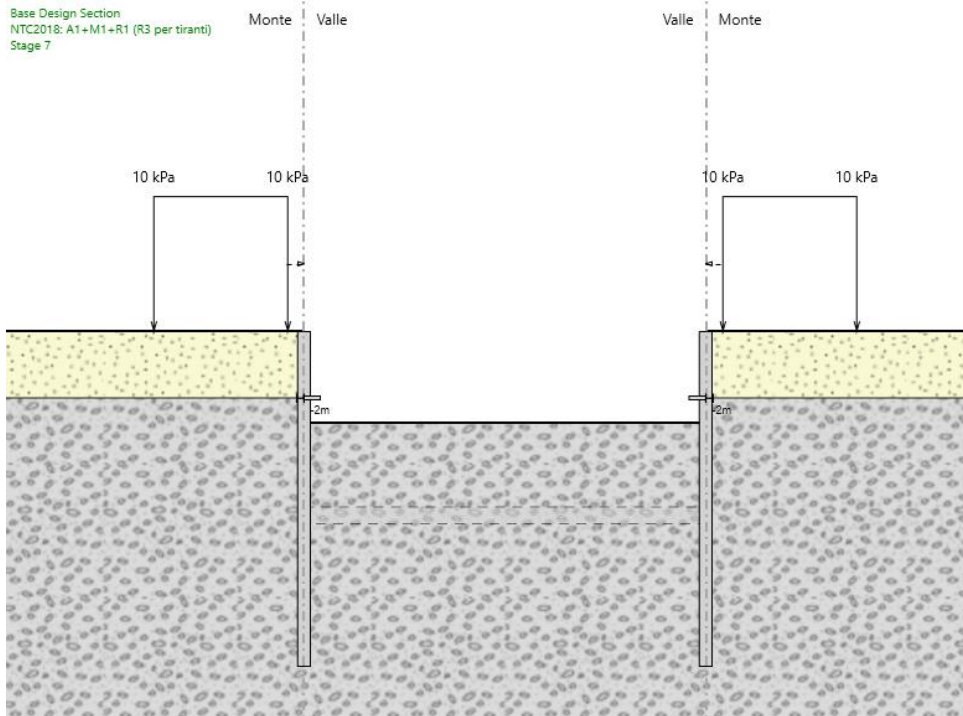


Figura 9.1 - Modello di calcolo di ParatiePlus, stage 7.

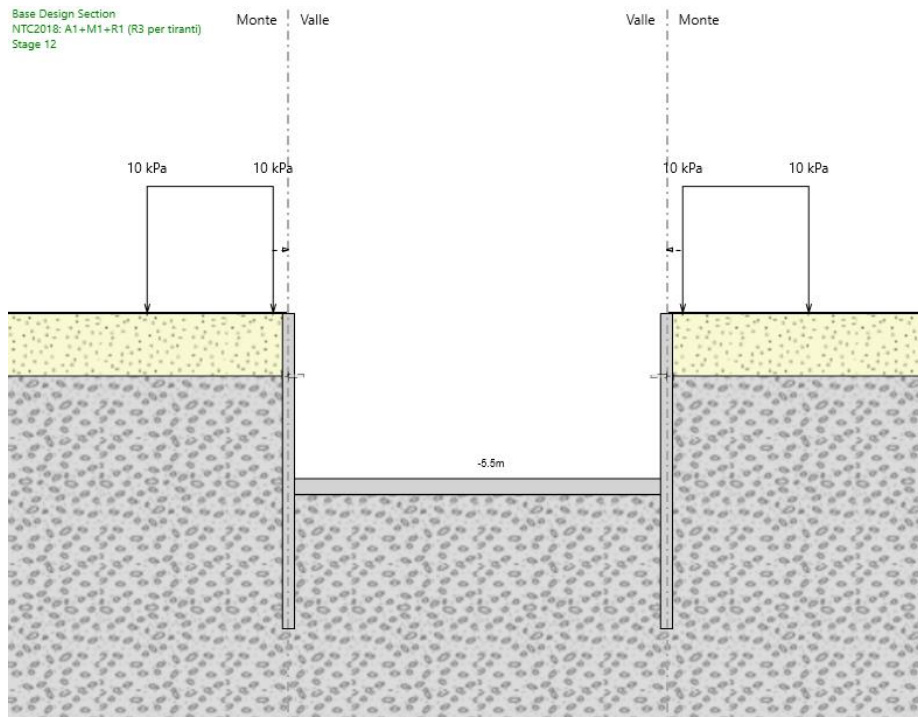


Figura 9.2 - Modello di calcolo di ParatiePlus, ultima fase di calcolo.

L'opera di sostegno sarà costituita di palancole AZ-18 di lunghezza pari a 10 m. I puntoni d'angolo, invece saranno tubolari CHS114.3 di spessore 8mm

9.2 Caratteristiche delle sollecitazioni

Di seguito si sintetizzano i risultati dei calcoli relativi alle diverse combinazioni di carico. In particolare si riportano i valori massimi delle sollecitazioni sulla paratia e gli andamenti delle sollecitazioni per le combinazioni dimensionanti.

Elemento	$M_{Ed,max}$	$T_{Ed,max}$
	[kNm/m]	[kN/m]
Involuppo SLU	168.42	84.73

Tabella 6 - Sollecitazioni massime per metro lineare agenti sulla paratia.

Le sollecitazioni sopra riportate dovranno essere moltiplicate per le corrispondenti zone di influenza. Nel caso in esame tale lunghezza di influenza è pari ad 1 m.

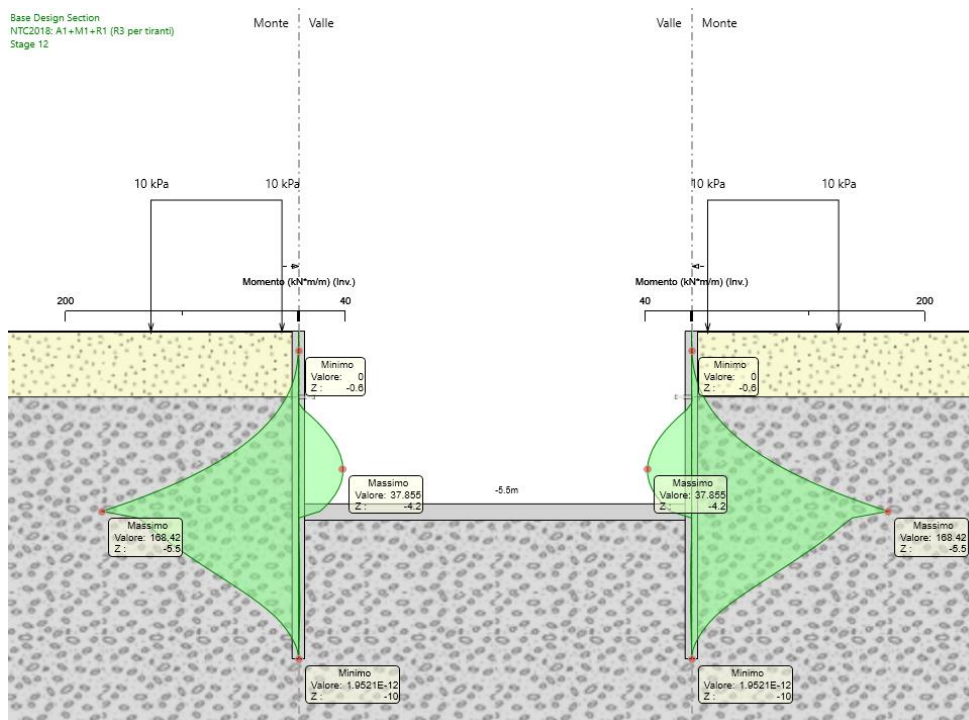


Figura 9.3 - Involuppo del momento flettente.

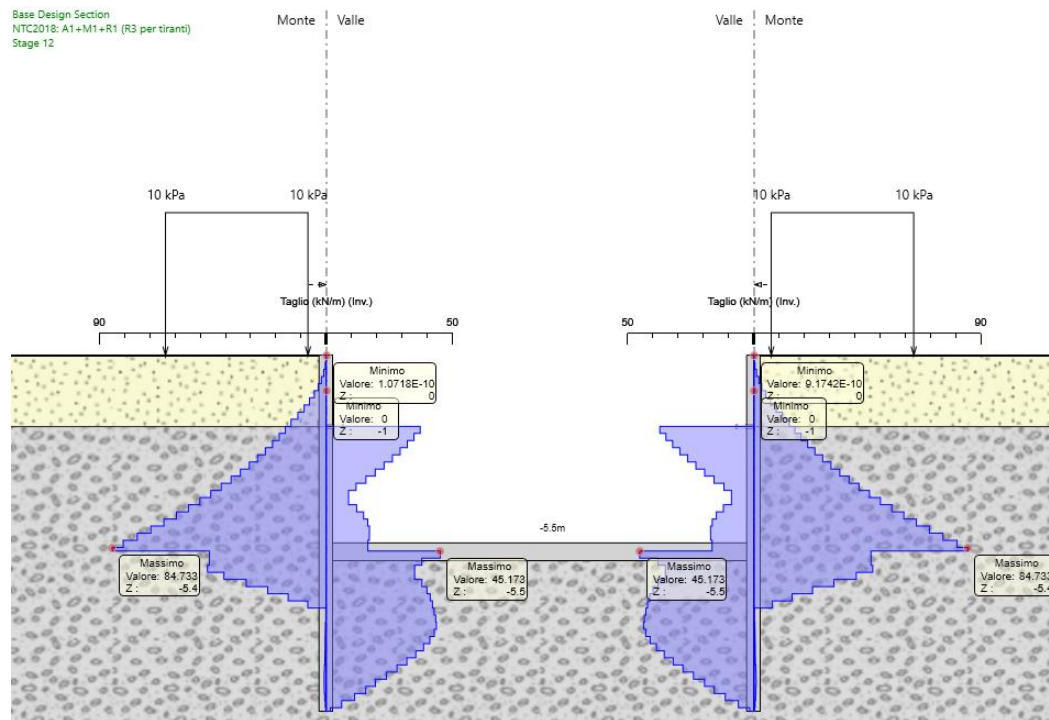


Figura 9.4 - Involuppo del taglio.

9.3 Verifiche agli Stati Limite Ultimi S.L.U.

9.3.1 Palancole AZ-18

Si riportano di seguito le verifiche strutturali agli stati limite ultimi per le palancole della presente opera.

Sezione:AZ 18

C20/25 - B450C

Z: -10 m

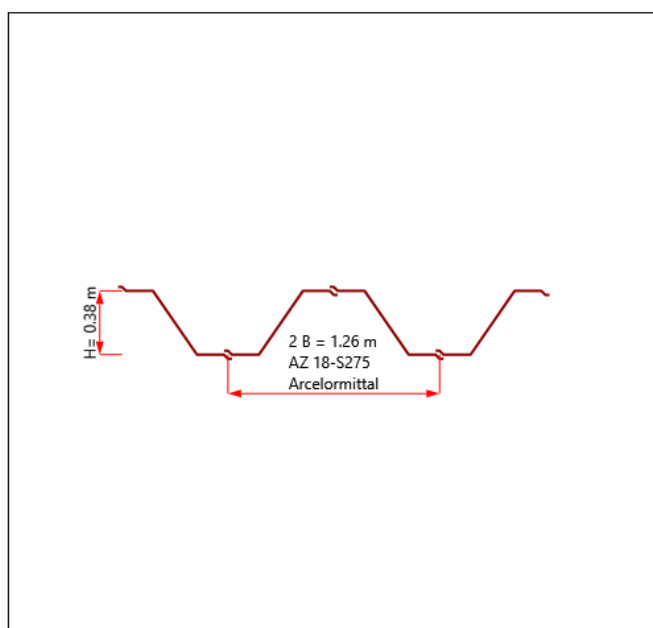


Figura 9.5 - Geometria dei pali adottata per il modello di calcolo.

In ragione dell'interasse assunto, pari a 1.00 m, le sollecitazioni di calcolo agenti sul singolo palo sono pari a:

$$M_{\text{SLU}} = 168.42 \text{ kNm}$$

$$T_{\text{SLU}} = 84.73 \text{ kN}$$

Le verifiche strutturali della palanca sono state eseguite tramite il codice STEELWORLD automaticamente implementato all'interno del software ParatiePlus il quale fornisce, oltre ai valori di momento e taglio resistente della palanca anche il tasso di sfruttamento dell'elemento stesso.

Il momento resistente della palanca adottata è pari a 471.43 kNm/m. Allo stato di sforzo ottenuto dalle analisi si ha un tasso di sfruttamento massimo della palanca pari al 33.93%.

Analogamente, il taglio resistente è pari a 844.8 kN/m che fornisce un tasso sfruttamento a taglio pari a circa il 10.0%.

Le verifiche allo Stato Limite Ultimo risultano pertanto soddisfatte.

Si riportano a seguire i diagrammi estratti dal programma di calcolo.

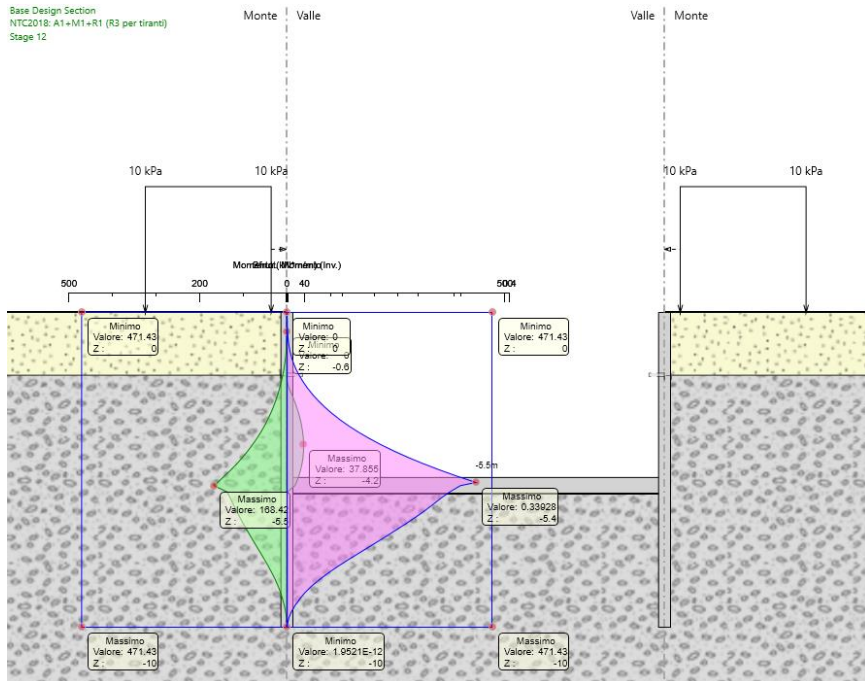


Figura 9.6 - Sollecitazione flettente, resistenza e tasso di sfruttamento.

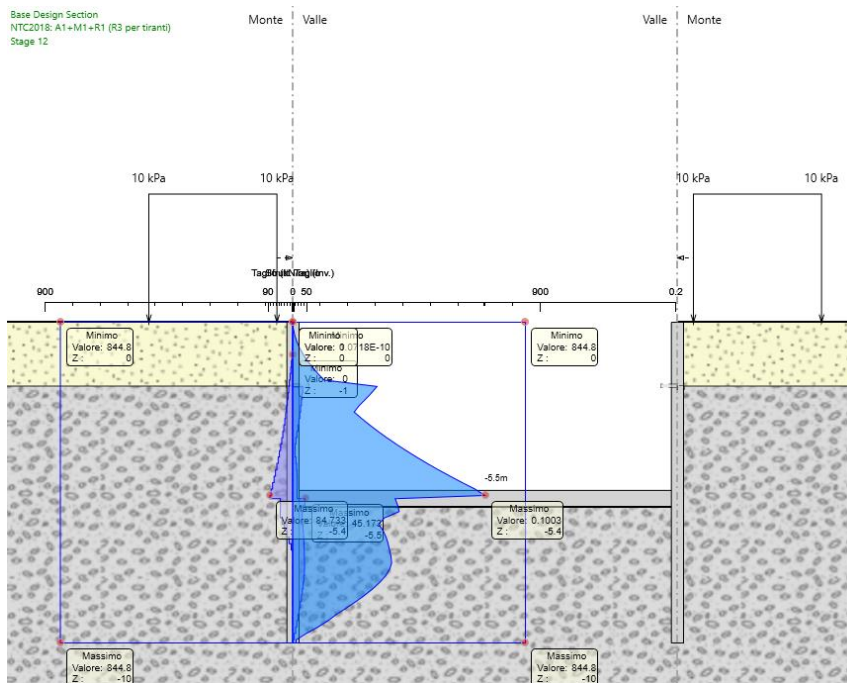


Figura 9.7 - Involuppo del taglio, resistenza e tasso di sfruttamento.

9.3.2 Puntoni provvisori

La massima azione agente sul livello di vincolo, e pertanto sul puntone, può essere estratta dal modello di calcolo. Si ricordi che suddetta azione dovrà essere moltiplicata per l'interasse dei puntoni adottato.



Figura 9.8 - Sforzi massimi sui puntoni.

Per i puntoni d'angolo si prevede l'impiego di tubolari CHS114.3 di spessore 8 mm, acciaio S275, le cui caratteristiche sono di seguito riportate.

Diametro esterno	Spessore	Massa a ml	Area della sezione	Momento d'inerzia	Raggio d'inerzia	Modulo di resistenza elastico	Modulo di resistenza plastico	Momento d'inerzia di torsione	Costante di torsione	Superficie esterna a ml	Lunghezza per ton
D mm	t mm	M kg/m	A cm ²	I cm ⁴	i cm	W _{el} cm ³	W _{pl} cm ³	I _t cm ⁴	C _t cm ³	m ² /m	m/t
114,3	3,2	8,77	11,2	172	3,93	30,2	39,5	345	60,4	0,359	114,1
114,3	4,0	10,9	13,9	211	3,90	36,9	48,7	422	73,9	0,359	91,9
114,3	5,0	13,5	17,2	257	3,87	45,0	59,8	514	89,9	0,359	74,2
114,3	6,0	16,0	20,4	300	3,83	52,5	70,4	600	105	0,359	62,4
114,3	6,3	16,8	21,4	313	3,82	54,7	73,6	625	109	0,359	59,6
114,3	8,0	21,0	26,7	379	3,77	66,4	90,6	759	133	0,359	47,7
114,3	10,0	25,7	32,8	450	3,70	78,7	109	899	157	0,359	38,9

Figura 9.9 - Caratteristiche dei profilati tubolari.

Le verifiche eseguite sui puntoni sono le seguenti:

- Verifica a compressione;
- Verifica di stabilità delle membrature compresse.

Le succitate sono state eseguite utilizzando un foglio di calcolo. Si riportano a seguire i risultati:

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE													
Dati INPUT				Dati OUTPUT									
Caratteristiche acciaio				Dati geometrici									
Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 275 H	Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata	
f_{yk} =	275 [Mpa]	D	T	1	A	I	i	Wel	Wpl	M	As	L/1t	
f_{tk} =	430 [Mpa]	[mm]	[mm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[kg/m]	[m ² /m]	[m]	
		114.3	8.0		26.72	379.49	3.77	66.40	90.57	20.97	0.36	47.68	
Geometria sezione													
D =	114.3 [mm]	Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)				$N_{p,Rd}$ =	699.71	$N_{Ed} / N_{p,Rd}$ =					
t =	8.0 [mm]	Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)				$N_{c,Rd}$ =	699.71	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$ =		0.61	verifica soddisfatta		
Lunghezza e vincoli asta				Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)				$M_{c,Rd}$ =	23.72	$M_{y,Ed} / M_{c,Rd}$ =		0.00	verifica soddisfatta
L =	2.00 [m]	Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)				$V_{c,Rd}$ =	257.18	$V_{Ed} / V_{c,Rd}$ =		0.00			
β =	1.00 [-]					Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)				$M_{N,Rd}$ =	13.90	$M_{Ed} / M_{N,Rd}$ =	
Sollecitazioni agenti				Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)				$N_{b,Rd}$ =	619.72	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$ =		0.69	
N_{Ed} =	-429.63 [kN]	Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3)				$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,req,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,req,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} = 0.69$						verifica soddisfatta	
V_{Ed} =	0.00 [kN]					verifica soddisfatta							
$M_{y,Ed}$ =	0.00 [kNm]	verifica soddisfatta											
ψ =	0.00												

Figura 9.10 - Verifiche eseguite sui puntoni.

9.3.3 Travi di ripartizione

I puntoni provvisori d'angolo mostrati nel precedente paragrafo sono resi solidali all'opera di sostegno mediante delle travi di ripartizione in acciaio S275.

La verifica di queste travi è stata eseguita mediante il codice STEELWORLD automaticamente implementato all'interno del software ParatiePlus il quale fornisce il valore dello sfruttamento del taglio e del momento flettente fornito dalla trave implementata per ogni stage di calcolo.

Le verifiche a flessione e taglio delle travi di ripartizione sono soddisfatte. Si riportano a seguire i risultati estratti dal software di calcolo.

Trave di Ripartizione	Connessione	Sezione	Materiale	Passo	Design Assumption	Stage	Carico kN/m	Azione Assiale	Sfruttamento	Sfruttamento	Instabilità
Trave Dx	Puntone Dx	HE 240A	S275	5.7	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 7	0	0	0	0	0
Trave Dx	Puntone Dx	HE 240A	S275	5.7	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 8	-17.049	0	0.273	0.162	0
Trave Dx	Puntone Dx	HE 240A	S275	5.7	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 9	-33.635	0	0.538	0.321	0
Trave Dx	Puntone Dx	HE 240A	S275	5.7	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 10	-48.983	0	0.783	0.467	0
Trave Dx	Puntone Dx	HE 240A	S275	5.7	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 11	-53.297	0	0.852	0.508	0
Trave Sx	Puntone Sx	HE 240A	S275	5.7	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 7	0	0	0	0	0
Trave Sx	Puntone Sx	HE 240A	S275	5.7	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 8	-17.049	0	0.273	0.162	0
Trave Sx	Puntone Sx	HE 240A	S275	5.7	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 9	-33.635	0	0.538	0.321	0
Trave Sx	Puntone Sx	HE 240A	S275	5.7	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 10	-48.983	0	0.783	0.467	0
Trave Sx	Puntone Sx	HE 240A	S275	5.7	NTC2018: A1+M1+R1	Stage 11	-53.297	0	0.852	0.508	0

Tabella 7 - Verifiche sulle travi di ripartizione.

9.4 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio S.L.E.

Nel rispetto dei principi di funzionalità dell'opera, è necessario eseguire anche la verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE). A tal fine si controlla che gli spostamenti subiti dalla paratia siano tollerabili e compatibili con le prestazioni attese nelle condizioni di regolare esercizio.

Di seguito si riporta la configurazione deformata della paratia.

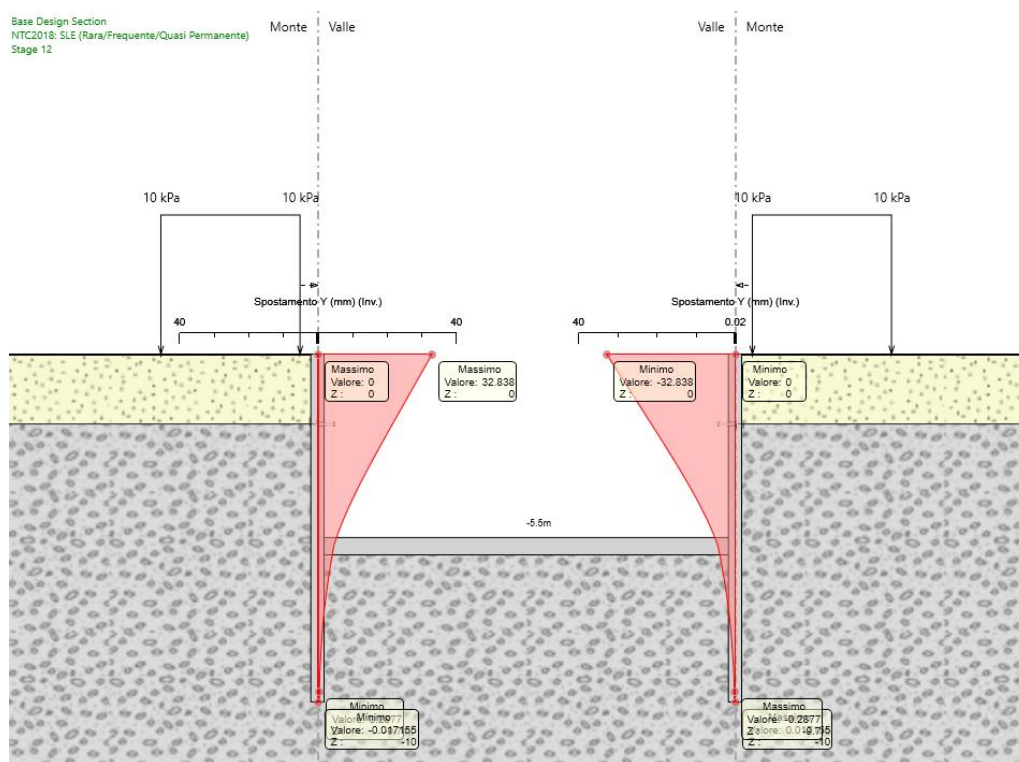


Figura 9.11 - Deformata della paratia all'applicazione delle azioni orizzontali.

Il massimo spostamento è di 3.30 cm, per cui si ritiene soddisfatta la verifica.

10 VERIFICHE STRUTTURALI

L'opera in oggetto della presente relazione è stata modellata con elementi con un gruppo di setti dalla. In particolare, gli elementi costituenti l'opera in oggetto hanno spessore 0.50 m, mentre la copertura ha spessore 0.40m. Di seguito si riporta il modello dell'opera.

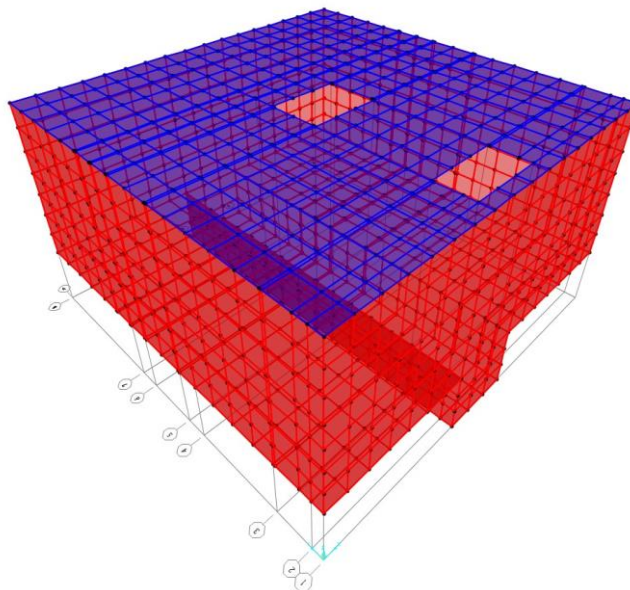


Figura 10.1 - Vista 3D

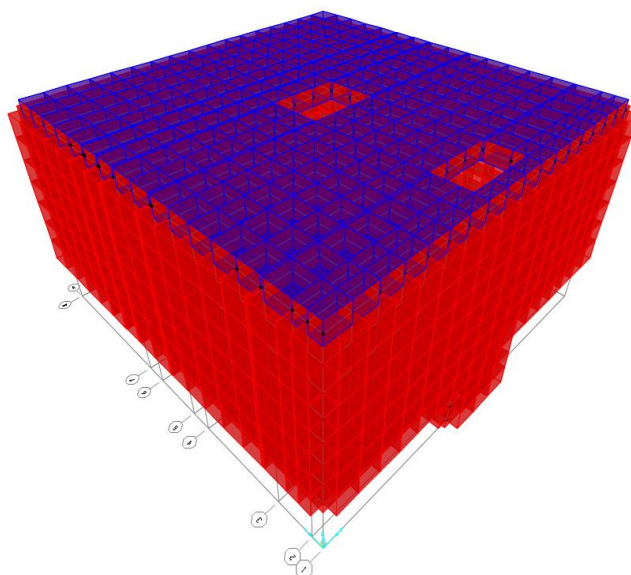


Figura 10.2 - Vista estrusa

Di seguito sono riportate le caratteristiche delle sollecitazioni in termini di involucro SLU/SLV delle combinazioni di carico applicate alla struttura in esame.

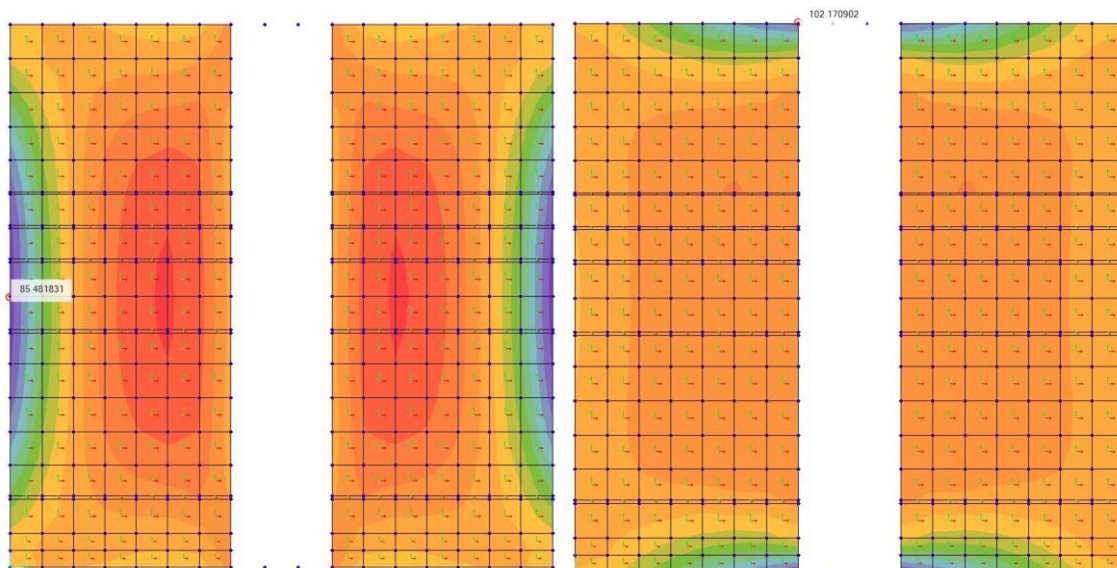


Figura 10.3 – Sollecitazioni flettenti massime sull'elemento "base" (sinistra M11, destra M22).

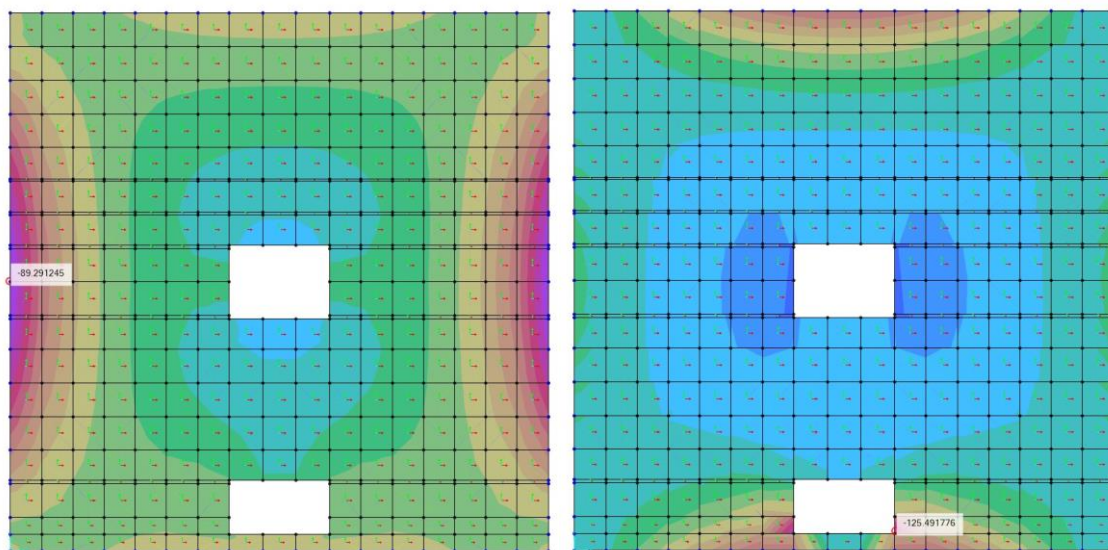


Figura 10.4 – Sollecitazioni flettenti massime sull'elemento "copertura" di base (sinistra M11, destra M22).

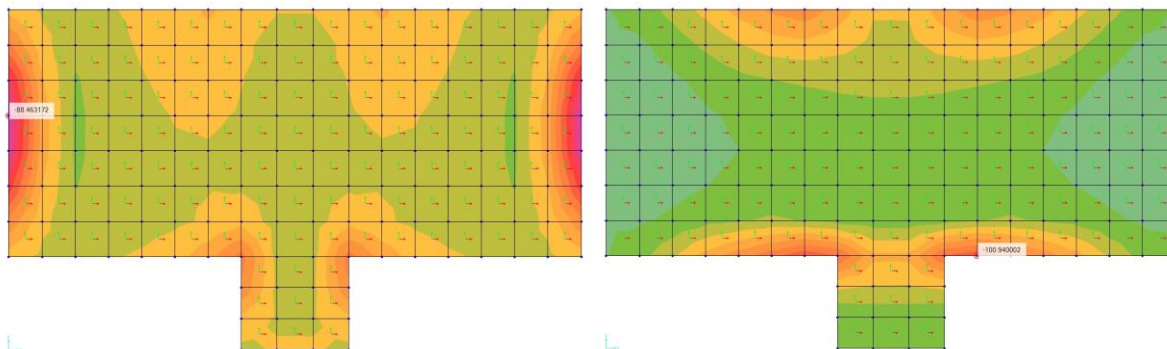


Figura 10.5 – Sollecitazioni flettenti massime sull'elemento "laterale" (sinistra M11, destra M22).

Tutte sezioni sono armate in entrambe le direzioni con:

- Armatura longitudinale 5+5 ϕ 16 al metro
- Armatura a taglio 3 ϕ 10/30
- Percentuale di armatura ρ
 - o Per sezione di altezza 0.50 m 0.4%
 - o Per sezione di altezza 0.40 m 0.5%

A tale armatura corrisponde:

- $M_{Rd} = 171.07$ kNm/m per la sezione di spessore 0.50 m
- $M_{Rd} = 131.76$ kNm/m per la sezione di spessore 0.40 m

In entrambi i casi, il momento resistente risulta maggiore del massimo momento sollecitante, per cui si ritengono soddisfatte le verifiche flessionali.

La verifica a taglio è soddisfatta come elemento non armato a taglio per la sezione $s=0.50$ m, mentre risulta necessaria per la sezione $s=0.40$ m. In entrambi i casi si prevede comunque un minimo di armatura a taglio costituita da spilli $9\varnothing 10/m^2$.

Di seguito si riportano le verifiche a taglio.

Verifica a taglio					
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	165
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}		kN	0
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	500
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	1.0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ		mm	16
7	Copriferro delle barre longitudinali	c		mm	50
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n_w		-	3.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	ϕ_w		mm	10
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	s_w		mm	300
11	Angolo barre trasversali - asse trave	α		°	90
12	Angolo bielle compresse - asse trave	θ		°	21.801
13	Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}		Mpa	25
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	γ_c		-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}		-	0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	f_{yk}		MPa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	γ_a		-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	$\alpha_{cc}f_{ck}/\gamma_c$	MPa	14.17
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	f_{yk}/γ_a	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ_{cp}	$N_{Ed}/BH < 0,2f_{cd}$	MPa	0.00
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	442
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n\pi\phi^2/4$	mm ²	201
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl}/Bd < 0,02$	-	0.00045
24	Coefficiente amplificativo	k	$1 + \sqrt{(200/d)} < 2$	-	1.67267
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v_{min}	$0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$	MPa	0.379
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v_{min}	$v_{min} + 0,15\sigma_{cp}$	MPa	0.379
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot\alpha + \cot\theta)/(1 + \cot\theta^2)$	-	0.345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\sigma_{cp}/f_{cd})$	-	1.000
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	V_{Rd}	$0,18k(100\rho_l f_{ck})^{1/3}$	MPa	0.379
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	$v_{Rd,c}Bd$	kN	167
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{Ed} < V_{Rd,c}$?	OK
32	Resistenza massima a taglio del cls	V_{Rcd}	$0,5\alpha_c V_{cd}$	MPa	2.443
33	Taglio Resistente massimo del cls	V_{Rcd}	$0,9V_{Rcd}Bd$	kN	972
34	Coefficiente di sicurezza a taglio del cls	η_{Rcd}	V_{Rcd} / V_{Ed}	-	5.889
35	Verifica a taglio per cls compresso		$V_{Ed} < V_{Rcd}$?	OK
36	Area di acciaio trasversale	A_{sw}	$n_w \pi \phi_w^2 / 4$	mm ²	236
37	Coefficiente di resistenza dell'armatura	v_t	$(\cot\alpha + \cot\theta) s_{ena}$	-	2.500
38	Taglio Resistente dell'armatura	V_{Rsd}	$0,9dA_{sw}f_{yd}v_t/s_w$	kN	306
39	Coefficiente di sicurezza della sezione armata	η_{Rsd}	V_{Rsd} / V_{Ed}	-	1.852
40	Verifica a taglio dell'armatura		$V_{Ed} < V_{Rsd}$?	OK
41	Verifica a taglio sulla sezione?				OK

Tabella 8 - Verifica a taglio, sezione spessore $s=0.50$ m

Verifica a taglio					
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	165
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}		kN	0
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	400
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	1.0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ		mm	16
7	Coprifero delle barre longitudinali	c		mm	50
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n_w		-	3.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	ϕ_w		mm	10
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	s_w		mm	300
11	Angolo barre trasversali - asse trave	α		°	90
12	Angolo bielle compresse - asse trave	θ		°	21.801
13	Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}		Mpa	25
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	γ_c		-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}		-	0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	f_{yk}		MPa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	γ_a		-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	$\alpha_{cc}f_{ck}/\gamma_c$	MPa	14.17
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	f_{yk}/γ_a	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ_{cp}	$N_{ed}/BH < 0,2f_{cd}$	MPa	0.00
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	342
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n\pi\phi^2/4$	mm ²	201
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl}/Bd < 0,02$	-	0.00059
24	Coefficiente amplificativo	k	$1 + \sqrt{(200/d) < 2}$	-	1.76472
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v_{min}	$0,035k^{3/2}f_{ck}^{-1/2}$	MPa	0.410
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v_{min}	$v_{min} + 0,15\sigma_{cp}$	MPa	0.410
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot\alpha + \cot\theta)/(1 + \cot\theta^2)$	-	0.345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\sigma_{cp}/f_{cd})$	-	1.000
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	V_{Rd}	$0,18k(100\rho_l f_{ck})^{1/3}$	MPa	0.410
30	Taglio Resistente del cls non armato	$V_{Rd,c}$	$v_{Rd,c}Bd$	kN	140
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{Ed} < V_{Rd,c}$?	armatura necessaria
32	Resistenza massima a taglio del cls	V_{Rcd}	$0,5\alpha_c V_{cd}$	MPa	2.443
33	Taglio Resistente massimo del cls	V_{Rcd}	$0,9V_{Rcd}Bd$	kN	752
34	Coefficiente di sicurezza a taglio del cls	η_{Rcd}	V_{Rcd} / V_{Ed}	-	4.556
35	Verifica a taglio per cls compresso		$V_{Ed} < V_{Rcd}$?	OK
36	Area di acciaio trasversale	A_{sw}	$n_w\pi\phi_w^2/4$	mm ²	236
37	Coefficiente di resistenza dell'armatura	v_1	$(\cot\alpha + \cot\theta)\sin\alpha$	-	2.500
38	Taglio Resistente dell'armatura	V_{Rsd}	$0,9dA_{sw}f_{yd}v_1/s_w$	kN	236
39	Coefficiente di sicurezza della sezione armata	η_{Rsd}	V_{Rsd} / V_{Ed}	-	1.433
40	Verifica a taglio dell'armatura		$V_{Ed} < V_{Rsd}$?	OK
41	Verifica a taglio sulla sezione?				OK

Tabella 9 - Verifica a taglio, sezione spessore s=0.40 m