

Comune di Lovere

Regione Lombardia - Provincia di Bergamo

COMUNE DI LOVERE

via G. Marconi 19 – 24065 Lovere (BG)

NUOVA PISTA CICLO-PEDONALE DA VIA NAZIONALE – VIA BERGAMO A VIA PAGLIA

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	ALLEGATO D.1	DATA dicembre 2019
---	------------------------	--------------------------

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
RELAZIONE SULLE FONDAZIONI
RELAZIONE GEOTECNICA

Firme

GRUPPO TECNICO

Architettura e Paesaggio

Architetto Bonetti Fabio

Architetto Beber Alessandro

Architetto Beltracchi Giancarlo

Strutture

Ingegnere Toigo Alex

Geologia

Geologo Grimaldi Paolo

Progetto Illuminotecnico

Per. Ind. Titta Gianfranco

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	4
1.1	DESCRIZIONE GENERALE STRUTTURA E SUOI COMPONENTI	4
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
1.3	SOFTWARE UTILIZZATI	4
1.4	UNITA' DI MISURA	4
2	CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI	5
3	AZIONE SISMICA	10
4	PASSERELLA IN ACCIAIO	11
4.1	COSTRUZIONE DEL MODELLO	12
4.2	GEOMETRIA E SEZIONI	13
4.3	MATERIALI	13
4.4	VINCOLI	14
4.5	CARICHI SULLA STRUTTURA	15
4.5.1	<i>Carichi statici</i>	15
4.5.2	<i>Azione sismica</i>	16
4.6	COMBINAZIONI DI CARICO	16
4.7	METODO DI ANALISI	17
4.7.1	<i>Metodo di analisi strutturale agli elementi finiti</i>	17
4.7.2	<i>Discretizzazione</i>	17
4.8	VERIFICHE STRUTTURALI	18
4.8.1	<i>Diagrammi: Steel Strength Envelope</i>	18
4.8.2	<i>Andamento deformata SLE RARA</i>	20
4.8.3	<i>Verifiche</i>	21
4.8.4	<i>Reazioni vincolari</i>	21
5	MENSOLA A SBALZO	27
5.1	MODELLAZIONE A SHELL	27
5.1.1	<i>GEOMETRIA E SEZIONI</i>	28
5.1.2	<i>MATERIALI</i>	28
5.1.3	<i>VINCOLI</i>	29
5.1.4	<i>CARICHI SULLA STRUTTURA</i>	30
5.1.5	<i>VERIFICHE STRUTTURALI</i>	31
5.1.6	<i>REPORT DI CALCOLO DETTAGLIATO</i>	34
5.2	MODELLAZIONE A BEAM	35
6	MURO IN C.A.	38
6.1	CENNI TEORICI	38
6.2	DATI GENERALI	42
6.3	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	43
6.4	STRATIGRAFIA	43
6.5	VERIFICHE STRUTTURALI	43
6.5.1	<i>Combinazione A1+M1+R3</i>	43
6.5.2	<i>Combinazione A_Unitari+M1+RSLV</i>	44
6.5.3	<i>Combinazione A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)</i>	44
6.5.4	<i>Report dettagliato</i>	44
7	TERRE ARMATE	56
7.1	CENNI TEORICI	56

7.2	GEOMETRIA.....	59
7.3	CARATTERISTICHE DEI TERRENI	59
7.4	DIMENSIONAMENTO	60
7.5	VERIFICHE STRUTTURALI.....	61
7.5.1	<i>Combinazione 1 (A1+M1+R3).....</i>	<i>61</i>
7.5.2	<i>Combinazione 2 (A_ Unitari+M1+R).....</i>	<i>61</i>
7.5.3	<i>Combinazione 2 (A_ Unitari+M1+Beta(50%)).....</i>	<i>61</i>
7.5.4	<i>Report dettagliato.....</i>	<i>62</i>
8	PALI DI FONDAZIONE.....	68
8.1	CENNI TEORICI	68
8.2	PALO L=6M	77
8.2.1	<i>Schema statico</i>	<i>77</i>
8.2.2	<i>Carichi</i>	<i>78</i>
8.2.3	<i>Diagrammi SLU.....</i>	<i>78</i>
8.2.4	<i>Reazioni vincolari sul micropalo.....</i>	<i>78</i>
8.2.5	<i>Caratteristiche del micropalo</i>	<i>79</i>
8.2.6	<i>Stratigrafia.....</i>	<i>79</i>
8.2.7	<i>Verifica micropalo soggetto a compressione</i>	<i>79</i>
8.2.8	<i>Verifica micropalo soggetto a trazione.....</i>	<i>79</i>
8.3	PALO 8 M	81
8.3.1	<i>Schema statico e azioni agenti sul micropalo</i>	<i>81</i>
8.3.2	<i>Dati geometrici e stratigrafia.....</i>	<i>82</i>
8.3.3	<i>Parametri sismici.....</i>	<i>82</i>
8.3.4	<i>Verifica strutturale a pressoflessione</i>	<i>83</i>
8.4	PALO 12,5M.....	84
8.4.1	<i>Azioni agenti sul micropalo</i>	<i>84</i>
8.4.2	<i>Dati geometrici e stratigrafia.....</i>	<i>84</i>
8.4.3	<i>Verifica strutturale</i>	<i>85</i>
	CONCLUSIONI.....	86

1 INTRODUZIONE

1.1 DESCRIZIONE GENERALE STRUTTURA E SUOI COMPONENTI

Il nuovo collegamento ciclabile in progetto prevede uno sviluppo del percorso, parte in ambito urbano (con attraversamento di via Paglia, proseguo lungo via Bergamo, con definizione di corsia riservata a doppio senso di marcia, fino all'ingresso con Parco Colombera), parte in ambito naturale (con pista che ridisegna il Parco, si prosegue con tratti sospesi per ricongiungersi con la strada di via Nazionale, con percorso ricavato ai margini della strada o a sbalzo sul torrente Borlezza). L'opera in esame necessita della realizzazione di diverse tipologie strutturali, nello specifico:

- Passerella in acciaio (capitolo 4)
- Mensola in acciaio (capitolo 5)
- Muro in c.a. (capitolo 6)
- Terre armate (capitolo 7)
- Pali di fondazione (capitolo 8)

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La seguente documentazione è il riferimento aggiornato alla presente relazione:

- Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni 2018
Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (GU n. 35 del 11-2-2019)
- CNR-UNI 10011/1988: 'Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione il collaudo e la manutenzione';
- EN 1990 - "Eurocode: Basis of structural design"
- EN 1991 - "Eurocode 1: Actions on structures"
- EN 1993 - "Eurocode 3: Design of steel structures"
- EN 1998 - "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance"

1.3 SOFTWARE UTILIZZATI

Di seguito si riportano i software utilizzati nei calcoli.

- MIDAS GEN 2020
- MIDAS NX
- Trivilog Titanium 6 versione 2019.9
- MDC 2019 Geostru (Versione: 2019.28.7.999)
- MP2018 Geostru (Versione: 2018.16.2.990)
- MRE Geostru (Versione 2019)
- Simqke_Gr (software del prof. Gelfi - Versione 2.7 2012)
- VCASLU (software del prof. Gelfi - Versione 7.7 2011)

1.4 UNITA' DI MISURA

Si utilizza il SI (Sistema Internazionale) come riferimento delle unità di misura, includendo quindi le seguenti unità fondamentali e derivate:

Lunghezza	[m]
Forza	[kN]
Momento	[kNm]
Sforzi	[MPa]

2 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Con riferimento al paragrafo 2.5.1.3 delle NTC 2018, le azioni che investono la struttura sono classificate in relazione alla durata della loro presenza nell'arco della vita di progetto come:

- *permanenti* (G): azioni con sufficiente approssimazione costanti nel tempo, tra le quali:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- *variabili* (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- *accidentali* (A): per esempio esplosioni o impatto di veicoli.

Alcune azioni come quelle sismiche possono essere considerate sia accidentali che variabili, a seconda della localizzazione del sito.

L'effetto delle azioni viene valutato ai fini delle verifiche con l'approccio semiprobabilistico agli stati limite, secondo diverse combinazioni:

- **Combinazione fondamentale SLU** dei carichi, impiegata per gli stati limite ultimi (nei risultati SLU statica)

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

- **Combinazione caratteristica CA rara**, impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili (nei risultati SLE rara)

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

- **Combinazione frequente FR**, impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili (nei risultati SLE frequente)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- **Combinazione quasi permanente QP**, impiegata per gli effetti a lungo termine (nei risultati SLE quasi permanente)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (nei risultati SLU sisma)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Dettagli per la combinazione sismica

La valutazione dell'azione sismica E è condotta secondo le specifiche del capitolo 3.2 e in accordo con le prescrizioni del capitolo 7.3.3 delle NTC 2018 per i tipi di analisi sismica lineare sia dinamica che statica.

I risultati così ottenuti per ciascuna direzione, X e Y (eventualmente anche Z), vengono poi combinati secondo le indicazioni del capitolo 7.3.5 delle NTC 2018, ovvero vengono sommati i contributi secondo il seguente criterio:

$$E1 = 1,00 \times E_x + 0,30 \times E_y + 0,30 \times E_z$$

$$E2 = 0,30 \times E_x + 1,00 \times E_y + 0,30 \times E_z$$

$$E3 = 0,30 \times E_x + 0,30 \times E_y + 1,00 \times E_z$$

la rotazione dei coefficienti moltiplicativi permette l'individuazione degli effetti più gravosi, la direzione Z è opzionale in virtù delle prescrizioni al paragrafo 7.2.1 delle NTC 2018.

Nella verifica allo stato limite ultimo si distinguono le combinazioni **EQU**, **STR** e **GEO** (cfr NTC 2018 § 2.6.1), rispettivamente definite come:

stato limite di equilibrio EQU, che considera la struttura ed il terreno come corpi rigidi; stato limite di resistenza della struttura STR, da riferimento per tutti gli elementi strutturali, e stato limite di resistenza del terreno GEO.

Nelle verifiche STR e GEO possono essere adottati in alternativa, due diversi approcci progettuali: per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza complessiva, nell'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale.

Coefficienti parziali per le azioni [cfr. NTC 2018 Tabella 2.6.I].

		Coefficiente g _f	EQU	STR	GEO
Carichi permanenti	Favorevoli	g _{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	g _{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	g _{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Le Norme Tecniche prescrivono i valori dei coefficienti y in dipendenza dalle caratteristiche della funzione di ripartizione di ciascuna azione: si ammette infatti che, assieme alle azioni permanenti, esistano combinazioni di azioni in cui una sola azione è presente al valore caratteristico mentre le altre hanno intensità ridotte y_{0Qk}.

Le categorie di azioni variabili ed i rispettivi coefficienti di combinazione utilizzati nell'applicazione dei carichi al modello sono riportati nella tabella seguente:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_0	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

Dettagli per le combinazioni di calcolo ed il progetto dell'armatura.

Per il progetto e la verifica della armature vengono distinti i risultati dell'analisi in condizione statica da quelli dell'analisi sismica.

Progetto dell'armatura in condizione statica

Il progetto iniziale dell'armatura è condotta considerando i risultati di ciascuna combinazione delle azioni di calcolo in condizione statica, ovvero vengono considerati ed involuppati i risultati massimi e minimi delle seguenti combinazioni:

- Combinazione fondamentale SLU
- Combinazione SLE caratteristica rara
- Combinazione SLE frequente
- Combinazione SLE quasi permanente

Per ciascuna combinazione elencata vengono valutate le distinte configurazioni di carico distinguendo i diversi gruppi di carico e considerando tutte le possibili varianti secondo i metodi del calcolo combinatorio ottenendo così $2^n + 1$ combinazioni, dove 'n' coincide con il numero di carichi accidentali considerati nell'analisi, qui di seguito un esempio esplicativo.

Carico permanente P
Carico accidentale residenziale A

Le combinazioni dedotte sono:

P solo carico permanente
P A carico permanente + carico accidentale A

Inoltre per le combinazioni SLU e SLE caratteristica vengono individuate in aggiunta le permutazioni di tali configurazioni aventi di volta in volta un carico accidentale principale differente fra quelli considerati, qui di seguito un esempio esplicativo.

Carico permanente P
Carico accidentale residenziale A1
Carico accidentale tipo neve A2
Carico accidentale tipo vento A3

Le combinazioni dedotte sono:

P	solo carico permanente
P A1	carico permanente + carico accidentale A1
P A2	carico permanente + carico accidentale A2
P A3	carico permanente + carico accidentale A3
P A1 A2	carico permanente + carico accidentale A1 (principale) + carico accidentale A2
P A2 A1	carico permanente + carico accidentale A1 + carico accidentale A2 (principale)
P A1 A3	carico permanente + carico accidentale A1 (principale) + carico accidentale A3
P A3 A1	carico permanente + carico accidentale A1 + carico accidentale A3 (principale)
P A2 A3	carico permanente + carico accidentale A2 (principale) + carico accidentale A3
P A3 A2	carico permanente + carico accidentale A2 + carico accidentale A3 (principale)
P A1 A2 A3	carico permanente + carico accidentale A1 (principale) + carico accidentale A2 + carico accidentale A3
P A2 A1 A3	carico permanente + carico accidentale A1 + carico accidentale A2 (principale) + carico accidentale A3
P A3 A1 A2	carico permanente + carico accidentale A1 + carico accidentale A2 + carico accidentale A3 (principale)

Le effettive combinazioni generate per i diversi stati limite sono riportate nei paragrafi seguenti.

Per gli elementi trave e pilastro vengono involuppati i risultati di ciascuna combinazione e vengono individuati i valori massimi e minimi dando luogo alle seguenti sollecitazioni:

- massima e minima per l'azione assiale N,
- massima e minima per le azioni di flessione attorno agli assi principali di inerzia di ciascun elemento M_z e M_y ,
- massima e minima per le azioni taglianti lungo gli assi principali d'inerzia T_z e T_y .

Nella progettazione delle armature di travi e pilastri queste 6 sollecitazioni (N^+ , N^- , M_z^+ , M_z^- , M_y^+ , M_y^-) vengono considerate in condizione di pressoflessione deviata e vengono ulteriormente combinate tra di loro in modo da garantire la copertura delle condizioni più gravose, dando luogo alle seguenti 8 combinazioni:

- N^+ , M_z^+ , M_y^+
- N^+ , M_z^+ , M_y^-
- N^+ , M_z^- , M_y^+
- N^+ , M_z^- , M_y^-
- N^- , M_z^+ , M_y^+
- N^- , M_z^+ , M_y^-
- N^- , M_z^- , M_y^+
- N^- , M_z^- , M_y^-

Per il progetto delle sezioni a taglio vengono individuati i valori massimi in modulo per ciascuna direzione principale scegliendo tra i valori involuppati di progetto (T_z^+ , T_z^- , T_y^+ , T_y^-).

Per gli elementi shell vengono individuati i seguenti valori di progetto:

- massimi e minimi per le tensioni membranali s_x e s_y ,
- massimi e minimi per le tensioni membranali t_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni flessionali M_x , M_y e M_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni taglianti T_{zx} e T_{zy} .

Il progetto dell'armatura degli elementi shell di tipo piastra è condotto valutando i valori massimi e minimi delle azioni involuppate di flessione M_x , M_y e M_{xy} . Gli elementi bidimensionali a comportamento membranale vengono progettati combinando le sollecitazioni involuppate in un calcolo sezionale indipendente.

Progetto dell'armatura in condizione sismica

L'armatura progettata in condizione statica è verificata ed integrata con i risultati della combinazione sismica (anche SLU sisma) e secondo le specifiche delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018, § 7.4.

I risultati dell'azione sismica E danno luogo a sollecitazioni involuppate e prive di segno in accordo con la combinazione quadratica completa (CQC, § C7.3.3 della Circolare Ministeriale 617 del 2009) necessarie per considerare le correlazioni tra i massimi contributi modali. La combinazione dei risultati nelle diverse direzioni, attraverso gli opportuni coefficienti di interazione, dà luogo alla combinazione sismica più gravosa (E1, E2, E3).

Per la progettazione di travi e pilastri la componente E della combinazione sismica individuata viene considerata positiva e negativa; la combinazione sismica dà luogo quindi alle sollecitazioni di progetto le quali vengono considerate in condizione di pressoflessione deviata (NE^+ , NE^- , $ME1^+$, $ME1^-$, $ME2^+$, $ME2^-$) e vengono ulteriormente combinate tra di loro in modo da garantire la copertura delle condizioni più gravose, dando luogo alle seguenti 8 combinazioni:

- NE^+ , MEz^+ , MEy^+
- NE^+ , MEz^+ , MEy^-
- NE^+ , MEz^- , MEy^+
- NE^+ , MEz^- , MEy^-
- NE^- , MEz^+ , MEy^+
- NE^- , MEz^+ , MEy^-
- NE^- , MEz^- , MEy^+
- NE^- , MEz^- , MEy^-

Per il progetto delle sezioni a taglio vengono individuati i valori massimi in modulo per ciascuna direzione principale scegliendo tra i valori involuppati di progetto (TEz^+ , TEz^- , TEy^+ , TEy^-).

Per gli elementi shell vengono individuati i seguenti valori di progetto:

- massimi e minimi per le tensioni membranali s_x e s_y ,
- massimi e minimi per le tensioni membranali t_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni flessionali M_x , M_y e M_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni taglianti T_{zx} e T_{zy} .

Il progetto dell'armatura degli elementi shell di tipo piastra è condotto valutando i valori massimi e minimi delle azioni involuppate di flessione M_x , M_y e M_{xy} . Gli elementi bidimensionali a comportamento membranale vengono progettati combinando le sollecitazioni involuppate in un calcolo sezionale indipendente.

3 AZIONE SISMICA

Nel paragrafo seguente vengono riportati i parametri utilizzati per la valutazione dell'azione sismica sulla struttura in esame, in accordo alle specifiche definite al capitolo 3.2 e 7.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. In particolare lo spettro elastico considerato si basa sui dati e le correlazioni definite per il reticolo di riferimento così come definito nell'allegato alle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Tutte le opere facenti parte del progetto in esame rientrano nel Comune di Lovere (Bg). Secondo quanto riportato nella relazione geologico-geotecnica, l'area in oggetto presenta le seguenti caratteristiche:

- Categoria di sottosuolo E
- Categoria topografica T2

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

Isole

Nodi del reticolo

10719

10941

10720

10942

Regione: Lombardia | Provincia: Bergamo (BG) | Comune: Lovere

OK | Cancel

Longitudine: 10,07 | Latitudine: 45,8126

Parametri interpolati

TR	ag	Fo	Tc*
30	0,033	2,458	0,201
50	0,042	2,479	0,219
72	0,051	2,454	0,233
101	0,058	2,475	0,249
140	0,067	2,464	0,259
201	0,078	2,461	0,266
475	0,109	2,461	0,279
975	0,140	2,486	0,289
2475	0,188	2,530	0,301

Le sigle individuano isole per le quali è necessaria una valutazione ad hoc
Elaborazione: aprile 2004

Function Name: NTC2018 H-ELASTIC

Import File | Design Spectrum

	Period (sec)	Spectral Data (g)
1	0.0000	0.1740
2	0.1780	0.4270
3	0.5350	0.4270
4	0.6070	0.3770
5	0.6780	0.3370
6	0.7490	0.3050
7	0.8210	0.2790
8	0.8920	0.2560
9	0.9630	0.2370
10	1.0350	0.2210
11	1.1060	0.2070
12	1.1770	0.1940
13	1.2490	0.1830
14	1.3200	0.1730

Spectral Data Type: Normalized Accel. | Acceleration | Velocity | Displacement

Scaling: Scale Factor (1) | Maximum Value (0) g

Gravity: 9.806 m/sec² | Damping Ratio: 0.05

Graph Options: X-axis log scale | Y-axis log scale

Generate Design Spectrum ×

Design Spectrum :

Spectrum Type :

Ground Type :

Spectrum Parameters

T1 T2 T3
 T4 User Defined

Soil Factor (S)	Tb	Tc	Td
1.92	0.186144	0.558432	1.92

Maximum Horizontal Acc. (ag) : g

Amplification Factor (Fo) :

Period of constant Hor.Acc. (Tc*) :

Viscous Damping Ratio (xi) : %

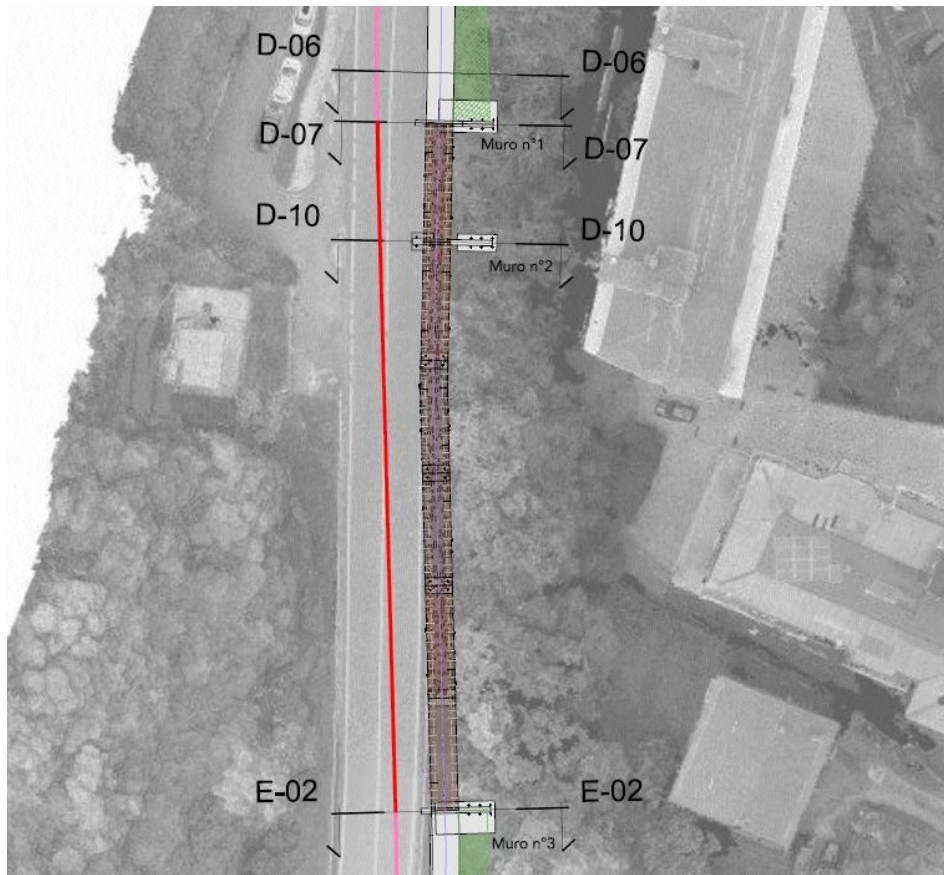
Max. Period : (Sec)

4 PASSERELLA IN ACCIAIO

La passerella è costituita da impalcati in acciaio che si sviluppano lungo 6 campate aventi luci variabili tra 10,5 m e 11 m. Gli scarichi della struttura sono costituiti da 3 muri in c.a. e 4 plinti in c.a. che sono connessi a dei micropali.

Ciascun impalcato è costituito da travi longitudinali (profili UPN240, IPE240 e HEB240) sulle quali poggiano travi trasversali (profili IPE240). I collegamenti tra i vari impalcati sono realizzati tramite delle giunzioni bullonate, mentre l'ancoraggio in corrispondenza dei plinti è garantito tramite degli ancoranti chimici.

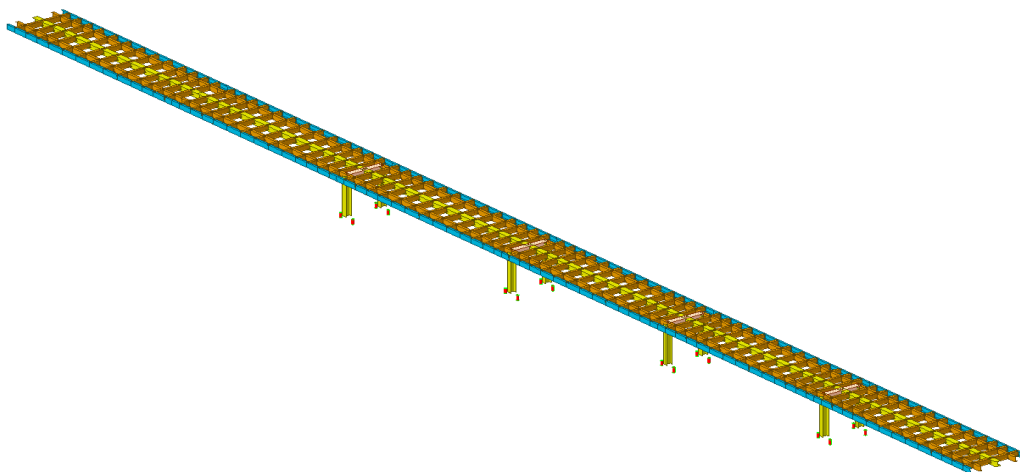
Gli scarichi in corrispondenza dei plinti sono realizzati tramite un portale costituito da un profilo composto e colonne HEB240; tale struttura si scarica sul terreno grazie a 4 micropali TUBFIX valvolati, aventi lunghezza pari a 13,5 m, diametro $\Phi=127$ mm e spessore $sp=8$ mm.

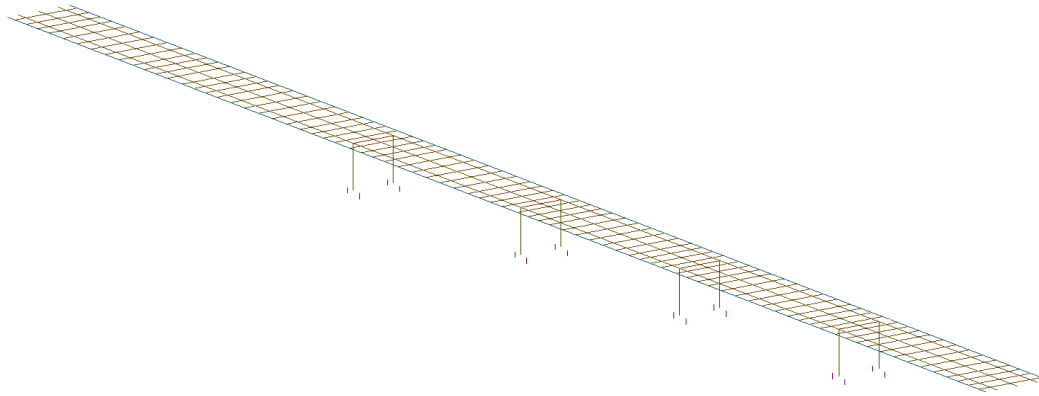


4.1 COSTRUZIONE DEL MODELLO

Il modello è stato costruito creando i nodi e gli elementi *beam* tra essi nello spazio tridimensionale, applicando in seguito gli opportuni gradi di vincolo o svincolo ai nodi e i carichi su aste e nodi.

Ad ogni elemento *beam* è stata associata una sezione ed un materiale.





4.2 GEOMETRIA E SEZIONI

Le travi in acciaio che compongono il telaio vengono rappresentate con elementi beam, le cui sezioni sono riportate nella tabella di seguito.

ID	Shape	Name	Area (cm ²)	Asy (cm ²)	Asz (cm ²)	Ixx (cm ⁴)	Iyy (cm ⁴)	Izz (cm ⁴)
1	I	HEB250	113.9444	72.9167	25.0000	97.0729	13192.1490	4565.3924
2	C	UPN240	42.3000	18.4167	22.8000	18.2414	3600.0000	248.0000
3	I	HEB240	106.0000	68.0000	24.0000	86.0413	11260.0000	3920.0000
4	P	CHS-CF 114.3X8	26.7200	13.3581	13.3581	758.9838	379.5000	379.5000
6	I	IPE240	39.1000	19.6000	14.8800	9.3583	3892.0000	284.0000

4.3 MATERIALI

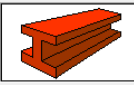
Il materiale implementato nel software è il seguente:

- Acciaio S275

ID	Name	Type	Standard	Elasticity (kN/cm ²)	Poisson	Thermal (1/[F])	Density (kN/cm ³)	Mass Density (kN/cm ³ /g)
1	S275	Steel	EN05(S)	2.1000e+004	0.3	6.6667e-006	7.6980e-005	7.8498e-008

Material Data

General
 Material ID: 1 Name: S275

Elasticity Data
 Type of Design: Steel

 Type of Material: Isotropic Orthotropic

Steel
 Standard: EN05(S)
 DB: S275
 Product:
 Concrete
 Standard:
 Code:
 DB:
 Modulus of Elasticity: 2.1000e+008 kN/m²
 Poisson's Ratio: 0.3
 Thermal Coefficient: 6.6667e-006 1/[F]
 Weight Density: 76.98 kN/m³
 Use Mass Density: 7.85 kN/m³/g

Concrete
 Modulus of Elasticity: 0.0000e+000 kN/m²
 Poisson's Ratio: 0
 Thermal Coefficient: 0.0000e+000 1/[F]
 Weight Density: 0 kN/m³
 Use Mass Density: 0 kN/m³/g

Plasticity Data
 Plastic Material Name: NONE

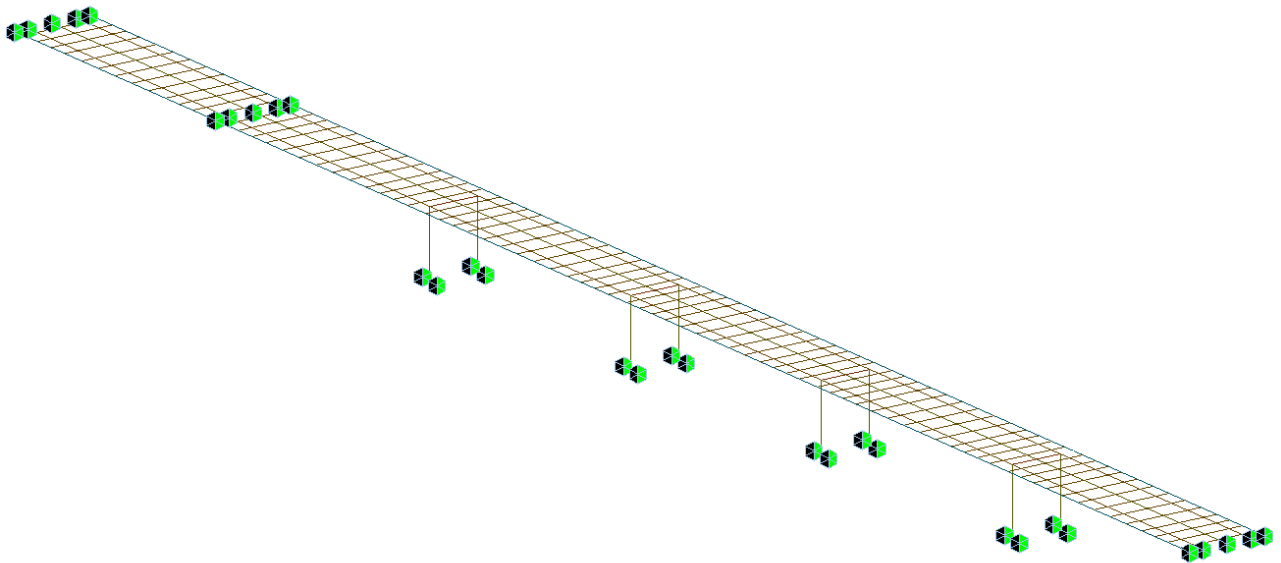
Inelastic Material Properties for Fiber Model & Non-dissipative element
 Concrete: None Steel: None

Thermal Transfer
 Specific Heat: 0 Btu/kN*[F]
 Heat Conduction: 0 Btu/m*hr*[F]
 Damping Ratio: 0.02

OK Cancel Apply

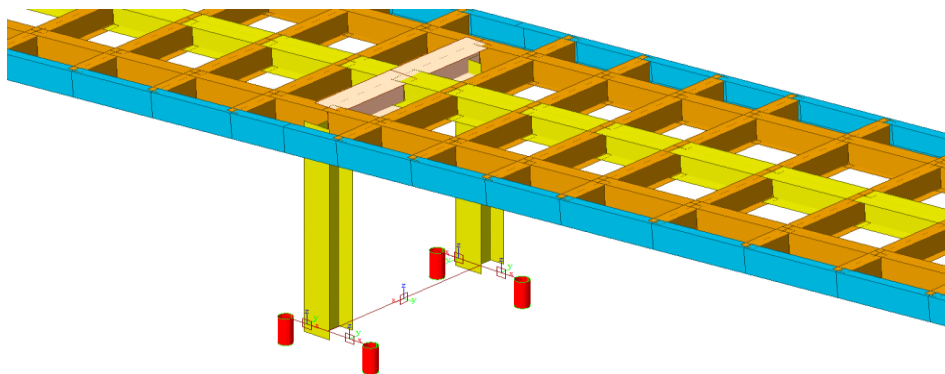
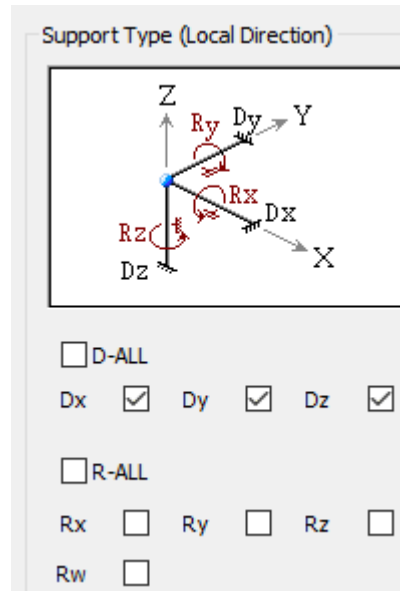
4.4 VINCOLI

Tutti gli elementi *beam* facenti parte dell'impalcato sono incastrati; le travi di estremità sono vincolate a terra tramite delle cerniere, mentre la modellazione del vincolo al piede delle colonne è realizzata tramite l'inserimento di elementi incernierati a terra che vogliono rappresentare i micropali.





Dx	Dy	Dz	Rx	Ry	Rz	Rw
1	1	1	0	0	0	0



4.5 CARICHI SULLA STRUTTURA

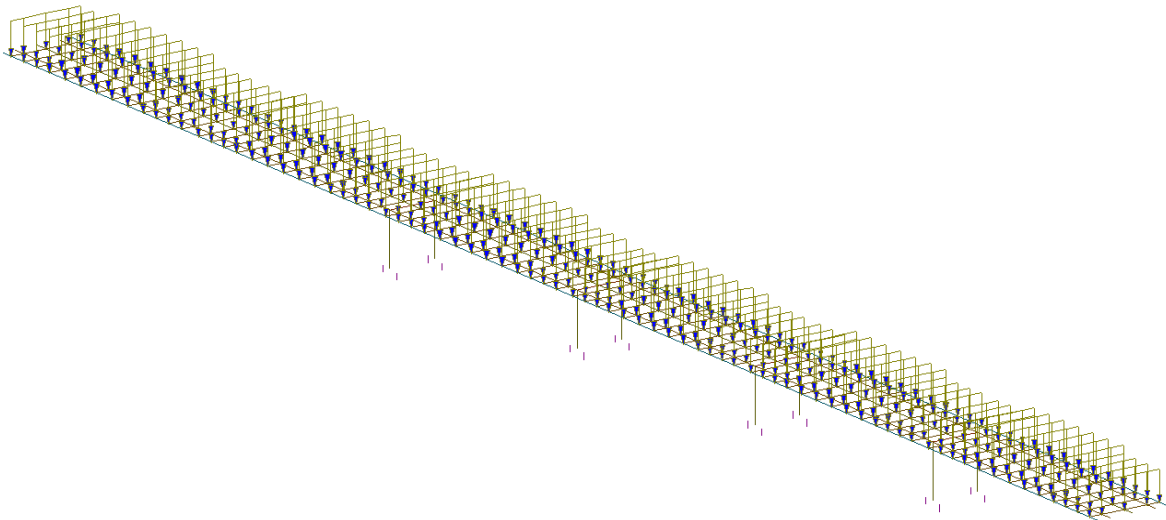
4.5.1 Carichi statici

Conclusa la modellazione geometrica, la definizione dei materiali e dei vincoli, si procede con la definizione dei carichi statici agenti, calcolati secondo quanto stabilito da normativa.

Oltre al peso proprio automaticamente calcolato dal solutore, la struttura è soggetta ai seguenti carichi:

- Carico permanente non strutturale (g_2) = 1,5 kN/m²
- Carico variabile (q) categoria C (Aree suscettibili di affollamenti) = 5 kN/m²

Tali carichi sono stati applicati alla struttura come dei floor load, ovvero dei carichi da solaio.



4.5.2 Azione sismica

Lo spettro di progetto utilizzato si basa sulle seguenti ipotesi:

- Smorzamento pari a 5%
- Fattore di comportamento q posto pari a 1 (a favore di sicurezza si ipotizza un comportamento non dissipativo della struttura)

4.6 COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano le tipologie di carico e le combinazioni di carico utilizzate.

No	Name	Type	Description
1	PP	Dead Load (D)	
2	PERM	Dead Load (D)	
3	VAR	Live Load (L)	

No	Name	Active	Type	Description
1	gLCB1	Active	Add	$1.3D + 1.5(1.0VAR)$
2	gLCB2	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.6VAR) + 1.0(1.0(1.00)SISMA X + 0.3(1.00)SISMA Y)$
3	gLCB3	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.6VAR) + 1.0(1.0(1.00)SISMA X - 0.3(1.00)SISMA Y)$
4	gLCB4	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.6VAR) + 1.0(1.0(1.00)SISMA Y + 0.3(1.00)SISMA X)$
5	gLCB5	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.6VAR) + 1.0(1.0(1.00)SISMA Y - 0.3(1.00)SISMA X)$
6	gLCB6	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.6VAR) - 1.0(1.0(1.00)SISMA X + 0.3(1.00)SISMA Y)$
7	gLCB7	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.6VAR) - 1.0(1.0(1.00)SISMA X - 0.3(1.00)SISMA Y)$
8	gLCB8	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.6VAR) - 1.0(1.0(1.00)SISMA Y + 0.3(1.00)SISMA X)$
9	gLCB9	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.6VAR) - 1.0(1.0(1.00)SISMA Y - 0.3(1.00)SISMA X)$
10	gLCB10	Active	Add	$1.0D + (1.0VAR)$
11	gLCB11	Active	Add	$1.0D + (0.7VAR)$
12	gLCB12	Active	Add	$1.0D + (0.6VAR)$
13	STL ENV_STR	Active	Envelope	Steel Strength Envelope
14	STL ENV_SER	Active	Envelope	Steel Serviceability Envelope

4.7 METODO DI ANALISI

4.7.1 Metodo di analisi strutturale agli elementi finiti

Il metodo di calcolo utilizzato per questo modello è una analisi FEM di tipo lineare. In particolare, per la valutazione dell'azione sismica è stata eseguita un'analisi sismica dinamica modale. Il programma valuta un comportamento inerziale della struttura, attribuendo un'accelerazione al sistema di riferimento terreno, secondo uno spettro sismico previsto dalla normativa in funzione della classificazione del territorio e altri parametri.

La risoluzione del problema dinamico a n gradi di libertà si basa su un metodo di sovrapposizione modale. Tale metodo permette di trasformare un sistema di equazioni accoppiate a un sistema di equazioni disaccoppiate, utilizzando le proprietà di ortogonalità di autovalori e autovettori, ovvero i modi di vibrare della struttura. Lo studio della struttura non necessita dell'estrazione di tutti gli autovalori, ma solo di una parte significativa di essi, secondo limiti previsti dalle norme. Il metodo utilizzato dal software per l'estrazione degli autovalori è il metodo di Lanczos, adatto anche per matrici non simmetriche a termini complessi. Nel calcolo della risposta sismica i contributi derivanti dai singoli modi sono combinati secondo il metodo CQC, che consente di tener conto delle singole componenti modali X_k , ottenute da una combinazione quadratica delle componenti X_{kj} secondo opportuni coefficienti

Il Metodo F.E.M. si applica a corpi fisici suscettibili di essere suddivisi in un certo numero, anche molto grande, di elementi di forma definita e dimensioni contenute. Nel continuum, ogni singolo elemento finito viene considerato un campo di integrazione numerica di caratteristiche omogenee.

La caratteristica principale del metodo degli elementi finiti è la discretizzazione attraverso la creazione di una griglia (mesh) composta da primitive (elementi finiti) di forma codificata. Su ciascun elemento caratterizzato da questa forma elementare, la soluzione del problema è assunta essere espressa dalla combinazione lineare di funzioni dette funzioni di base o funzioni di forma (shape functions). Da notare che talora la funzione viene approssimata, e non necessariamente saranno i valori esatti della funzione quelli calcolati nei punti, ma i valori che forniranno il minor errore su tutta la soluzione.

L'esempio tipico è quello che fa riferimento a funzioni polinomiali, sicché la soluzione complessiva del problema viene approssimata con una funzione polinomiale a pezzi. Il numero di coefficienti che identifica la soluzione su ogni elemento è dunque legato al grado del polinomio scelto. Questo, a sua volta, governa l'accuratezza della soluzione numerica trovata.

Il metodo degli elementi finiti fa parte della classe del metodo di Galërkin, il cui punto di partenza è la cosiddetta formulazione debole di un problema differenziale. Questa formulazione, basata sul concetto di derivata nel senso delle distribuzioni, di integrale di Lebesgue e di media pesata (mediante opportune funzioni dette funzioni test), ha il grande pregio di richiedere alla soluzione caratteristiche di regolarità realistiche per (quasi) tutti i problemi ingegneristici ed è pertanto strumento descrittivo molto utile. I metodi di tipo Galërkin si basano sull'idea di approssimare la soluzione del problema scritto in forma debole mediante combinazione lineare di funzioni (le shape functions) elementari. I coefficienti di tale combinazione lineare (detti anche "gradi di libertà") diventano le incognite del problema algebrico ottenuto dalla discretizzazione. Gli elementi finiti si distinguono per la scelta di funzioni di base polinomiali a pezzi.

4.7.2 Discretizzazione

Esistono vari tipi di elemento "base", che combinati tra loro possono descrivere e "modellare" praticamente qualsiasi tipo di struttura.

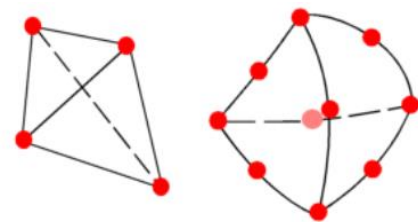
L'elemento **BAR** è il più semplice elemento finito, ed è mono-dimensionale sia nella forma che nel comportamento. Esso è costituito da due nodi, aventi ciascuno un grado di libertà: la traslazione nella direzione della congiungente i nodi stessi.

L'elemento **BEAM** è apparentemente molto simile al BAR: è mono-dimensionale nella forma ma non nel comportamento. Come il BAR esso è costituito da due nodi, ma questi hanno ciascuno due gradi di libertà: possono traslare in direzione normale alla direzione della congiungente i nodi stessi, e possono ruotare.

Con il termine elemento **SHELL** (lamina, superficie, guscio) si intende genericamente indicare una classe di elementi finiti aventi geometria di tipo bi-dimensionale (ma il loro comportamento è generalmente tridimensionale). Esistono elementi con forma di parallelogramma (e quindi anche rettangolari) o triangolare (quest'ultima assai utile per meshare elementi meccanici di forma irregolare); il numero di gradi di libertà è variabile sia in funzione del numero dei nodi (3 o 4), sia del numero dei gradi di libertà del singolo nodo (al massimo 6).

Mesh **SOLIDA**: quando si crea il mesh di una parte o un assieme con elementi solidi, il software genera uno dei due tipi di elementi: elementi solidi tetraedrici lineari e elementi solidi tetraedrici parabolici.

Gli elementi lineari sono anche denominati di primo grado o di ordine basso. Gli elementi parabolici sono anche denominati di secondo grado o di ordine alto. Un elemento tetraedrico lineare è definito mediante quattro nodi d'angolo collegati attraverso sei bordi lineari. Un elemento tetraedrico parabolico è definito mediante quattro nodi d'angolo, sei nodi intermedi e sei bordi parabolici.



In linea di massima, per la stessa densità di mesh (numero di elementi), gli elementi parabolici producono risultati migliori di quelli lineari, per i seguenti motivi: 1) rappresentano meglio i contorni curvi e 2) generano meglio le approssimazioni matematiche. Tuttavia, gli elementi parabolici assorbono molte più risorse di quelli lineari. Per l'analisi strutturale, ciascun nodo in un elemento elementi solido ha 3 gradi di libertà che rappresentano 3 traslazioni nelle 3 direzioni ortogonali.

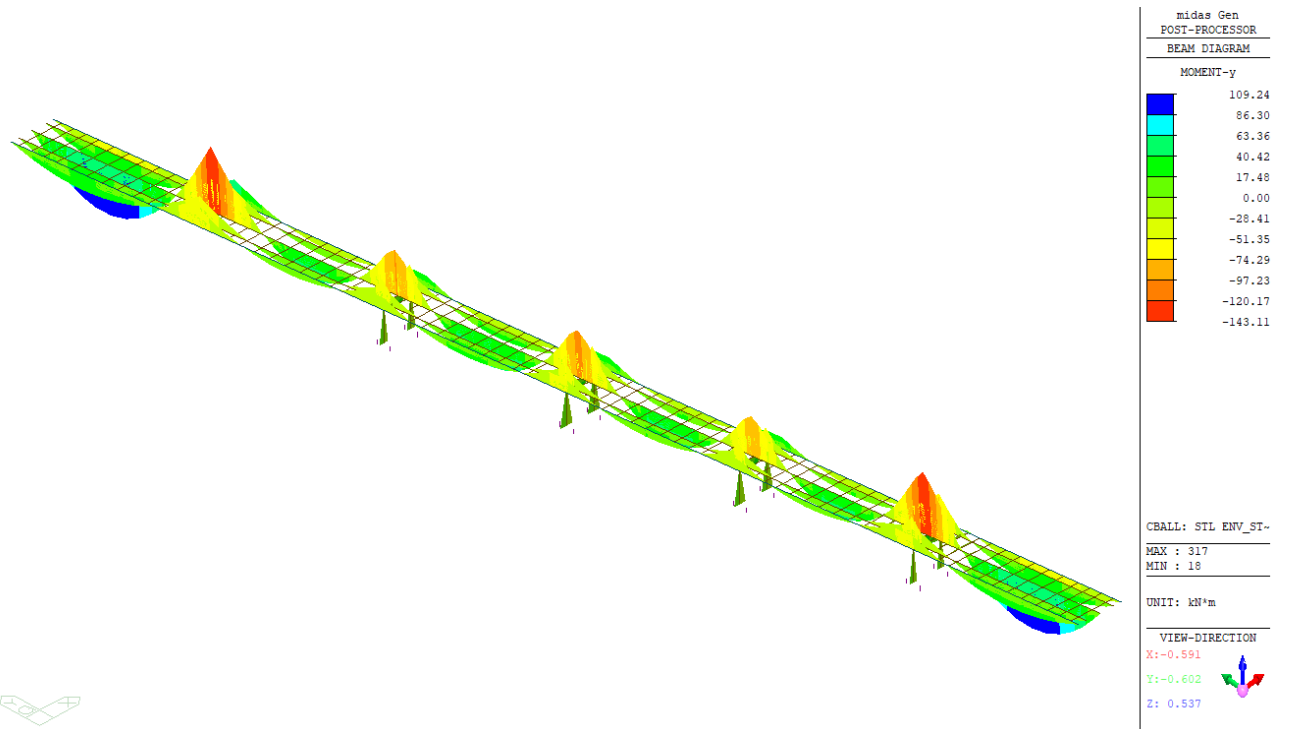
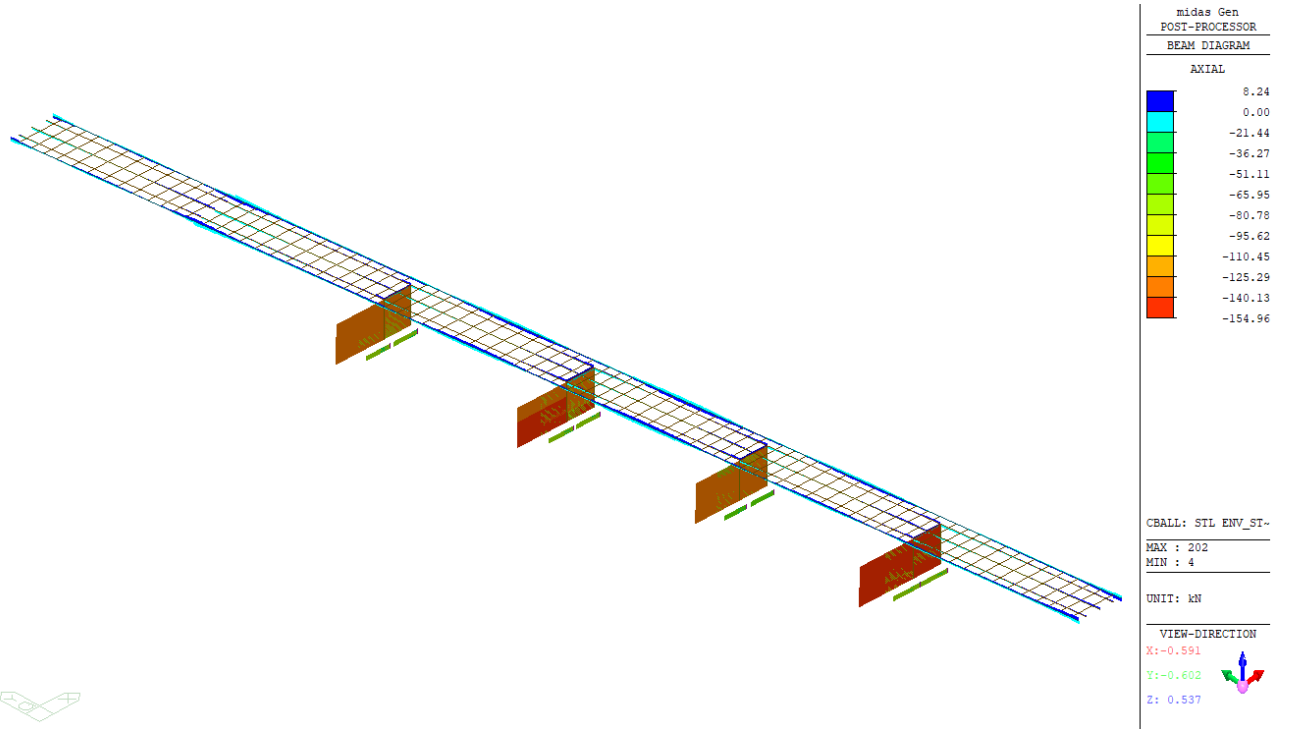
Nel caso in esame sono stati utilizzati elementi *beam* calcolati mediante funzioni di forma cubiche. Le matrici di rigidezza e di massa associate all'elemento sono costituite sulla base della teoria delle travi snelle, tipo Eulero – Bernoulli. Il programma mostra i diagrammi delle azioni interne discretizzando l'elemento in 17 punti di calcolo.

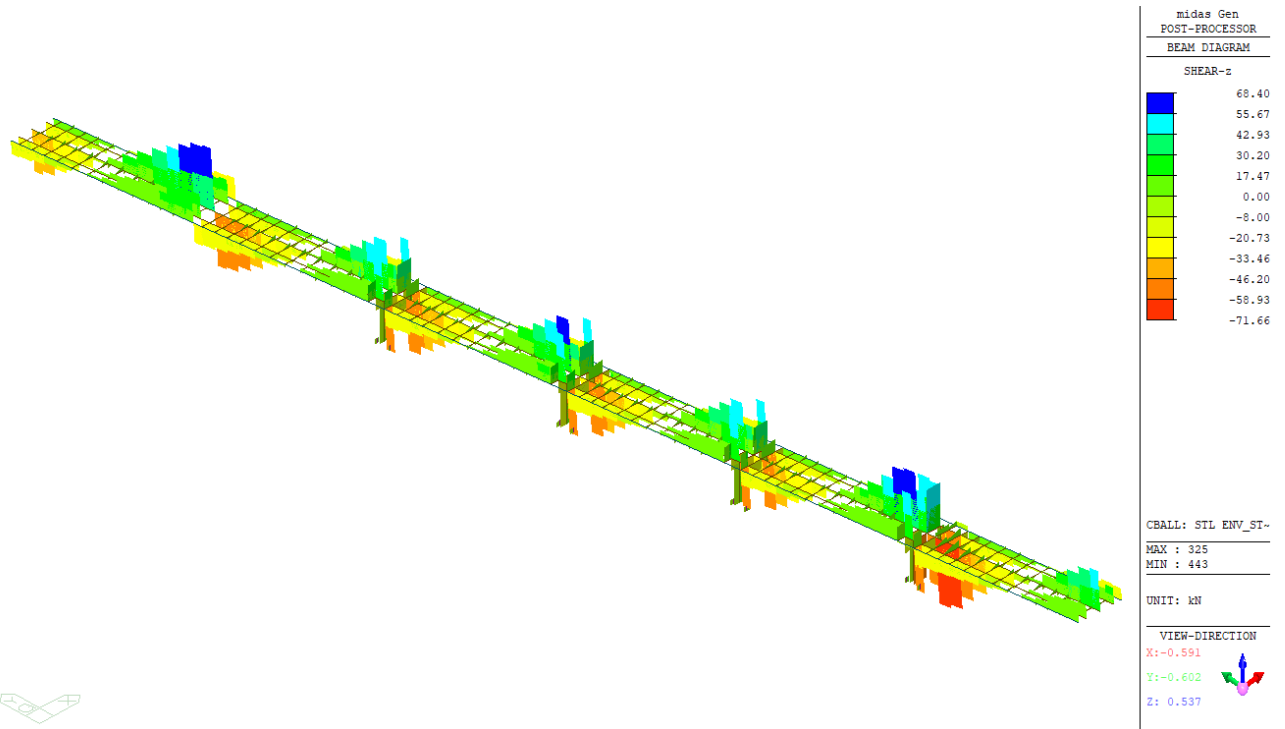
4.8 VERIFICHE STRUTTURALI

4.8.1 Diagrammi: Steel Strength Envelope

Sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni agli SLU involuppate (relative alla combinazione STL ENV_STR):

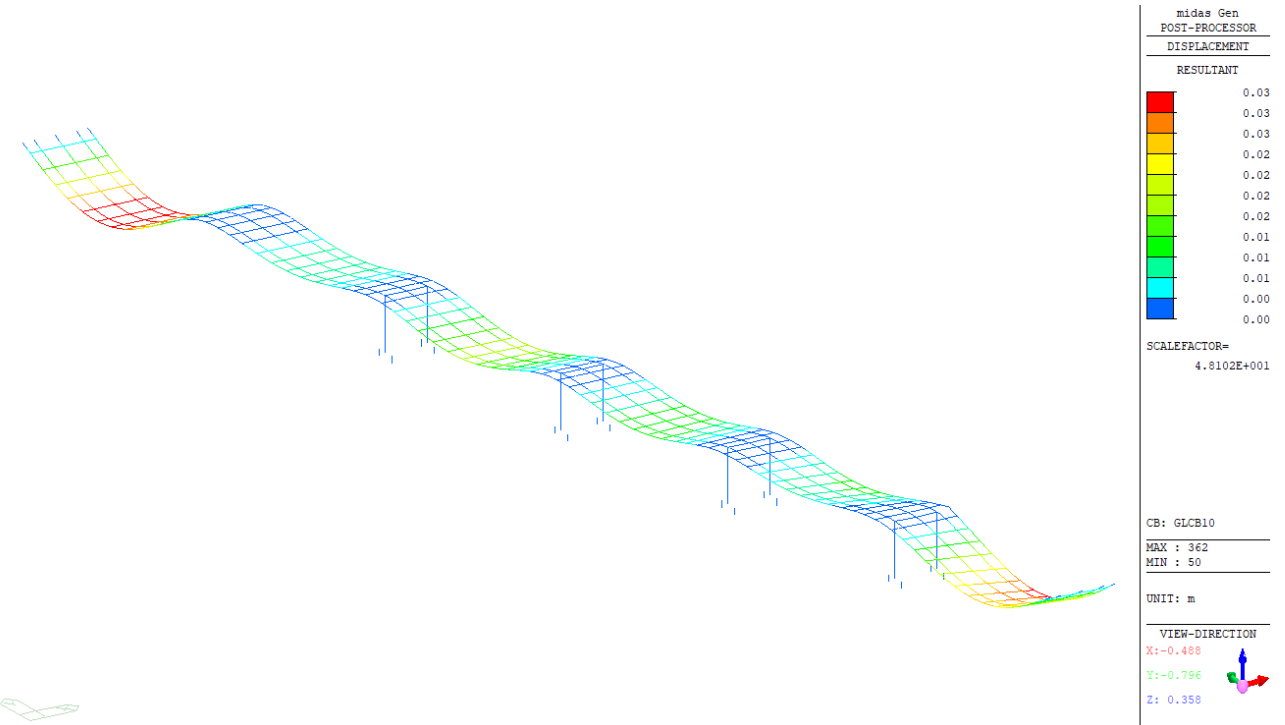
RELAZIONE DI CALCOLO





4.8.2 Andamento deformata SLE RARA

Di seguito è riportata la deformata della struttura nella combinazione SLE rara (relativa alla combinazione GLCB10)



Come si evince dall'immagine, nelle condizioni d'esercizio la struttura è soggetta ad uno spostamento massimo pari a 3 cm, che in relazione alle luci che copre, risulta accettabile.

4.8.3 Verifiche

Nell'immagine e nella tabella sottostante viene rappresentato il diagramma dello sfruttamento, dato come rapporto tra il valore sollecitante della grandezza in esame diviso quello resistente. Sfruttamenti inferiori all'unità indicano un esito positivo della verifica.

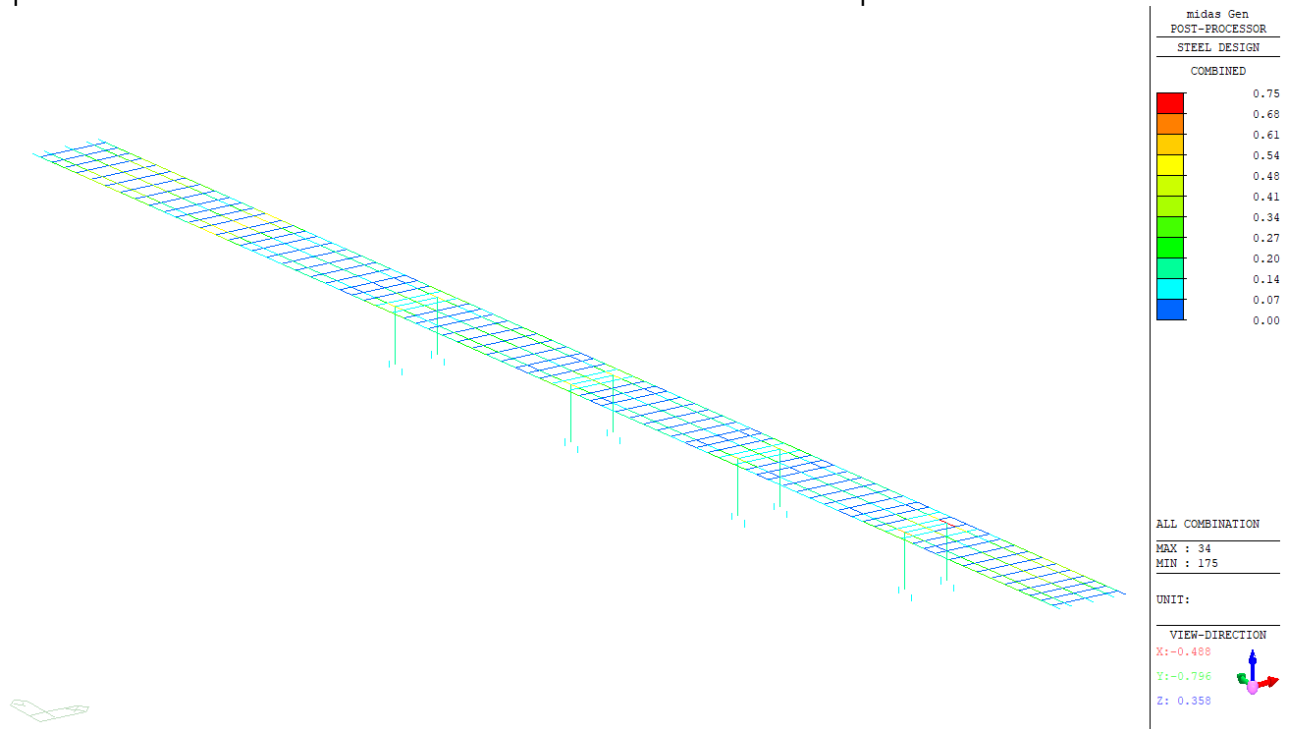


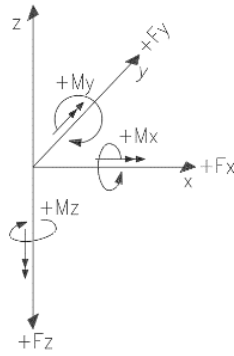
Figura 1 – Diagramma sfruttamento resistenza

CHK	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section		LCB	Len Lb	Ly Lz	Ky Kz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
				Material	Fy													
OK	16	1	0	HEB240 (*)		1	80.5	80.5	1.000	1.00	0.00340	3927.05	3927.05	117.920	1.50622	49.2504	-	-0.0042
	0.134	0.120		S275	27.5000		80.5	80.5	1.000	1.00	3133.47	0.00000	31150.6	15186.9	1389.25	409.630	-	0.32200
OK	48	2	0	UPN240		1	50.0	50.0	1.000	1.00	1.59436	-4834.8	-4834.8	0.00000	-0.0003	24.2893	-	-
	0.492	0.066		S275	27.5000		50.0	50.0	1.000	1.00	1163.25	0.00000	9845.00	2332.79	348.821	367.159	-	-
OK	18	3	0	HEB240		1	50.0	50.0	1.000	1.00	-4.9793	-14311	-14311	0.00000	0.00012	-58.475	-	0.00161
	0.495	0.111		S275	27.5000		50.0	50.0	1.000	1.00	2915.00	0.00000	28985.0	13605.6	1355.91	527.756	-	0.66667
OK	307	4	0	CHS-CF 114.3X8		3	25.0	25.0	4.394	0.85	-48.600	-102.09	-102.09	0.53692	0.02148	-4.0838	0.00000	0.00003
	0.122	0.015		S275	27.5000		25.0	25.0	4.394	0.85	734.800	0.00000	1826.00	1826.00	270.078	270.078	2108.57	0.08333
OK	34	6	0	IPE240		1	50.0	50.0	1.000	1.00	-4.8655	-7470.2	-7470.2	-1.4945	-0.0636	-52.501	-	-0.0041
	0.747	0.173		S275	27.5000		50.0	50.0	1.000	1.00	1075.25	0.00000	10065.0	1998.65	403.838	303.691	-	0.32200

(*) Profilo composto

4.8.4 Reazioni vincolari

Le reazioni tra la struttura e il terreno sono mostrate di seguito. Nella tabella di seguito sono riportati i nodi in corrispondenza dei micropali e le relative reazioni, le cui verifiche sono riportate nei paragrafi dedicati.



Node	Load	FZ (kN)	FX (kN)	FY (kN)
250	gLCB1	77.354313	-0.001258	0.033702
251	gLCB1	77.737032	-0.000961	0.033738
252	gLCB1	75.022474	-0.000961	0.034336
253	gLCB1	74.639754	-0.001258	0.034301
254	gLCB1	63.792759	0.00184	0.025145
255	gLCB1	64.080808	0.002282	0.025175
256	gLCB1	65.943401	0.002282	0.026064
257	gLCB1	65.655352	0.00184	0.026033
258	gLCB1	70.653345	-0.001048	0.027094
259	gLCB1	70.957552	-0.001117	0.027127
260	gLCB1	70.515075	-0.001117	0.026987
261	gLCB1	70.210869	-0.001048	0.026954
262	gLCB1	68.636695	0.000094	0.024541
263	gLCB1	68.913289	0.000123	0.024573
264	gLCB1	69.020788	0.000123	0.024632
265	gLCB1	68.744194	0.000094	0.0246
250	gLCB2	33.905908	-2.406504	-0.002914
251	gLCB2	34.133632	-2.390841	-0.002897
252	gLCB2	46.179519	-2.390841	0.044439
253	gLCB2	45.951454	-2.406504	0.044418
254	gLCB2	23.192956	-3.707593	-0.002956
255	gLCB2	23.414478	-3.689221	-0.002944
256	gLCB2	45.130429	-3.689221	0.041136
257	gLCB2	44.909095	-3.707593	0.041115
258	gLCB2	25.703354	-4.071644	0.024571
259	gLCB2	25.909319	-4.074861	0.024584
260	gLCB2	48.498104	-4.074861	0.021036
261	gLCB2	48.292224	-4.071644	0.021018
262	gLCB2	28.276325	-2.77745	0.034837
263	gLCB2	28.441825	-2.793	0.034851
264	gLCB2	44.08617	-2.793	-0.005245
265	gLCB2	43.920607	-2.77745	-0.005265

RELAZIONE DI CALCOLO

250	gLCB3	34.026766	-2.417972	-0.00265
251	gLCB3	34.257508	-2.402272	-0.002633
252	gLCB3	46.274836	-2.402272	0.044749
253	gLCB3	46.044426	-2.417972	0.044728
254	gLCB3	23.341286	-3.718968	-0.002536
255	gLCB3	23.567407	-3.700565	-0.002524
256	gLCB3	45.283388	-3.700565	0.041628
257	gLCB3	45.057034	-3.718968	0.041608
258	gLCB3	25.84908	-4.080584	0.025026
259	gLCB3	26.059645	-4.083791	0.02504
260	gLCB3	48.651465	-4.083791	0.021477
261	gLCB3	48.440818	-4.080584	0.021459
262	gLCB3	28.38679	-2.786501	0.035138
263	gLCB3	28.555373	-2.802093	0.035152
264	gLCB3	44.197094	-2.802093	-0.004965
265	gLCB3	44.028578	-2.786501	-0.004985
250	gLCB4	38.479893	-0.705011	0.011075
251	gLCB4	38.683846	-0.700259	0.011093
252	gLCB4	41.356509	-0.700259	0.025439
253	gLCB4	41.151432	-0.705011	0.02542
254	gLCB4	30.306827	-1.094359	0.007721
255	gLCB4	30.472206	-1.088736	0.007736
256	gLCB4	37.66201	-1.088736	0.021174
257	gLCB4	37.497325	-1.094359	0.021156
258	gLCB4	33.534406	-1.208316	0.016626
259	gLCB4	33.70089	-1.20932	0.016642
260	gLCB4	40.312561	-1.20932	0.015549
261	gLCB4	40.146355	-1.208316	0.015532
262	gLCB4	33.611689	-0.819475	0.019007
263	gLCB4	33.758236	-0.824066	0.019023
264	gLCB4	38.494482	-0.824066	0.007047
265	gLCB4	38.347718	-0.819475	0.007029
250	gLCB5	42.52131	0.741944	0.023328
251	gLCB5	42.707905	0.73738	0.023348
252	gLCB5	37.317816	0.73738	0.009464
253	gLCB5	37.1301	0.741944	0.009447
254	gLCB5	36.552762	1.134179	0.017294
255	gLCB5	36.674614	1.128908	0.017311
256	gLCB5	31.413466	1.128908	0.004556
257	gLCB5	31.29232	1.134179	0.004541
258	gLCB5	40.392463	1.237027	0.010272
259	gLCB5	40.529706	1.237927	0.01029
260	gLCB5	33.449744	1.237927	0.011287
261	gLCB5	33.312778	1.237027	0.01127

RELAZIONE DI CALCOLO

262	gLCB5	38.295323	0.84974	0.005739
263	gLCB5	38.428709	0.8545	0.005757
264	gLCB5	33.812531	0.8545	0.017863
265	gLCB5	33.678927	0.84974	0.017847
250	gLCB6	47.498156	2.405212	0.038195
251	gLCB6	47.671038	2.389857	0.038216
252	gLCB6	32.812527	2.389857	-0.008501
253	gLCB6	32.639986	2.405212	-0.008517
254	gLCB6	44.161067	3.709494	0.029374
255	gLCB6	44.242103	3.691581	0.029394
256	gLCB6	24.454907	3.69158	-0.013765
257	gLCB6	24.373682	3.709494	-0.013777
258	gLCB6	48.70927	4.070557	0.003845
259	gLCB6	48.822366	4.073701	0.003866
260	gLCB6	25.775407	4.073701	0.00727
261	gLCB6	25.662226	4.070557	0.007253
262	gLCB6	43.998903	2.777547	-0.009088
263	gLCB6	44.123615	2.793127	-0.009069
264	gLCB6	28.590591	2.793127	0.031089
265	gLCB6	28.465942	2.777547	0.031075
250	gLCB7	47.377298	2.41668	0.037931
251	gLCB7	47.547162	2.401288	0.037952
252	gLCB7	32.717211	2.401288	-0.008811
253	gLCB7	32.547014	2.41668	-0.008828
254	gLCB7	44.012737	3.72087	0.028954
255	gLCB7	44.089175	3.702924	0.028973
256	gLCB7	24.301948	3.702924	-0.014257
257	gLCB7	24.225743	3.72087	-0.014269
258	gLCB7	48.563544	4.079496	0.00339
259	gLCB7	48.672039	4.082631	0.003411
260	gLCB7	25.622045	4.082631	0.006829
261	gLCB7	25.513631	4.079496	0.006813
262	gLCB7	43.888438	2.786597	-0.009389
263	gLCB7	44.010067	2.80222	-0.009369
264	gLCB7	28.479667	2.80222	0.030809
265	gLCB7	28.357971	2.786597	0.030795
250	gLCB8	42.92417	0.703719	0.024206
251	gLCB8	43.120824	0.699275	0.024226
252	gLCB8	37.635538	0.699275	0.010498
253	gLCB8	37.440008	0.703719	0.01048
254	gLCB8	37.047196	1.096261	0.018697
255	gLCB8	37.184376	1.091095	0.018713
256	gLCB8	31.923326	1.091095	0.006197

RELAZIONE DI CALCOLO

257	gLCB8	31.785452	1.096261	0.006182
258	gLCB8	40.878217	1.207228	0.01179
259	gLCB8	41.030795	1.208161	0.011808
260	gLCB8	33.960949	1.208161	0.012757
261	gLCB8	33.808094	1.207228	0.012739
262	gLCB8	38.663538	0.819571	0.006742
263	gLCB8	38.807204	0.824192	0.00676
264	gLCB8	34.182279	0.824192	0.018797
265	gLCB8	34.03883	0.819571	0.018781
250	gLCB9	38.882753	-0.743236	0.011953
251	gLCB9	39.096765	-0.738364	0.011971
252	gLCB9	41.674231	-0.738364	0.026473
253	gLCB9	41.46134	-0.743236	0.026454
254	gLCB9	30.801261	-1.132278	0.009124
255	gLCB9	30.981967	-1.126548	0.009138
256	gLCB9	38.17187	-1.126548	0.022815
257	gLCB9	37.990457	-1.132278	0.022798
258	gLCB9	34.020161	-1.238114	0.018144
259	gLCB9	34.201979	-1.239087	0.01816
260	gLCB9	40.823767	-1.239087	0.017019
261	gLCB9	40.641672	-1.238114	0.017001
262	gLCB9	33.979905	-0.849643	0.02001
263	gLCB9	34.136731	-0.854374	0.020026
264	gLCB9	38.864229	-0.854374	0.007981
265	gLCB9	38.707621	-0.849643	0.007963
250	STL ENV_STR(max)	77.354313	2.41668	0.038195
251	STL ENV_STR(max)	77.737032	2.401288	0.038216
252	STL ENV_STR(max)	75.022474	2.401288	0.044749
253	STL ENV_STR(max)	74.639754	2.41668	0.044728
254	STL ENV_STR(max)	63.792759	3.72087	0.029374
255	STL ENV_STR(max)	64.080808	3.702924	0.029394
256	STL ENV_STR(max)	65.943401	3.702924	0.041628
257	STL ENV_STR(max)	65.655352	3.72087	0.041608
258	STL ENV_STR(max)	70.653345	4.079496	0.027094
259	STL ENV_STR(max)	70.957552	4.082631	0.027127
260	STL ENV_STR(max)	70.515075	4.082631	0.026987
261	STL ENV_STR(max)	70.210869	4.079496	0.026954
262	STL ENV_STR(max)	68.636695	2.786597	0.035138
263	STL ENV_STR(max)	68.913289	2.80222	0.035152
264	STL ENV_STR(max)	69.020788	2.80222	0.031089
265	STL ENV_STR(max)	68.744194	2.786597	0.031075
250	STL ENV_STR(min)	33.905908	-2.417972	-0.002914

RELAZIONE DI CALCOLO

251	STL ENV_STR(min)	34.133632	-2.402272	-0.002897
252	STL ENV_STR(min)	32.717211	-2.402272	-0.008811
253	STL ENV_STR(min)	32.547014	-2.417972	-0.008828
254	STL ENV_STR(min)	23.192956	-3.718968	-0.002956
255	STL ENV_STR(min)	23.414478	-3.700565	-0.002944
256	STL ENV_STR(min)	24.301948	-3.700565	-0.014257
257	STL ENV_STR(min)	24.225743	-3.718968	-0.014269
258	STL ENV_STR(min)	25.703354	-4.080584	0.00339
259	STL ENV_STR(min)	25.909319	-4.083791	0.003411
260	STL ENV_STR(min)	25.622045	-4.083791	0.006829
261	STL ENV_STR(min)	25.513631	-4.080584	0.006813
262	STL ENV_STR(min)	28.276325	-2.786501	-0.009389
263	STL ENV_STR(min)	28.441825	-2.802093	-0.009369
264	STL ENV_STR(min)	28.479667	-2.802093	-0.005245
265	STL ENV_STR(min)	28.357971	-2.786501	-0.005265
250	STL ENV_STR(all)	77.354313	-2.417972	0.038195
251	STL ENV_STR(all)	77.737032	-2.402272	0.038216
252	STL ENV_STR(all)	75.022474	-2.402272	0.044749
253	STL ENV_STR(all)	74.639754	-2.417972	0.044728
254	STL ENV_STR(all)	63.792759	3.72087	0.029374
255	STL ENV_STR(all)	64.080808	3.702924	0.029394
256	STL ENV_STR(all)	65.943401	3.702924	0.041628
257	STL ENV_STR(all)	65.655352	3.72087	0.041608
258	STL ENV_STR(all)	70.653345	-4.080584	0.027094
259	STL ENV_STR(all)	70.957552	-4.083791	0.027127
260	STL ENV_STR(all)	70.515075	-4.083791	0.026987
261	STL ENV_STR(all)	70.210869	-4.080584	0.026954
262	STL ENV_STR(all)	68.636695	2.786597	0.035138
263	STL ENV_STR(all)	68.913289	2.80222	0.035152
264	STL ENV_STR(all)	69.020788	2.80222	0.031089
265	STL ENV_STR(all)	68.744194	2.786597	0.031075

MAX	77.737032	4.082631	0.044749
------------	------------------	----------	----------

5 MENSOLA A SBALZO

Come è riportato nella Tavola strutturale C34, i tratti di percorso 2, 4 e 6 sono realizzati tramite uno sbalzo in acciaio aggettante sulla forra. Tale struttura è costituita da travi IPE200, disposte ad interasse pari a 1,20 m ed ancorate alla struttura in calcestruzzo armato tramite ancoraggi. Data la particolarità e l'importanza di tali elementi sono state condotte due formulazioni matematiche per la risoluzione del problema ingegneristico, la Prima modellando la struttura con elementi shell in gradi di cogliere al meglio gli effetti locali di dettaglio della porzione maggiormente sollecitata e della piastra di ancoraggio, la seconda utilizzando il concetto di asta certamente più semplificato ma dalle formulazioni più convenzionali e conosciute al mondo dell'ingegneria.

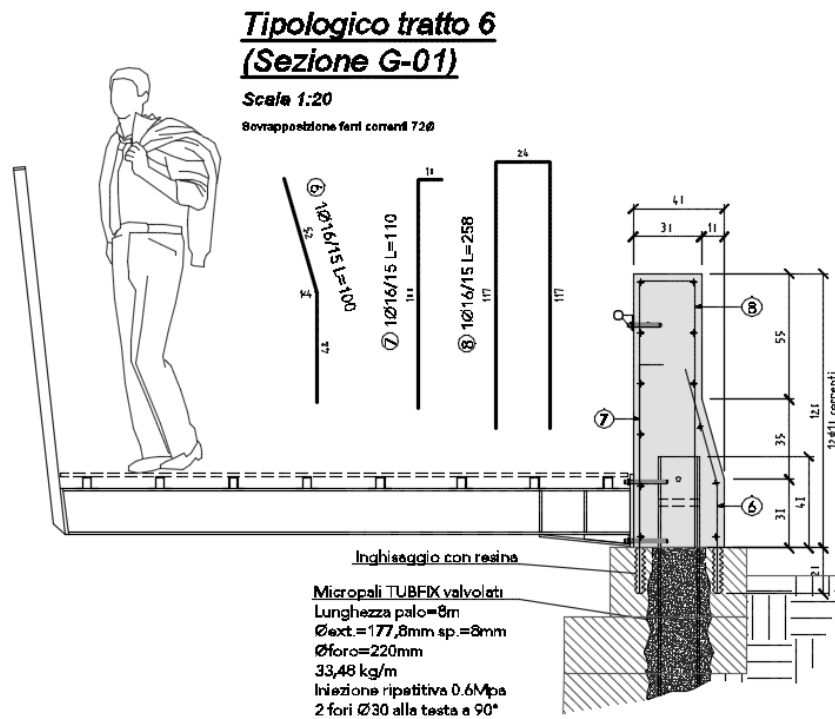


Figura 2:Tipologico sbalzo in acciaio

5.1 MODELLAZIONE A SHELL

Volendo analizzare il comportamento di elementi strutturali bidimensionali, è necessario introdurre nella modellazione degli elementi shell. Questa modellazione permette di rappresentare stati di sforzo piano, che non si potrebbero indagare con una modellazione monodimensionale.

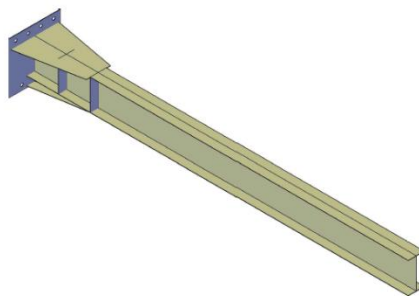


Figura 3:Modello di partenza

Il singolo element shell viene discretizzato in una mesh di elementi di forma quadrangolare e/ triangolare, connessi in corrispondenza dei nodi. Le incognite del problema diventano pertanto gli spostamenti dei nodi degli elementi che compongono la mesh. Gli spostamenti dei punti all'interno di ciascun elemento vengono ipotizzati essere funzione degli spostamenti nodali attraverso funzioni lineari o non lineari a seconda della tipologia di elemento di discretizzazione adottato. Noti gli spostamenti di ciascun nodo dell'elemento, si può risalire alle deformazioni e, attraverso la matrice di rigidezza, alle tensioni.

Si ricorda che l'accuratezza del risultato in termini di deformazioni e tensioni di un elemento bidimensionale, dipende dalla dimensione dei singoli elementi che compongono la mesh. Più fitta è la discretizzazione, più accurati saranno i risultati. Di contro però saranno più lunghi i tempi di risoluzione in quanto all'aumentare dei nodi dell'elemento aumenterà la dimensione della matrice di rigidezza.

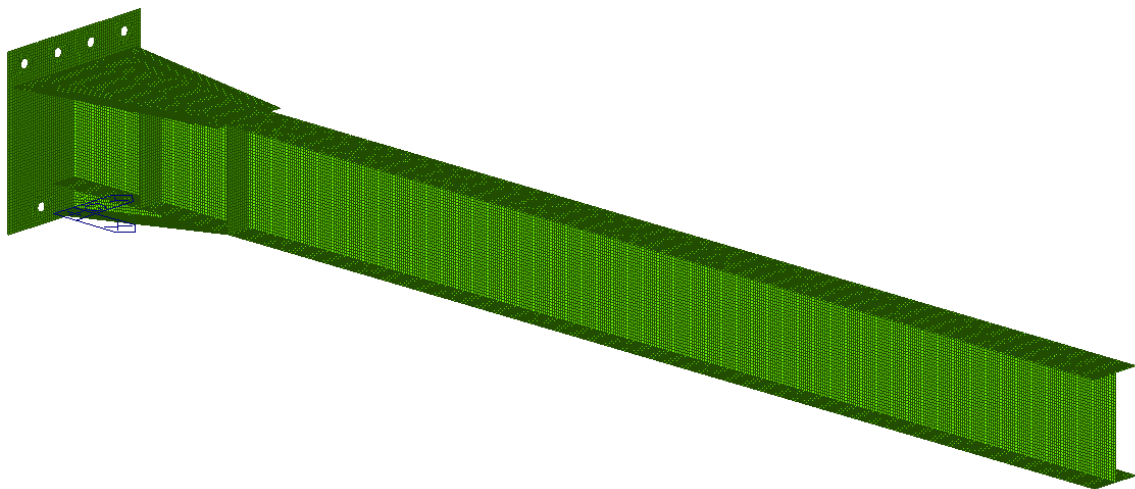


Figura 4: Creazione della mesh

5.1.1 GEOMETRIA E SEZIONI

Di seguito si riporta una tabella con le caratteristiche della sezione di cui si compone lo sbalzo.

IPe 200	$N_{by,Rd}$ [kN]	720,4	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	57,78			
	$N_{bz,Rd}$ [kN]	323,6	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	11,68			
	$V_{ply,Rd}$ [kN]	211,6	$V_{plz,Rd}$ [kN]	257,1			
g (Kg/m):	22,4						
h (mm):	200	r_2 (mm):	0				
b (mm):	100	A (cm ²):	28,48	i_y (cm):	8,26	i_z (cm):	2,24
t_w (mm):	5,6	I_y (cm ⁴):	1,943	I_z (cm ⁴):	142,4	I_T (cm ⁴):	6,98
t_f (mm):	8,5	W_y (cm ³):	194,3	W_z (cm ³):	28,47	I_w (cm ⁶):	12,990
r_1 (mm):	12	$W_{pl,y}$ (cm ³):	220,6	$W_{pl,z}$ (cm ³):	44,61		

5.1.2 MATERIALI

La struttura è costituita da acciaio S275, le cui caratteristiche sono riportate nella tabella sottostante.

ID	Name	Type	Standard	Elasticity (kN/cm ²)	Poisson	Thermal (1/[F])	Density (kN/cm ³)	Mass Density (kN/cm ³ /g)
1	S275	Steel	EN05(S)	2.1000e+004	0.3	6.6667e-006	7.6980e-005	7.8498e-008

5.1.3 VINCOLI

La struttura è stata modellata come una mensola incastrata ad un'estremità. L'incastro viene garantito dai collegamenti bullonati, che vengono modellati tramite degli elastic link di tipo rigido. L'elastic link è un tipo di collegamento elastico tra due nodi, dove le sei componenti di rigidezza (tre componenti traslazionali e tre rotazionali) sono definite automaticamente dal software in modo da assicurare un trasferimento rigido delle sollecitazioni.

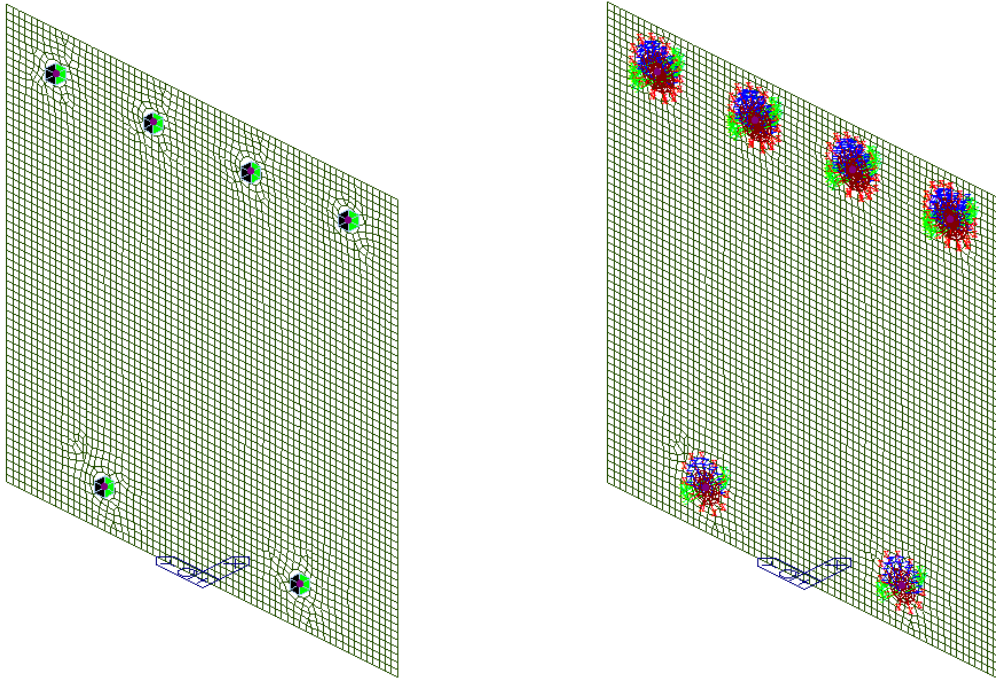


Figura 5: Elastic link di tipo rigido

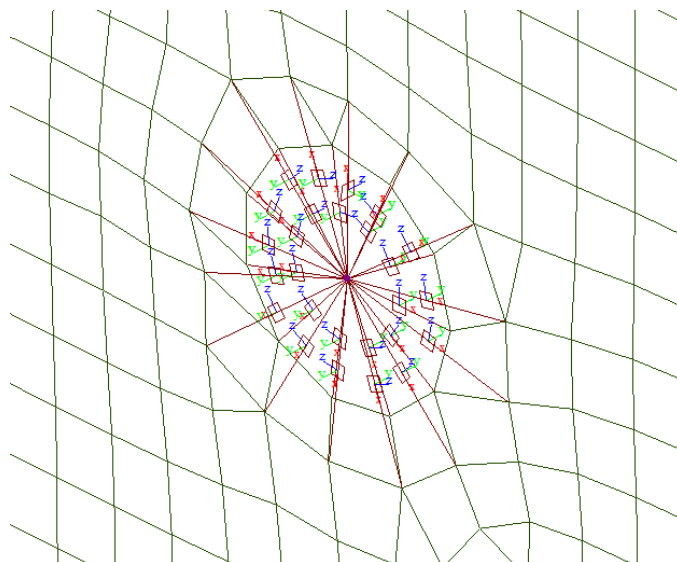
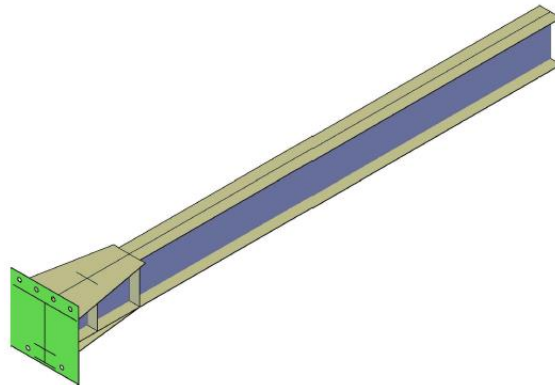


Figura 6: Dettaglio applicazione degli elastic link

L'interazione tra la piastra in acciaio e la struttura in calcestruzzo invece è modellata tramite l'inserimento di point spring, ovvero delle mole puntuali aventi rigidità pari a 10^9 N/mm al fine di massimizzare le sollecitazioni sulla struttura in acciaio.



5.1.4 CARICHI SULLA STRUTTURA

Oltre al peso proprio automaticamente calcolato dal solutore, la struttura è soggetta ai seguenti carichi:

- Carico permanente non strutturale (g_2) = 1 kN/m²
- Carico variabile (q) categoria C (Aree suscettibili di affollamenti) = 5 kN/m²

Tali carichi sono stati applicati alla struttura come dei carichi su superficie, così come si vede nell'immagine riportata di seguito.

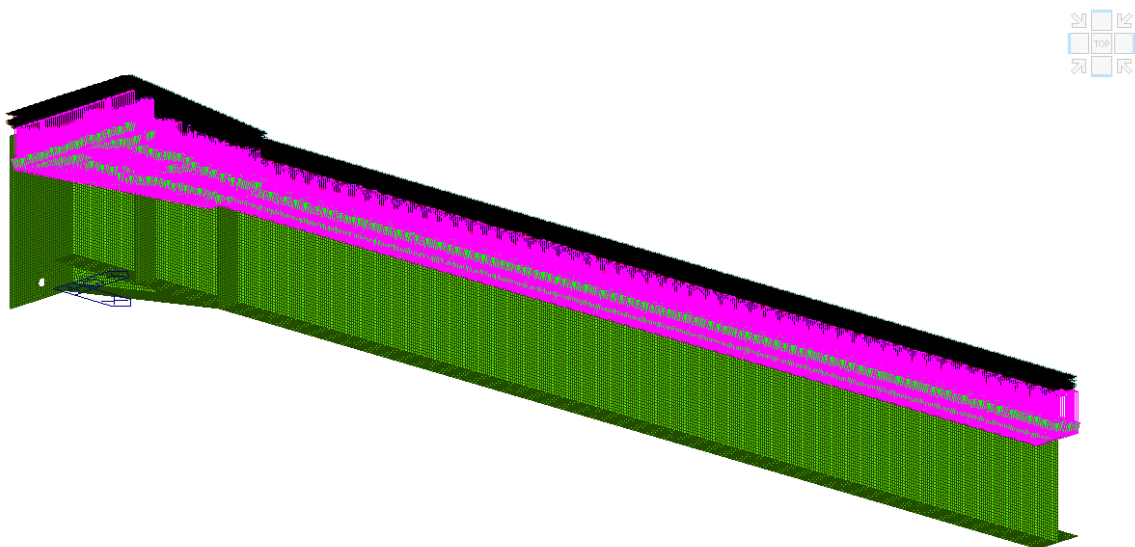


Figura 7: Applicazione dei carichi di superficie

5.1.5 VERIFICHE STRUTTURALI

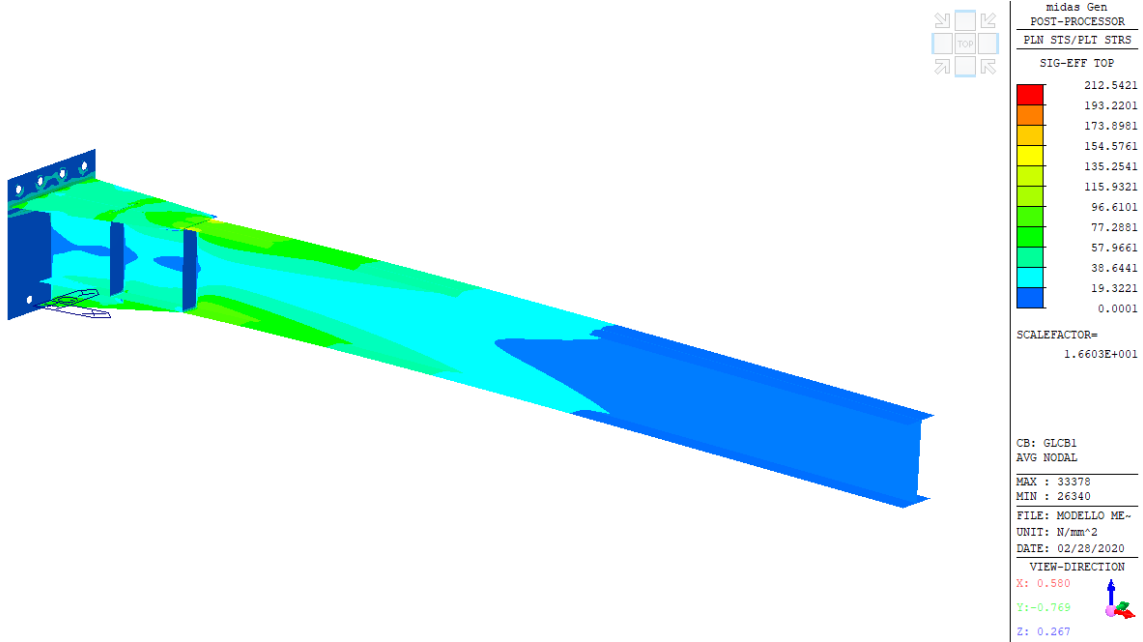


Figura 8: Andamento degli sforzi, combinazione SLU

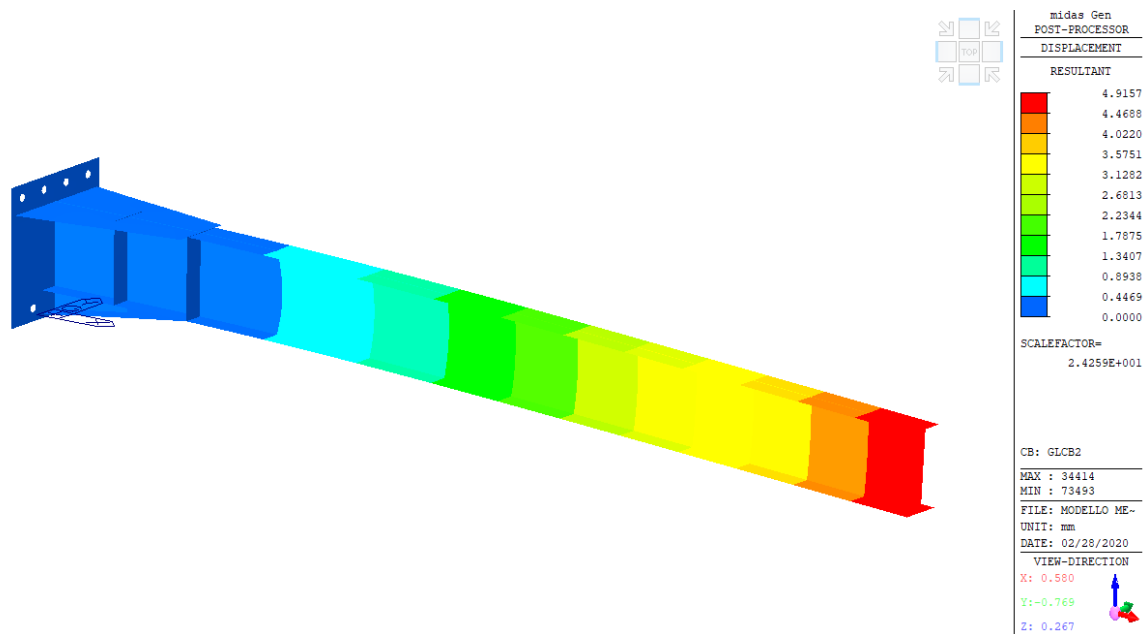


Figura 9: Spostamenti, combinazione SLE rara

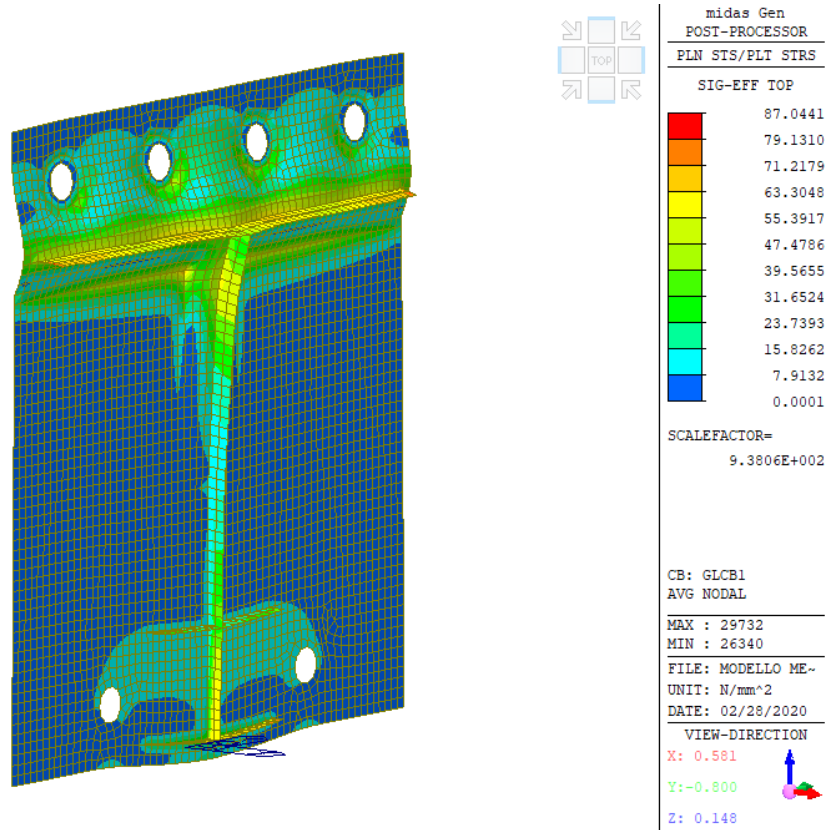


Figura 8: Andamento degli sforzi in corrispondenza del nodo di attacco, combinazione SLU

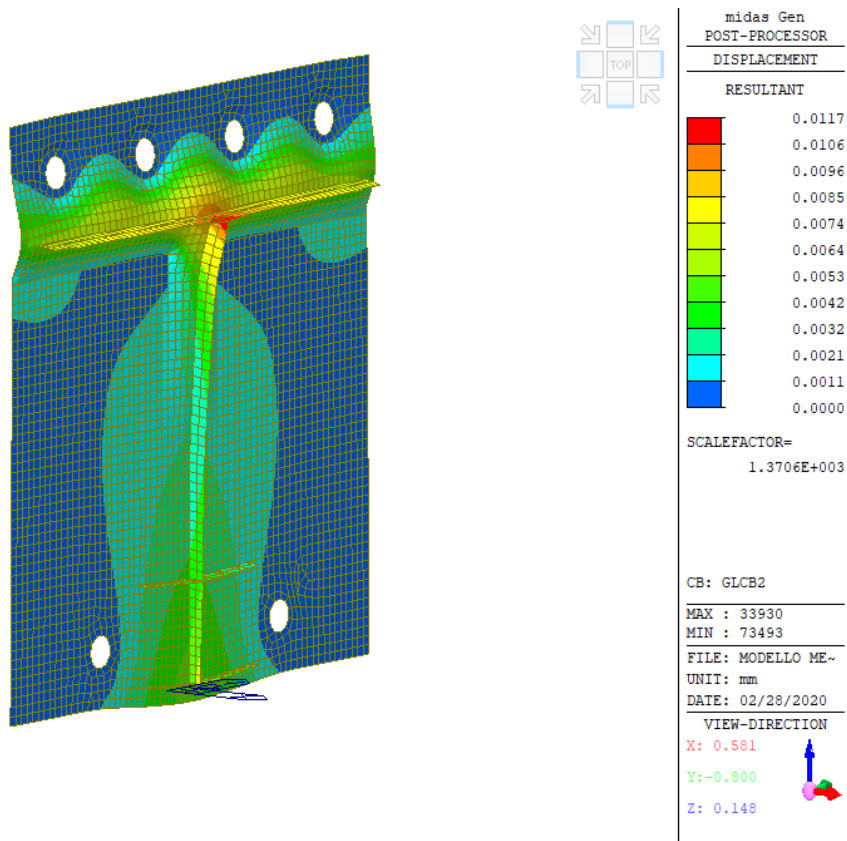


Figura 10: Deformata in corrispondenza del nodo di attacco, combinazione sle rara

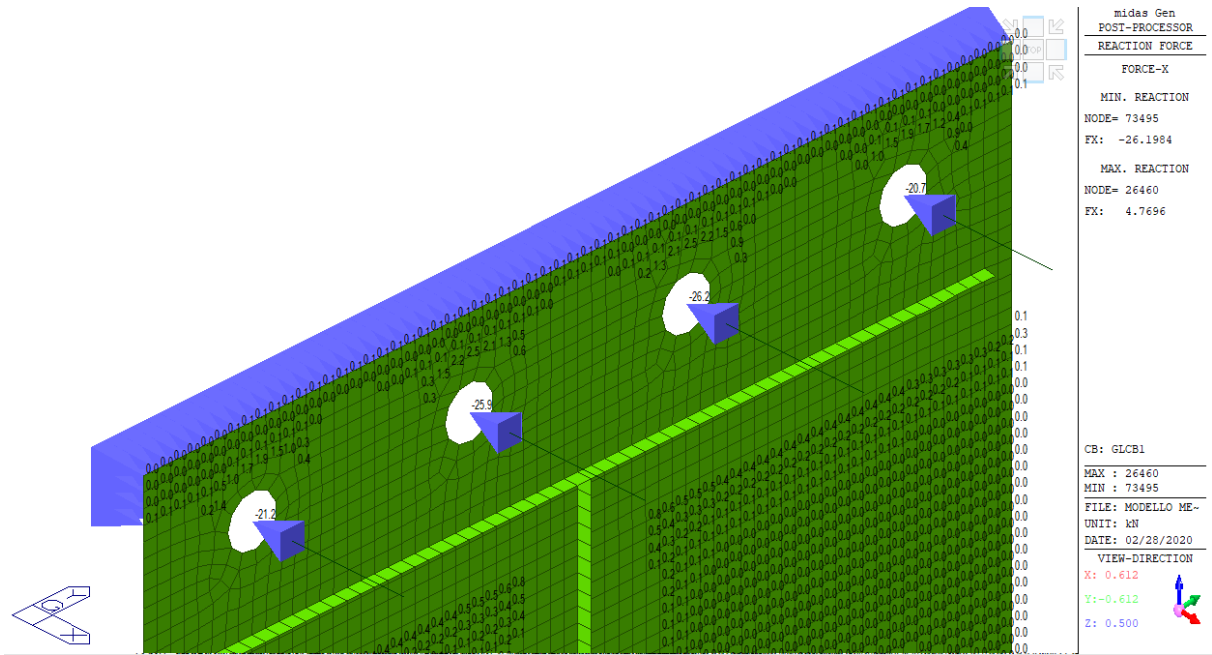
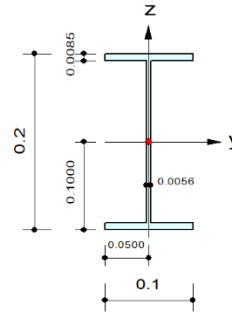


Figura 11: Reazioni in corrispondenza dei collegamenti bullonati

5.1.6 REPORT DI CALCOLO DETTAGLIATO

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 72473
 Material : S275 (No:1)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name : IPE200 (No:1)
 (Rolled : IPE200).
 Member Length : 2.50000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
 Bending Moments My = -33.891, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = -33.891, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = -33.891, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 3, POS:1/2)
 Fzz = -27.113 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.20000	Web Thick	0.00560
Top F Width	0.10000	Top F Thick	0.00850
Bot.F Width	0.10000	Bot.F Thick	0.00850
Area	0.00285	Asz	0.00112
Qyb	0.01872	Qzb	0.00125
Iyy	0.00002	Izz	0.00000
Ybar	0.05000	Zbar	0.10000
Wely	0.00019	Welz	0.00003
ry	0.08230	rz	0.02282

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.50000, Lz = 2.50000, Lb = 2.50000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$L/r = 109.5 < 300.0$ (Memb:72473, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.000/783.750 = 0.000 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 33.8913/41.2249 = 0.822 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/12.0820 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

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

$R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{max} = \text{MAX}[RNRd, (R_{com} + R_{bend})] = 0.560 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

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

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.122 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0100 > 0.0091$ (Memb:72473, LCB: 2, POS: 2.5m, Dir-Z)..... O.K

5.2 MODELLAZIONE A BEAM

Per poter avere un controllo dell'analisi svolta si è deciso di svolgere il calcolo anche utilizzando un altro approccio: la struttura è stata modellata come un element beam incastrato ad un'estremità.

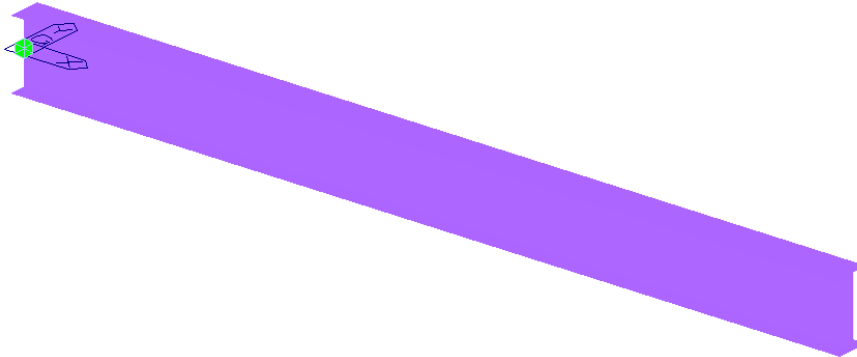


Figura 12: Modellazione a beam

Riprendendo quanto già detto relativamente ai carichi, è noto che, oltre al peso proprio automaticamente calcolato dal solutore, la struttura è soggetta ai seguenti carichi:

- Carico permanente non strutturale (g_2) = 1 kN/m²
- Carico variabile (q) categoria C (Aree suscettibili di affollamenti) = 5 kN/m²

Le travi IPE200 sono disposte ad interasse pari a 1,20 m, quindi volendo inserire dei carichi lineari, la struttura è soggetta ai seguenti carichi:

- Carico permanente non strutturale (G_2) = 1,2 kN/m
- Carico variabile (Q) categoria C (Aree suscettibili di affollamenti) = 6 kN/m

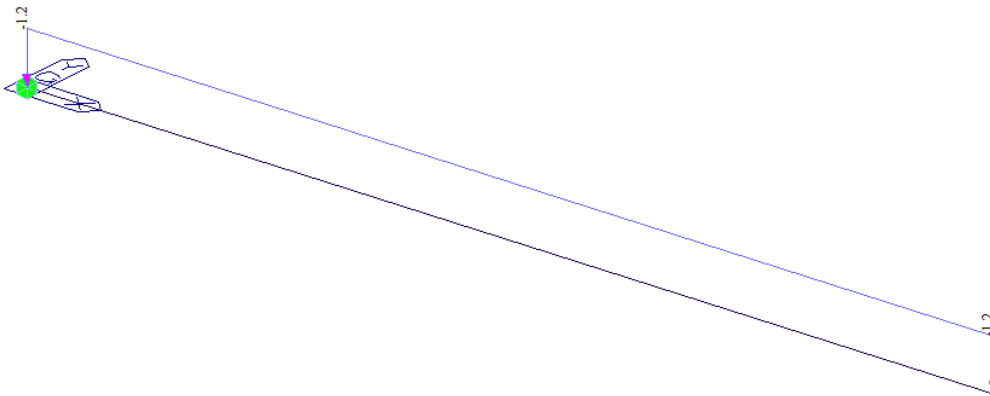


Figura 13: Carico permanente non strutturale [kN/m]

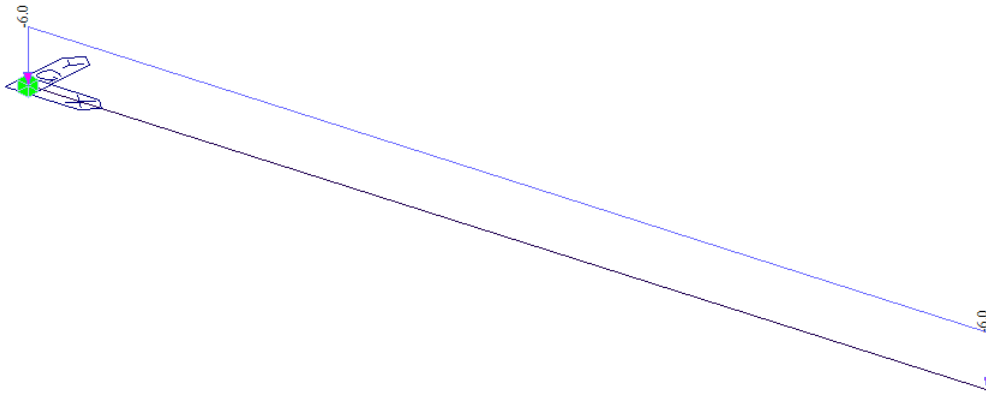


Figura 14: Carico variabile [kN/m]

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi.

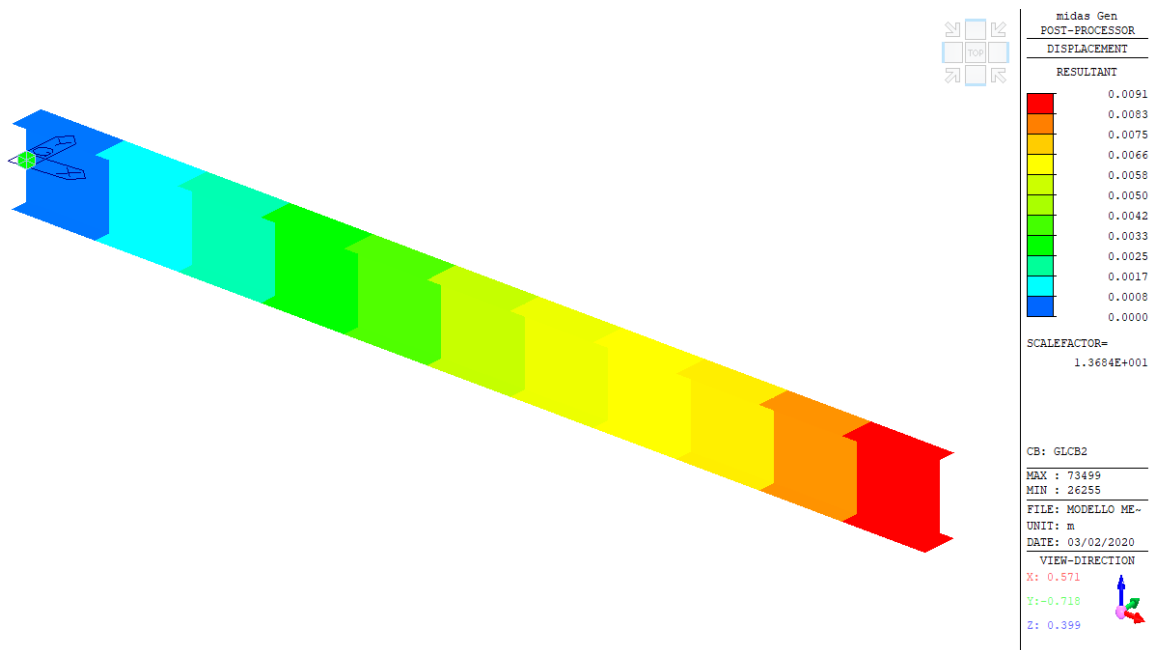


Figura 15: Spostamenti, combinazione SLE rara

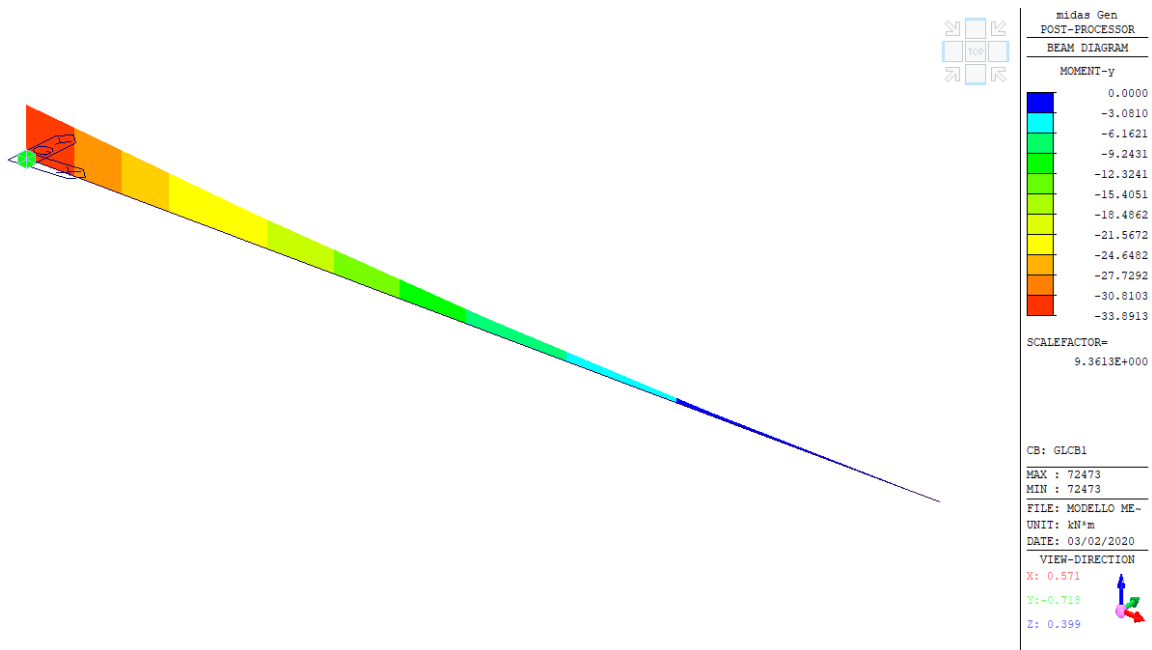


Figura 16: Momento sollecitante, combinazione SLU

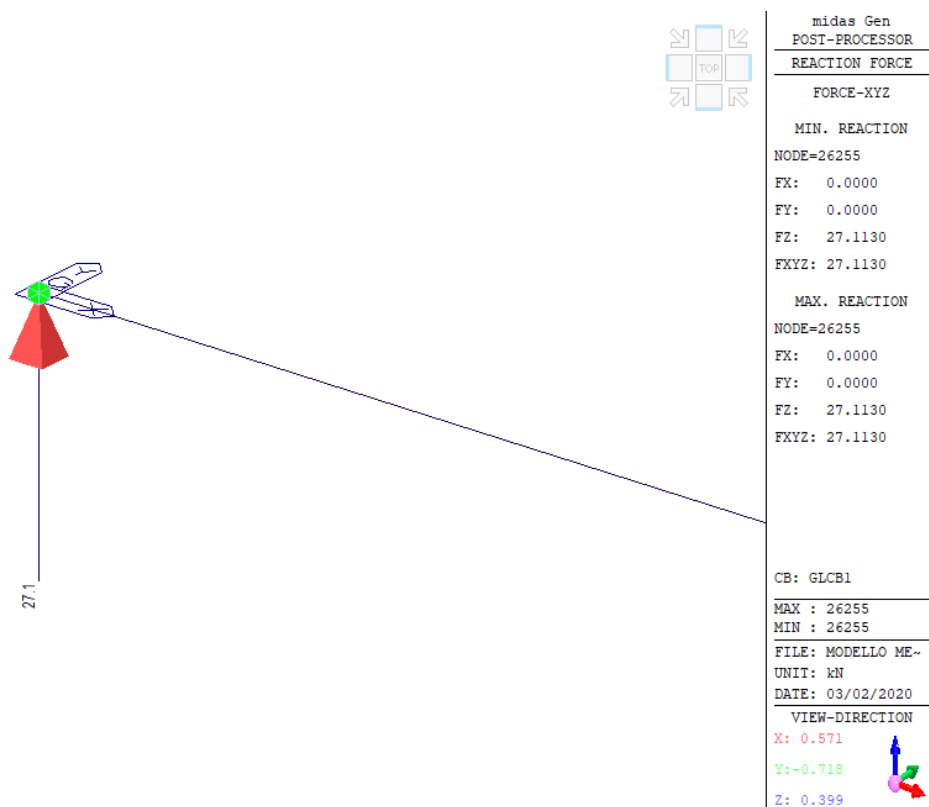


Figura 17: Reazione vincolare, combinazione SLU

Confronto dei risultati

Secondo l'analisi secondo l'approccio a beam, la struttura è soggetta ad un momento flettente massimo, in corrispondenza dell'incastro, pari a 33,89 kNm. Questo risultato è facilmente verificabile con un calcolo manuale:

$$M = \frac{pl^2}{2} = \frac{(1,3g + 1,5q) \cdot l^2}{2} = \frac{(1,3 \cdot 1,2 \frac{kN}{m} + 1,5 \cdot 6 \frac{kN}{m}) \cdot (2,50 m)^2}{2} = 33 kNm$$

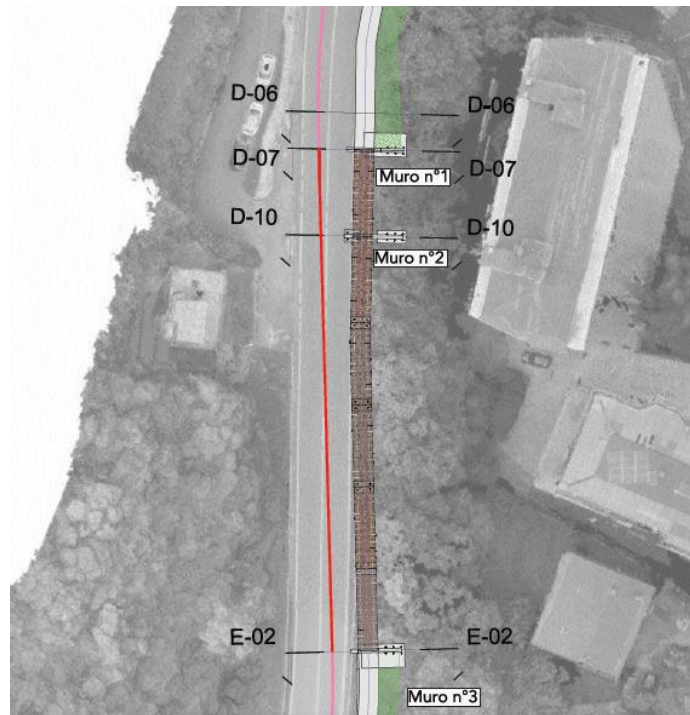
Considerando che i 4 bulloni si trovano ad una distanza dal bordo libero della piastra pari a 32 cm, si può calcolare la forza di taglio agente sul singolo bullone:

$$F_x = \frac{M}{4} = \frac{0,29 \text{ m}}{4} = 28,44 \text{ kN}$$

Tale valore è paragonabile ai risultati ottenuti con l'analisi a shell.

6 MURO IN C.A.

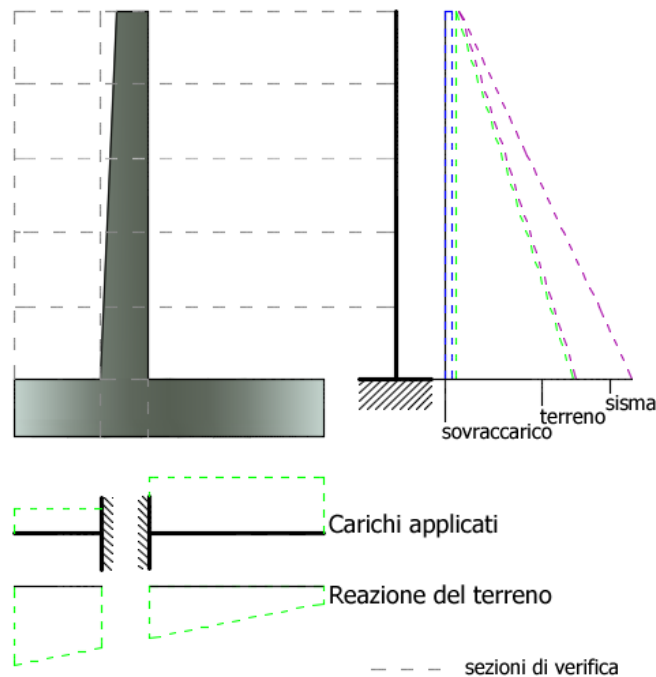
Di seguito si riportano i calcoli e le verifiche relative al muro in calcestruzzo armato n°01, posizionato a chiusura delle terre armate, in corrispondenza dell'inizio della passerella in acciaio. Si omettono le verifiche relative agli altri muri in c.a. in quanto il muro in oggetto risulta essere il più critico.



6.1 CENNI TEORICI

SCHEMA STATICO E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Lo schema statico utilizzato per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazioni è quello della trave incastrata (*vedi figura*), la mensola di elevazione può essere caricata da carichi distribuiti (spinta attiva del terreno, contributo del sovraccarico, incremento di spinta per la presenza di falda, incremento di spinta per effetto del sisma...) ma anche da carichi concentrati (forze inerziali, azioni aggiuntive sulla sezione del muro, tiranti...). Il momento flettente delle azioni viene riferito al baricentro della generica sezione di verifica.



Analogamente, per la fondazione di valle e di monte, si assume lo stesso schema statico della mensola di elevazione: si tratta di travi ad asse rettilineo che possono essere caricate da carichi distribuiti verticali, da forze o coppie concentrate.

Per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione il programma sfrutta il metodo analitico facendo riferimento alle caratteristiche positive della convenzione sui segni adottata.

VERIFICHE STRUTTURALI

Secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, la verifica di sicurezza di un elemento strutturale corrisponde al verificarsi, sezione per sezione, della seguente relazione simbolica:

$$E_d \leq R_d$$

in cui:

E_d rappresenta una sollecitazione di progetto (*ad esempio uno sforzo flettente, torcente, oppure una sollecitazione composta etc.*), prodotta dalle azioni agenti F_{dj} sul muro, valutate in base ai propri valori caratteristici e maggiorate in base a opportuni coefficienti di combinazione: $F_{dj} = F_{kj} \gamma F_j$

Per sollecitazioni composte (*ad esempio presso-flessione*) la verifica presuppone l'istituzione di un metodo di misura della sicurezza e la relazione precedente risulta essere, in questo caso, solo simbolica.

Si supponga, ad esempio, che in una data sezione agiscano contemporaneamente le sollecitazioni di progetto N_{Ed} ed M_{Ed} (sforzo normale e momento flettente); ad esse corrispondono infinite coppie di valori resistenti N_R, M_R che nel loro insieme costituiscono la linea di frontiera di un dominio resistente. La misura della sicurezza, in questo caso, consiste nel controllare che il punto rappresentativo delle sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo ricada internamente o al più sulla linea di frontiera di tale dominio, detto di sicurezza

R_d è il valore di calcolo della corrispondente sollecitazione resistente sviluppata dai materiali costituenti la sezione, le cui resistenze di calcolo sono ottenute a partire da quelle caratteristiche mediante l'applicazione di coefficienti riduttivi (detti parziali per le resistenze) allo scopo di assicurare il prefissato grado di sicurezza: $R_{di} = R_{ki} / \gamma_{Mi}$

RESISTENZA DI CALCOLO DEI MATERIALI

La resistenza di calcolo f_{cd} a compressione del calcestruzzo da considerare nel calcolo agli stati limite ultimi per il conglomerato è la seguente:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

α_{cc} coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata;

f_{ck} resistenza cilindrica caratteristica del conglomerato;

γ_c coefficiente di sicurezza parziale del calcestruzzo.

La resistenza di calcolo dell'acciaio a snervamento f_{yd} è la seguente:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

f_{yk} resistenza caratteristica (o nominale) dell'acciaio allo snervamento;

γ_s coefficiente di sicurezza parziale dell'acciaio.

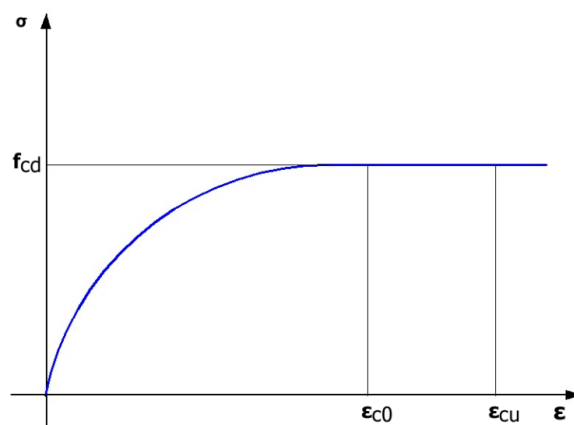
DIAGRAMMA DI CALCOLO TENSIONE-DEFORMAZIONE DEL CALCESTRUZZO

Dei vari diagrammi si è utilizzato quello a parabola-rettangolo di figura ad oggi ritenuto il più attendibile nel calcolo di resistenza (specie in presenza di sforzo normale).

L'arco di parabola presenta il suo asse parallelo all'asse delle tensioni e un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni e tangente alla parabola nel punto di sommità. Il vertice della parabola ha ascissa ϵ_{c2} e la deformazione massima del segmento corrisponde a quella di ϵ_{cu} fissata dalle norme; l'ordinata massima del diagramma è pari a f_{cd} .

L'arco di parabola sopra definito è analiticamente rappresentato dalla seguente equazione:

$$\sigma = 2 \cdot f_{cd} \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} - f_{cd} \frac{\epsilon_c^2}{\epsilon_{c0}^2}$$



Il valore di ϵ_{c0} è pari a 0,002 per classi di resistenza pari od inferiore a C50/60 con $\epsilon_{cu} = 0,0035$. Per classi di resistenza superiori è (f_{ck} in Mpa):

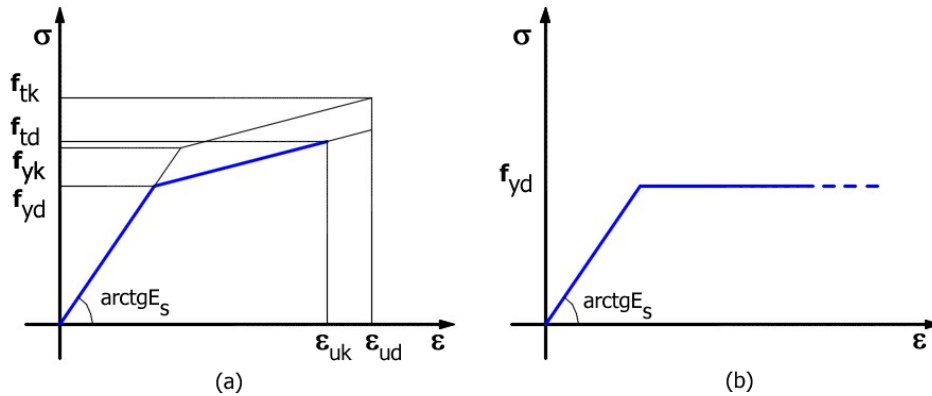
$$\epsilon_{c2} = 0.002 + 0.000085 \cdot (f_{ck} - 50)^{0.53}$$

$$\epsilon_{c2} = 0.0026 + 0.0035 \cdot [(90 - f_{ck}) / 100]^4$$

DIAGRAMMA DI CALCOLO TENSIONE-DEFORMAZIONE DEL CALCESTRUZZO

I diagrammi tensione-deformazione dell'acciaio utilizzati sono: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

Come deformazione ultima di progetto va assunto il valore di $\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk}$, essendo ϵ_{uk} la deformazione uniforme ultima che deve essere $\geq 0,075$ per l'acciaio B450C e $k=f_{tk}/f_{yk}$ (rapporto di sovrarresistenza) compreso tra 1,15 e 1,35.



Volendo fissare, in assenza di specifici dati sperimentali, un diagramma di progetto che tenga conto del valore minimo d'incrudimento $k=1,15$ si può porre:

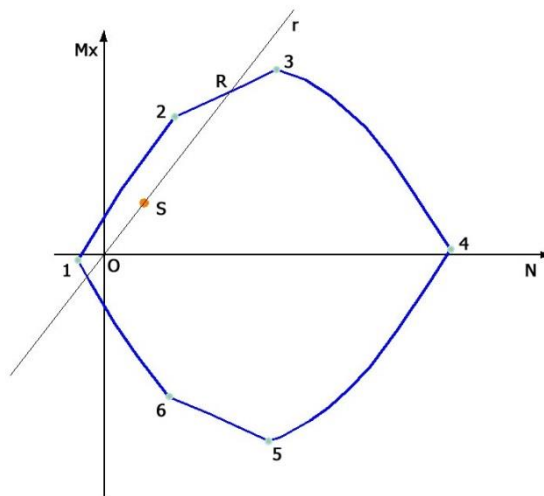
$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 4500/1,15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\epsilon_{ud} = 0,9 \times 0,075 = 0,0675$$

$$f_{td} = k' \times f_{yd} \approx k \times f_{yd} = 1,15 \times 3913 = 4500$$

VERIFICA DI PRESSOFLESSIONE

Assegnata una generica coppia di sollecitazioni di progetto N_S-M_xS rappresentata in figura dal punto S , la sezione si considera verificata se S risulta interno al dominio di resistenza o, al massimo, appartenente alla curva di frontiera del dominio medesimo. Per esprimere, invece, il controllo per via numerica si sceglie una retta passante per il punto S e si determina l'intersezione R con la frontiera del dominio. La sezione si considera verificata se il rapporto tra le lunghezze dei segmenti è ≥ 1 , essendo O un punto qualsiasi della retta purché interno al dominio.



La retta utilizzata per il confronto è quella passante per l'origine O degli assi $N-M_x$ denominata r in figura, è importante notare che i momenti M_x sono riferiti al baricentro della

sezione

di

verifica.

VERIFICA A TAGLIO

Il calcolo di verifica a taglio è basato sul rispetto della (4.1.22) DM 2018 :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

con V_{Rd} si indica il taglio resistente. La verifica viene effettuata considerando dapprima la sezione senza armatura a taglio, in tal caso il taglio resistente verrà valutato dalla seguente relazione (4.1.2.1.3.1 NTC):

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (V_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.23)$$

In sostanza la resistenza a taglio dipende fortemente dall'altezza utile d della sezione, ma anche dalla classe del calcestruzzo f_{ck} e dall'aliquota di armatura tesa longitudinale a flessione $\rho_l = A_{sl} / b_w \cdot d$. Nel nostro caso è marginale o nullo l'incremento della resistenza da sforzo normale costituita dal termine $0,15 \sigma_{cp}$.

Il programma MDC opera un primo dimensionamento delle armature a flessione ottenendo così un valore iniziale dell'aliquota ρ_l . Se applicando la suddetta (4.1.23) la corrispondente resistenza a taglio V_{Rd} non soddisfa la (4.1.26) vengono aggiunte ulteriori barre longitudinali a flessione incrementando così ρ_l fino ad un massimo dell'1% ($\rho_l = 0,01$). Se anche con la percentuale di armatura tesa dell'1% la sezione non è verificata a taglio è necessario procedere all'incremento dell'altezza utile d della sezione e/o all'impiego di un calcestruzzo con una maggiore resistenza caratteristica f_{ck} .

In genere l'aumento del numero di barre longitudinali tese avviene solo in ristrette zone poste in prossimità del nodo di convergenza della mensola con la fondazione. Se in tali zone, sia pure con verifica a taglio positiva, il progettista dovesse valutare un eccessivo scostamento tra il momento di progetto e quello resistente (segno di un notevole incremento delle barre longitudinali tese), potrà ritenere opportuno incrementare, a suo giudizio, la dimensione trasversale d dell'elemento interessato (e/o utilizzare un calcestruzzo di classe superiore) onde ridurre o annullare il suddetto incremento.

MINIMI DI ARMATURA

La percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale di calcolo, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (7.4.28)$$

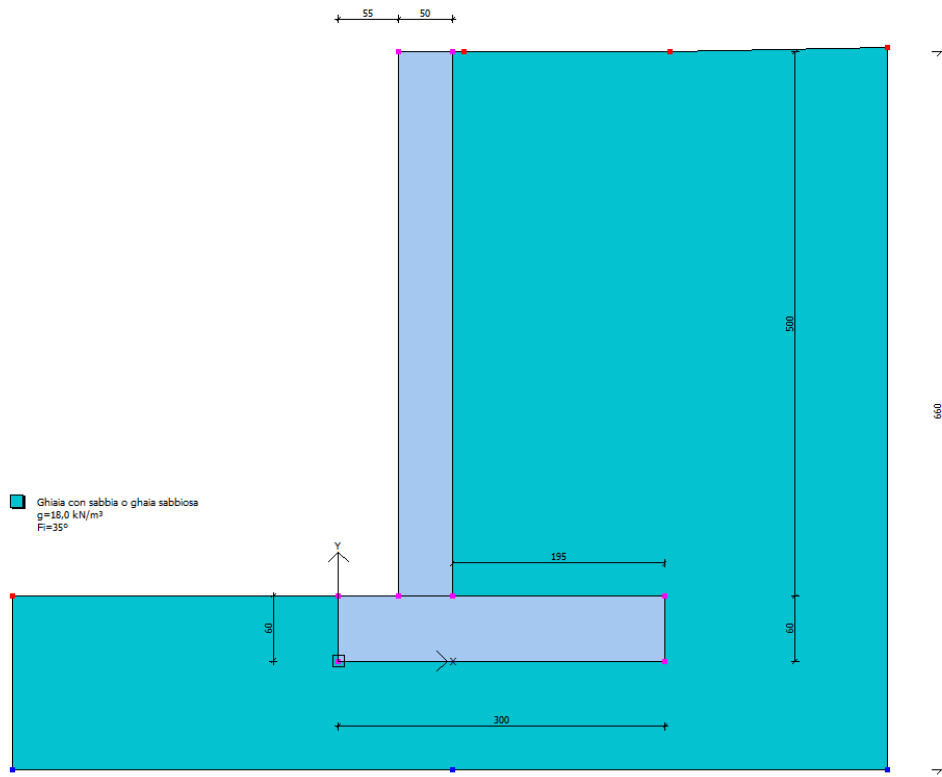
Le verifiche delle combinazioni sismiche per le strutture di fondazione (pali compresi) verranno eseguite in modalità e sostanzialmente elastica cioè la resistenza a flessione (semplice o composta) verrà limitata al raggiungimento del momento di prima plasticizzazione, cioè al momento più piccolo tra quello che comporta il raggiungimento della tensione di snervamento nell'acciaio e quello che comporta il raggiungimento della deformazione unitaria di compressione pari a 0.002 nel calcestruzzo (il programma per il calcestruzzo utilizza comunque il legame costitutivo parabolico). Ciò comporterà una riduzione della resistenza a flessione (rispetto a quella calcolata allo stato limite ultimo) di di circa il 10% nelle strutture con piccolo o nullo sforzo assiale e fino al 30% per i pali di fondazione. Per le travi di fondazione l'armatura minima superiore ed inferiore deve essere almeno pari allo 0,2% dell'area della sezione trasversale.

6.2 DATI GENERALI

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

6.3 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Altezza muro	500,0 cm
Spessore testa muro	50,0 cm
Risega muro lato valle	0,0 cm
Risega muro lato monte	0,0 cm
Sporgenza mensola a valle	55,0 cm
Sporgenza mensola a monte	195,0 cm
Svaso mensola a valle	0,0 cm
Altezza estremità mensola a valle	60,0 cm
Altezza estremità mensola a monte	60,0 cm



6.4 STRATIGRAFIA

Ns	Spessore strato (cm)	Inclinazione e dello strato. (°)	Peso unità di volume (KN/m³)	Angolo di resistenza a taglio (°)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito terra muro (°)	Presenza di falda (Si/No)	Litologia	Descrizione
1	660	0	18,00	35	0,00	24	No		Ghiaia con sabbia o ghiaia sabbiosa

6.5 VERIFICHE STRUTTURALI

6.5.1 Combinazione A1+M1+R3

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
-----	--------	----------------------

1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,30
3	Peso terreno mensola	1,30
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1,4
2	Scorrimento	1,1
3	Partecipazione spinta passiva	1,4
	Ribaltamento	1,15

6.5.2 Combinazione A_Unitari+M1+RSLV

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1,2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1,2
	Ribaltamento	1

6.5.3 Combinazione A_Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Peso terreno mensola	1,00
4	Spinta falda	1,00
5	Spinta sismica in x	1,00
6	Spinta sismica in y	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1,2
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1,2
	Ribaltamento	1

6.5.4 Report dettagliato

A1+M1+R3 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0,0796
 Coefficiente sismico verticale Kv 0,0398

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
 Qf Quota finale strato
 G Peso unità di volume (KN/m³);
 Eps Inclinazione dello strato. (°);
 Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
 Delta Angolo attrito terra muro;
 c Coesione (kPa);
 β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
 Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
560,0	460,0	18,0	0,0	35,0	24,0	0,0	0,0	
460,0	360,0	18,0	0,0	35,0	24,0	0,0	0,0	
360,0	260,0	18,0	0,0	35,0	24,0	0,0	0,0	
260,0	160,0	18,0	0,0	35,0	24,0	0,0	0,0	
160,0	60,0	18,0	0,0	35,0	24,0	0,0	0,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 Ka Coefficiente di spinta attiva.
 Kd Coefficiente di spinta dinamica.
 Dk Coefficiente di incremento dinamico.
 Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
 Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
24,0	0,24	0,3	0,06	0,22	0,1	0,06	0,03
24,0	0,24	0,3	0,06	0,22	0,1	0,06	0,03
24,0	0,24	0,3	0,06	0,22	0,1	0,06	0,03
24,0	0,24	0,3	0,06	0,22	0,1	0,06	0,03
24,0	0,24	0,3	0,06	0,22	0,1	0,06	0,03

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.
 Qf Quota inizio strato.
 Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	560,0	460,0	7,21	3,21	505,14	505,14
2	460,0	360,0	11,41	5,08	406,93	406,93
3	360,0	260,0	15,61	6,95	307,76	307,76
4	260,0	160,0	19,82	8,82	208,23	208,23
5	160,0	60,0	24,02	10,69	108,54	108,54

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

Py Peso del muro (kN);
 Px Forza inerziale (kN);
 Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

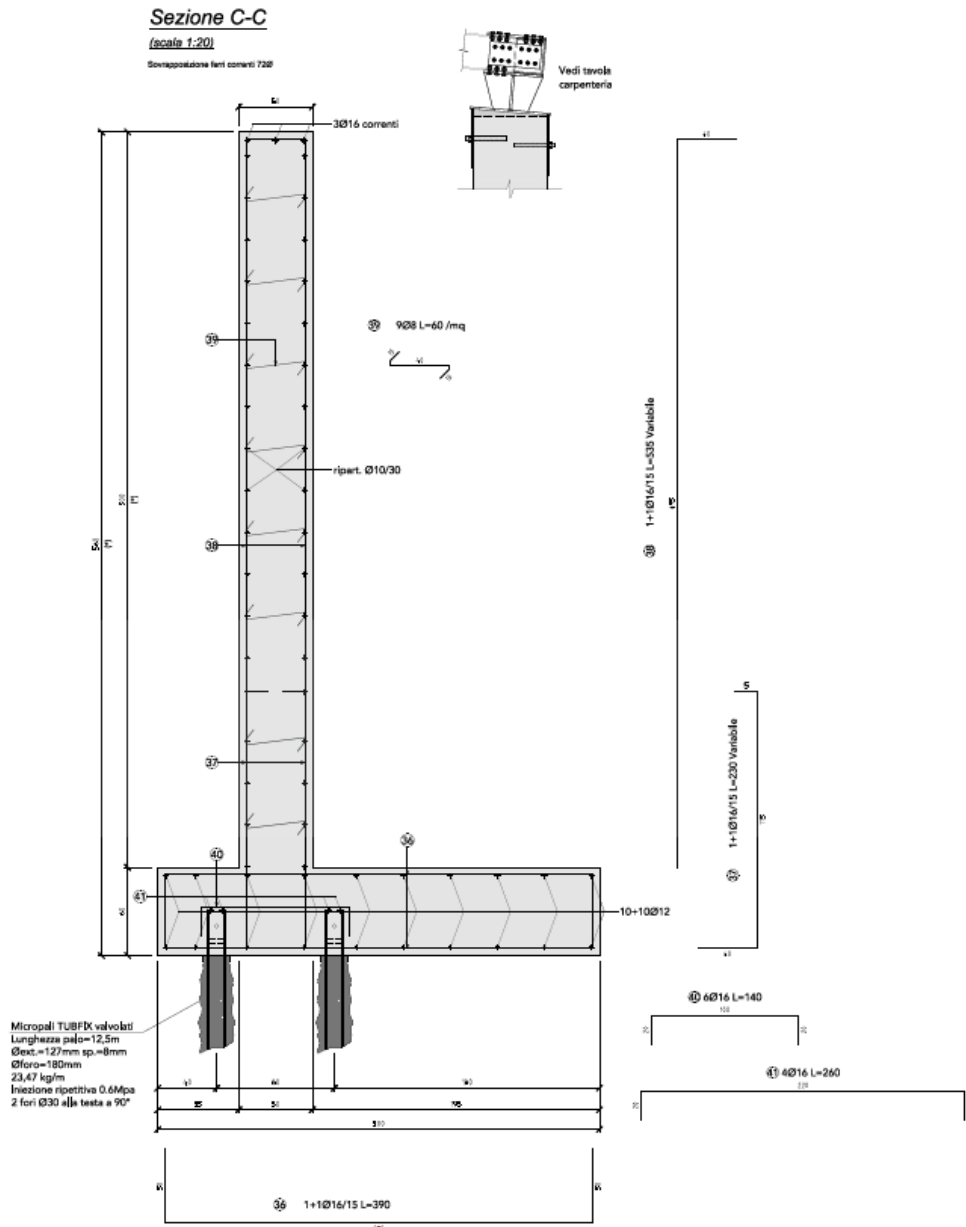
Quota	Px	Py	Xp	Yp
460,0	1,0	12,5	80,0	510,0
360,0	1,99	25,0	80,0	460,0
260,0	2,99	37,5	80,0	410,0
160,0	3,98	50,0	80,0	360,0
60,0	4,98	62,5	80,0	310,0

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
460,0	8,2	15,71	2,95	50,0
360,0	20,61	33,29	15,73	50,0
260,0	37,22	52,74	42,56	50,0
160,0	58,03	74,06	87,63	50,0
60,0	83,05	97,26	155,14	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)



- Afv Area dei ferri lato valle.
- Afm Area dei ferri lato monte.
- Nu Sforzo normale ultimo (kN);
- Mu Momento flettente ultimo (kNm);
- Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
- Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
- Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
- Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	15,73	169,38	S	171,32	0,0	20,48
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	33,94	173,01	S	171,56	0,0	8,16
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	53,67	176,93	S	171,83	0,0	4,53
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	75,52	181,24	S	172,12	0,0	2,91
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	98,88	185,83	S	174,11	0,0	2,06

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per $(x_{r1}, y_{r1}) = (300, 0/0, 0)$
 Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (300, 0/560, 0)$
 Centro di rotazione $(x_{ro}, y_{ro}) = (0, 0/0, 0)$

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
 Qf Quota finale strato
 G Peso unità di volume (KN/m³);
 Eps Inclinazione dello strato. (°);
 Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
 Delta Angolo attrito terra muro;
 c Coesione (kPa);
 β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
 Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
560,0	460,0	18,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
460,0	360,0	18,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
360,0	260,0	18,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
260,0	160,0	18,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
160,0	60,0	18,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
60,0	0,0	18,0	0,0	35,0	24,0	0,0	0,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 Ka Coefficiente di spinta attiva.
 Kd Coefficiente di spinta dinamica.
 Dk Coefficiente di incremento dinamico.
 Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
 Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
24,0	0,24	0,3	0,06	0,22	0,1	0,06	0,03

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.
 Qf Quota inizio strato.
 Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	560,0	460,0	7,52	5,11	505,81	505,68
2	460,0	360,0	11,31	7,76	407,21	407,16
3	360,0	260,0	15,09	10,41	307,91	307,88
4	260,0	160,0	18,87	13,06	208,33	208,31
5	160,0	60,0	22,65	15,71	108,61	108,59

6 60,0 0,0 15,48 10,56 29,51 29,68

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
 Qf Quota finale strato
 G Peso unità di volume (KN/m³);
 Eps Inclinazione dello strato. (°);
 Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
 Delta Angolo attrito terra muro;
 c Coesione (kPa);
 β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
 Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
60,0	0,0	18,0	180,0	35,0	24,0	0,0	180,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 Kp Coefficiente di resistenza passiva.
 Kpx, Kpy Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
204,0	3,69	-3,37	-1,5

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.
 Qf Quota inizio strato.
 Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	60,0	0,0	-10,92	-4,86	20,0	20,0

Sollecitazioni totali

Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	90,93	62,6	11,24
Peso muro	4,98	62,5	-34,58
Peso fondazione	3,58	45,0	-66,43
Sovraccarico	0,0	0,0	0,0
Terr. fondazione	13,97	228,15	-418,7
Spinte fondazione	-10,92	-4,86	-2,18
	102,53	393,39	-510,65

Momento stabilizzante -767,3 kNm
 Momento ribaltante 256,66 kNm

MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
55,0	-10,92	-92,52	-26,17	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
 Afs Area dei ferri superiori.
 Nu Sforzo normale ultimo (kN);
 Mu Momento flettente ultimo (kNm);
 Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
 Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
 Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
 Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
6Ø16 (12,06)	6Ø16 (12,06)	10,99	247,43	S	197,42	0,0	2,09

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
105,0	15,48	47,79	-129,44	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
 Afs Area dei ferri superiori.
 Nu Sforzo normale ultimo (kN);
 Mu Momento flettente ultimo (kNm);
 Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
 Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
 Sic. VT $\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
 Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
6Ø16 (12,06)	6Ø16 (12,06)	15,78	248,59	S	197,48	0,0	4,05

A_Unitari+M1+RSLV [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0,0796
 Coefficiente sismico verticale Kv 0,0398

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
 Qf Quota finale strato
 G Peso unità di volume (KN/m³);
 Eps Inclinazione dello strato. (°);
 Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
 Delta Angolo attrito terra muro;
 c Coesione (kPa);
 β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
 Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
560,0	460,0	18,0	0,0	35,0	24,0	0,0	0,0	
460,0	360,0	18,0	0,0	35,0	24,0	0,0	0,0	
360,0	260,0	18,0	0,0	35,0	24,0	0,0	0,0	
260,0	160,0	18,0	0,0	35,0	24,0	0,0	0,0	
160,0	60,0	18,0	0,0	35,0	24,0	0,0	0,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
 Ka Coefficiente di spinta attiva.
 Kd Coefficiente di spinta dinamica.
 Dk Coefficiente di incremento dinamico.
 Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
 Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
24,0	0,24	0,3	0,06	0,22	0,1	0,06	0,03
24,0	0,24	0,3	0,06	0,22	0,1	0,06	0,03
24,0	0,24	0,3	0,06	0,22	0,1	0,06	0,03
24,0	0,24	0,3	0,06	0,22	0,1	0,06	0,03
24,0	0,24	0,3	0,06	0,22	0,1	0,06	0,03

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.
 Qf Quota inizio strato.
 Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
 Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	560,0	460,0	6,6	2,94	506,22	506,22
2	460,0	360,0	9,6	4,28	407,4	407,4
3	360,0	260,0	12,6	5,61	308,02	308,02
4	260,0	160,0	15,6	6,94	208,4	208,4
5	160,0	60,0	18,6	8,28	108,66	108,66

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

Py Peso del muro (kN);
 Px Forza inerziale (kN);
 Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
460,0	1,0	12,5	80,0	510,0
360,0	1,99	25,0	80,0	460,0
260,0	2,99	37,5	80,0	410,0
160,0	3,98	50,0	80,0	360,0
60,0	4,98	62,5	80,0	310,0

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
 Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);
 H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
460,0	7,6	15,44	2,81	50,0
360,0	18,2	32,22	14,39	50,0
260,0	31,79	50,33	37,74	50,0
160,0	48,38	69,77	75,84	50,0
60,0	67,98	90,55	131,7	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv Area dei ferri lato valle.
 Afr Area dei ferri lato monte.
 Nu Sforzo normale ultimo (kN);
 Mu Momento flettente ultimo (kNm);
 Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
 Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
 Sic. VT min{Vrd; Vwd}/Vsdu
 Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afr	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	15,73	169,38	S	171,32	0,0	22,11
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	33,01	172,83	S	171,55	0,0	9,24
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	51,18	176,43	S	171,8	0,0	5,3
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	71,4	180,43	S	172,06	0,0	3,49
5Ø16 (10,05)	5Ø16 (10,05)	92,47	184,57	S	173,19	0,0	2,5

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (300,0/0,0)
 Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (300,0/560,0)
 Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
560,0	460,0	18,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
460,0	360,0	18,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
360,0	260,0	18,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
260,0	160,0	18,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
160,0	60,0	18,0	0,0	35,0	35,0	0,0	0,0	
60,0	0,0	18,0	0,0	35,0	24,0	0,0	0,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
35,0	0,25	0,31	0,07	0,2	0,14	0,06	0,04
24,0	0,24	0,3	0,06	0,22	0,1	0,06	0,03

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	560,0	460,0	6,97	4,72	506,8	506,69
2	460,0	360,0	9,65	6,6	407,69	407,63
3	360,0	260,0	12,33	8,48	308,19	308,16
4	260,0	160,0	15,01	10,35	208,51	208,49
5	160,0	60,0	17,68	12,23	108,74	108,72
6	60,0	0,0	11,95	8,14	29,55	29,7

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);

Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
60,0	0,0	18,0	180,0	35,0	24,0	0,0	180,0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
204,0	3,69	-3,37	-1,5

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	60,0	0,0	-10,92	-4,86	20,0	20,0

Sollecitazioni total i

Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	73,59	50,51	15,16
Peso muro	4,98	62,5	-34,58
Peso fondazione	3,58	45,0	-66,43
Sovraccarico	0,0	0,0	0,0
Terr. fondazione	13,97	175,5	-312,08
Spinte fondazione	-10,92	-4,86	-2,18
	85,19	328,65	-400,11

Momento stabilizzante -624,43 kNm

Momento ribaltante 224,32 kNm

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
55,0	-10,92	-84,68	-24,06	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
6Ø16 (12,06)	6Ø16 (12,06)	10,99	247,43	S	197,42	0,0	2,29

MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
105,0	11,95	83,89	-156,64	60,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	$\min\{Vrd; Vwd\}/Vsdu$
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
6Ø16 (12,06)	6Ø16 (12,06)	12,46	247,79	S	197,43	0,0	2,31

7 TERRE ARMATE

Per il consolidamento delle scarpate presenti ai lati del percorso ciclopedonale si è scelto di adottare la soluzione delle terre armate. Tale opera di ingegneria naturalistica permette di limitare l'impatto ambientale grazie alla ricrescita del manto erboso.

Per la localizzazione dell'opera in oggetto si faccia riferimento alla planimetria (vedi Tavola C34) e alle sezioni D06 e D03 (vedi Tavola C37).

Di seguito si riportano i calcoli e le verifiche relative alle terre armate.

7.1 CENNI TEORICI

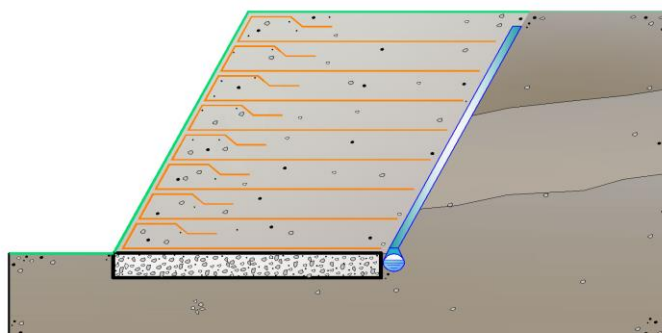
Verifiche Interne

Sono finalizzate ad analizzare i possibili meccanismi di collasso che coinvolgono parzialmente o integralmente la porzione di terreno rinforzato.

Hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, a fronte dell'introduzione di possibili cinematismi di rottura che tendono a pregiudicare la funzionalità e la sicurezza del manufatto.

Le verifiche effettuate comprendono:

- Verifica di resistenza dei rinforzi (Rottura);
- Verifica allo sfilamento (Pullout).



Verifica a rottura

Si valuta l'entità della resistenza mobilitata dal rinforzo per garantire il raggiungimento di una condizione stabile dell'opera.

La sollecitazione instabilizzante è rappresentata dalla spinta a cui è sottoposto il manufatto da parte dei sistemi di carichi applicati (terreno a tergo, eventuale sovraccarico esterno ed azione del sisma).

La resistenza disponibile nel rinforzo si calcola a partire dalla sua resistenza nominale, applicando opportuni fattori di sicurezza:

$$T_{\text{allow}} = \frac{T_{\text{nom}}}{\prod_{i=1}^n FS_i}$$

E' necessario che per ogni livello z_i , profondità a cui è collocato il rinforzo rispetto alla sommità dell'opera, venga soddisfatta la relazione:

$$\frac{T_{\text{allow}}}{T_{z_i}} \geq FS_{\text{rottura}}$$

Avendo indicato con T_{z_i} la resistenza richiesta, alla quota z_i , per garantire la stabilità del manufatto.

Verifica a sfilamento

La verifica a rottura, definisce l'entità della resistenza a trazione che il rinforzo deve essere in grado di mobilitare per stabilizzare l'opera.

Il trasferimento della resistenza a trazione dal rinforzo al terreno può avvenire grazie all'interazione che si sviluppa all'interno del rinforzo in corrispondenza del tratto ancorato nella parte stabile del pendio.

In funzione della lunghezza di ancoraggio del telo, infatti, per effetto della spinta generata dalle sollecitazioni a tergo del tratto di terreno rinforzato, si sviluppa internamente al rinforzo, una resistenza che tende, per reazione, ad opporsi al movimento verso l'esterno del sistema composito.

Tale resistenza viene chiamata resistenza allo sfilamento (Pullout).

La resistenza allo sfilamento può essere determinata dalla seguente relazione:

$$T_{\text{pullout}} = 2 \cdot (L_e \cdot f_b \cdot \tan \varphi) \cdot \sigma'_v$$

dove:

T_{pullout} Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;

f_b Coefficiente di Pullout;

σ'_v Tensioni normali applicate sulla parte del rinforzo ancorato nella zona resistente, alla quota z_i ; in tale valore è incluso il contributo del sovraccarico, se presente.

La verifica a sfilamento risulta soddisfatta se:

$$\frac{T_{\text{pullout}}}{T_{z_i}} \geq FS_{\text{rottura}}$$

Dove T_{z_i} è la resistenza richiesta, alla quota z_i , per garantire la stabilità del manufatto.

Il progetto di una terra rinforzata si articola secondo le seguenti fasi

Spaziatura delle strisce

Si valuta la spaziatura delle strisce di rinforzo in verticale e in orizzontale, come in Figura 1. Ciò non vale se il rinforzo è realizzato con reti metalliche o con fogli di geotessile, la cui spaziatura orizzontale è fissa. La spaziatura verticale può variare orientativamente da 0.2 a 1 m e quella orizzontale è compresa approssimativamente tra 0.8 e 1 m. Nell'analisi si fa riferimento a un tratto di larghezza unitaria, a cui si associa il diagramma delle pressioni orizzontali.

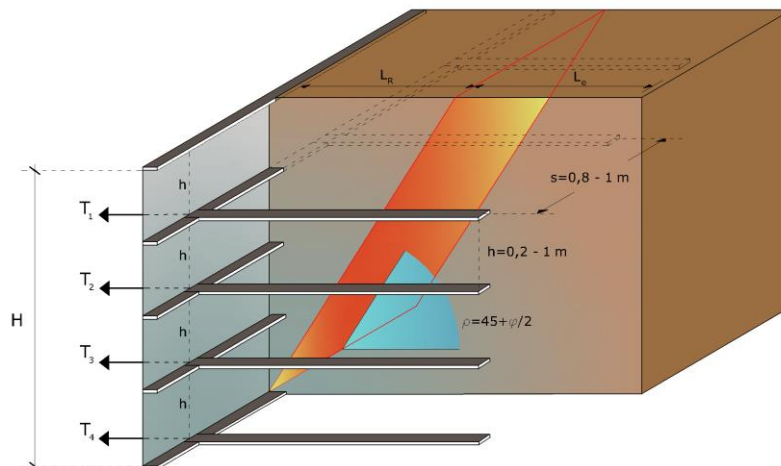


Fig. 1

Forze di trazione nei rinforzi

Si determinano le forze di trazione nei vari rinforzi, date dall'area del diagramma delle pressioni relative a ogni striscia. Per il diagramma triangolare relativo al terrapieno, la forza nella striscia è data dall'area dell'elemento trapezio $ab'd'$ e viene trasformata nella pressione media q_i alla profondità della striscia Z_i mediante la relazione:

$$q_i = \gamma \cdot z_i \cdot K_a$$

La pressione q_i agisce su una area definita dalla spaziatura delle armature $h's$ e corrisponde a una forza di trazione nel rinforzo pari a:

$$T_i = q_i \cdot A = \gamma \cdot z_i \cdot K_a \cdot (h \cdot s)$$

Per l'equilibrio la somma delle forze di trazione deve essere pari alla componente orizzontale delle forze agenti.

$$\sum T_i = P_{ah}$$

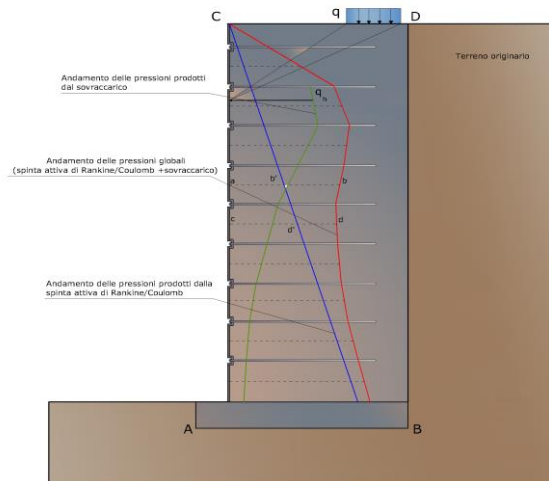


Fig. 2

Calcolo delle lunghezze efficaci L_e

Si calcolano le lunghezze delle strisce L_e che compaiono in Figura 3, necessarie affinché si sviluppi una forza d'attrito $F_f = T_i$. Sulla base di tali lunghezze e delle dimensioni del cuneo di Rankine, si può determinare la lunghezza globale L_o delle strisce da utilizzare. In generale, per tutta l'altezza del muro si usano strisce della stessa lunghezza. La lunghezza di ancoraggio dipende dal coefficiente d'attrito $f = \tan \delta$ tra suolo e rinforzo, essendo δ un'opportuna frazione dell'angolo d'attrito interno del terreno ϕ . Se la striscia è sufficientemente scabra $\delta = \phi$, mentre per metalli lisci δ è compreso orientativamente tra 20° e 25° .

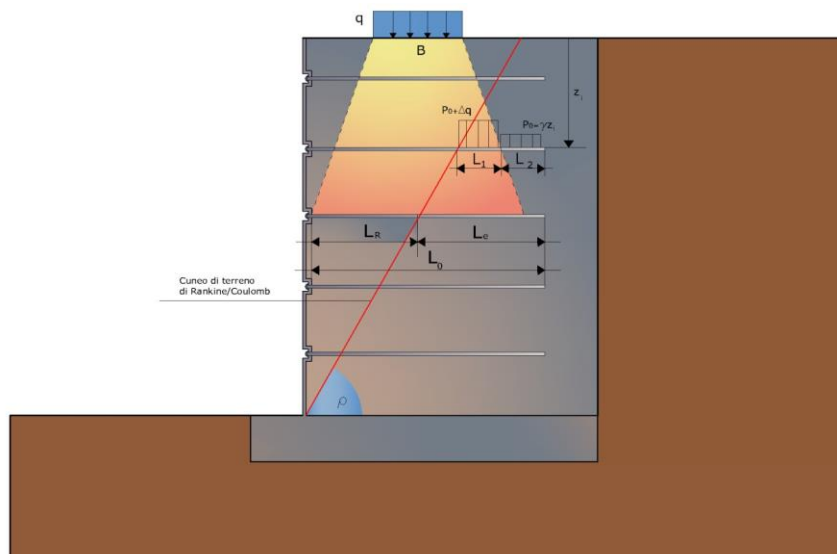


Fig. 3

Per strisce di dimensioni $b \times L_e$ o per fogli di geotessile di larghezza unitaria e lunghezza L_e , entrambe le facce sviluppano attrito; per barre circolari, l'attrito resistente è sviluppato lungo il perimetro. In ogni caso, l'attrito è dato dal prodotto di f per la pressione normale al rinforzo calcolata come $p_o = \gamma z_i$ dove z_i è la distanza *media* dalla superficie del terreno al rinforzo. Si ha quindi:

Per strisce:

$$F_i = 2 \cdot (\gamma \cdot z_i) \cdot \tan \delta \cdot (b \cdot L_e) \geq T_i$$

Per barre:

$$F_i = \pi \cdot D \cdot (\gamma \cdot z_i) \cdot \tan \delta \cdot (L_e) \geq T_i$$

Per fogli:

$$F_i = 2 \cdot (\gamma \cdot z_i) \cdot \tan \delta \cdot (1 \cdot L_e) \geq T_i$$

Se nelle precedenti formule il segno ³ è sostituito col segno di uguale, il coefficiente di sicurezza FS è pari a 1. Se si assume $FS > 1$, il valore di L_e risulta necessariamente maggiore di quello dato da queste formule.

Si determina quindi la sezione delle armature $b \times t$. Per barre o strisce in metallo avente sforzo ammissibile pari a

$f_a = f_y/FS$ si ha:

$$b \cdot t \cdot f_a > T_i \quad \text{oppure} \quad \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot f_a > T_i$$

Nel caso di geotessili si ha il problema che la resistenza del tessuto varia a seconda del produttore; tra quelli possibili si sceglie un tessuto che:

Larghezza striscia b ´ resistenza per unità di larghezza ³ T_i

7.2 GEOMETRIA

Nr.	X (m)	Y (m)
1	0,0	0,0
2	3,19	5,53
3	5,0	5,53
4	2,4	0,0

7.3 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Terreno rinforzo

Peso unità di volume	1800,0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	0,0 Kg/m ³
Angolo di resistenza a taglio	35,0 °
Coesione	5,0 kg/m ²
Angolo attrito terreno rinforzo	24,0 °

Terreno riempimento

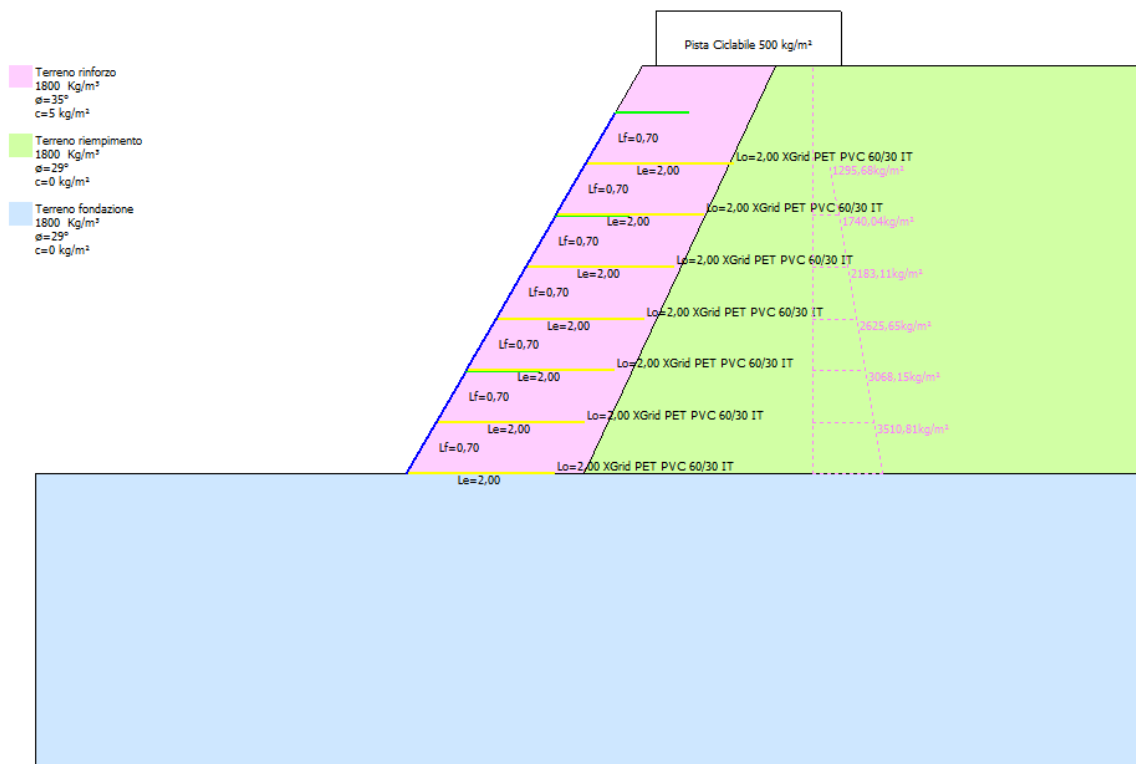
Peso unità di volume	1800,0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	0,0 Kg/m ³
Angolo di resistenza a taglio	29,0 °
Coesione	0,0 kg/m ²
Angolo di attrito terra muro	20,0 °

Terreno fondazione

Peso unità di volume	1800,0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	0,0 Kg/m ³
Angolo di resistenza a taglio	29,0 °
Coesione	0,0 kg/m ²

7.4 DIMENSIONAMENTO

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza a ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza a facciata (Lf) (m)	Lunghezza a non efficace (Lr) (m)	Lunghezza a efficace (Le) (m)	Lunghezza a totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0,0	0,0	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	7,36	1,47
2	0,4	0,7	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	7,38	1,68
3	0,81	1,4	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	7,42	1,96
4	1,21	2,1	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	7,48	2,36
5	1,62	2,8	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	7,58	2,96
6	2,02	3,5	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	7,79	3,97
7	2,42	4,2	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	8,32	6,06



Descrizione

Nr.	Confermare con il pulsante destro del mouse	X (m)	Y (m)	Lx (m)	Ly (m)	Q (kg/m ²)
1	Pista Ciclabile	3,39	5,53	2,5	1	500

7.5 VERIFICHE STRUTTURALI

7.5.1 Combinazione 1 (A1+M1+R3)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,30
3	Spinta falda	1,30
4	Spinta sismica in x	0,00
5	Spinta sismica in y	0,00
6	Pista Ciclabile	1,50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali SLU
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione	1
3	Coesione non drenata	1
4	Peso unità volume	1
	Angolo attrito terreno rinforzo	

Nr.	Parametro	Coefficiente parziale resistenza [R]
2	Carico limite	1,4
3	Scorrimento	1,1
4	Resistenza terreno	1,4
5	Ribaltamento	1,15

7.5.2 Combinazione 2 (A_Unitari+M1+R)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Spinta falda	1,00
4	Spinta sismica in x	1,00
5	Spinta sismica in y	1,00
6	Pista Ciclabile	1,30

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali SLU
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione	1
3	Coesione non drenata	1
4	Peso unità volume	1
	Angolo attrito terreno rinforzo	

Nr.	Parametro	Coefficiente parziale resistenza [R]
2	Carico limite	1,2
3	Scorrimento	1
4	Resistenza terreno	1,2
5	Ribaltamento	1

7.5.3 Combinazione 2 (A_Unitari+M1+Beta(50%))

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Spinta falda	1,00
4	Spinta sismica in x	1,00
5	Spinta sismica in y	1,00
6	Pista Ciclabile	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali SLU
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione	1
3	Coesione non drenata	1
4	Peso unità volume	1
	Angolo attrito terreno rinforzo	

Nr.	Parametro	Coefficiente parziale resistenza [R]
2	Carico limite	1,2
3	Scorrimento	1
4	Resistenza terreno	1,2
5	Ribaltamento	1

7.5.4 Report dettagliato

Combinazione 1 (A1+M1+R3)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza a ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza a facciata (Lf) (m)	Lunghezza a non efficace (Lr) (m)	Lunghezza a efficace (Le) (m)	Lunghezza a totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0,0	0,0	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	7,36	1,47
2	0,4	0,7	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	7,38	1,68
3	0,81	1,4	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	7,42	1,96
4	1,21	2,1	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	7,48	2,36
5	1,62	2,8	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	7,58	2,96
6	2,02	3,5	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	7,79	3,97
7	2,42	4,2	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	8,32	6,06

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (5,0/0,0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (5,0/5,5) m

Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0) m

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (Kg/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kg/m ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
5,53	0,0	1800,0	0,0	29,0	20,0	0,0	0,0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta
Ka	Coefficiente di spinta attiva,
Kd	Coefficiente di spinta dinamica,
Dk	Coefficiente di incremento dinamico,

μ	Ka	Kd	Dk
70,0	0,31	0,34	0,03

Spinte risultanti e punto di applicazione

Fx Forza in direzione x (Kg);
 Fy Forza in direzione y (Kg);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (m);

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	10377,77	3777,2	5,0	1,84
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	5,0	2,77
Spinta incremento sismico	0,0	0,0	5,0	1,84
Spinta statica sovraccarico	1202,97	437,84	5,0	2,77
Spinta incr. sismico sovraccarico	0,0	0,0	5,0	2,77
Peso muro	0,0	20953,17	2,58	2,64

Momento stabilizzante 75131,91 Kgm
 Momento ribaltante 22455,9 Kgm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali 11580,74 Kg
 Sommatoria forze verticali 25168,22 Kg
 Coefficiente di attrito 0,55
 Adesione 0,0 kg/m²
 Forze normali al piano di scorrimento 25168,21 Kg
 Forze parall. al piano di scorrimento 11580,75 Kg
Coeff. sicurezza traslazione Csd 1,1

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante 75131,91 Kgm
 Momento ribaltante 22455,9 Kgm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv 3,85

Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x 11580,74 Kg
 Somma forze in direzione y (Fy) 25168,22 Kg
 Somma momenti -52676,02 Kgm
 Larghezza fondazione 2,4 m
 Lunghezza 3,0 m
 Eccentricità su B 0,89 m
 Peso unità di volume 1800,0 Kg/m³
 Angolo di resistenza al taglio 29,0 °
 Coesione 0,0 kg/m²
 Terreno sulla fondazione 1,0 m
 Peso terreno sul piano di posa 1800,0 Kg/m³
 Nq 19,98
 Nc 34,24
 Ng 17,33
 sq 1,0
 sc 1,0
 sg 1,0
 Zg (Effetto inerziale in fondazione) 1,0
 iq 1,0
 ic 1,0
 ig 1,0
 Carico limite verticale (Qlim) 125830,5 Kg
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy) 5,0

Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione 2,09 m

Larghezza della fondazione

2,4 m

x = 1,48

Tensione... 0,0 kg/m²

x = 2,4

Tensione... 54646,57 kg/m²

Combinazione 2 (A_Unitari+M1+R)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza a ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza a facciata (Lf) (m)	Lunghezza a non efficace (Lr) (m)	Lunghezza a efficace (Le) (m)	Lunghezza a totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0,0	0,0	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	8,66	1,73
2	0,4	0,7	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	8,68	1,98
3	0,81	1,4	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	8,71	2,31
4	1,21	2,1	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	8,77	2,78
5	1,62	2,8	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	8,87	3,48
6	2,02	3,5	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	9,08	4,68
7	2,42	4,2	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	9,62	7,14

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (5,0/0,0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (5,0/5,5) m

Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0) m

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (Kg/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kg/m ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
5,53	0,0	1800,0	0,0	29,0	20,0	0,0	0,0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta
Ka	Coefficiente di spinta attiva,
Kd	Coefficiente di spinta dinamica,
Dk	Coefficiente di incremento dinamico,

μ	Ka	Kd	Dk
70,0	0,31	0,34	0,03

Spinte risultanti e punto di applicazione

Fx Forza in direzione x (Kg);
 Fy Forza in direzione y (Kg);
 Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (m);

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	7982,9	2905,54	5,0	1,84
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	5,0	2,77
Spinta incremento sismico	885,96	322,46	5,0	1,84
Spinta statica sovraccarico	1042,57	379,47	5,0	2,77
Spinta incr. sismico sovraccarico	115,71	42,11	5,0	2,77
Peso muro	1053,95	20953,17	2,58	2,64

Momento stabilizzante 72304,6 Kgm
 Momento ribaltante 22328,94 Kgm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	11081,09 Kg
Sommatoria forze verticali	24602,75 Kg
Coefficiente di attrito	0,55
Adesione	0,0 kg/m ²
Forze normali al piano di scorrimento	24602,75 Kg
Forze parall. al piano di scorrimento	11081,09 Kg
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1,23
Traslazione verificata Csd>1	

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	72304,6 Kgm
Momento ribaltante	22328,94 Kgm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	3,24
Muro verificato a ribaltamento Csv>1	

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x	11081,09 Kg
Somma forze in direzione y (Fy)	24602,75 Kg
Somma momenti	-49975,66 Kgm
Larghezza fondazione	2,4 m
Lunghezza	3,0 m
Eccentricità su B	0,83 m
Peso unità di volume	1800,0 Kg/m ³
Angolo di resistenza al taglio	29,0 °
Coesione	0,0 kg/m ²
Terreno sulla fondazione	1,0 m
Peso terreno sul piano di posa	1800,0 Kg/m ³
Nq	19,98
Nc	34,24
Ng	17,33
sq	1,0
sc	1,0
sg	1,0
Zg (Effetto inerziale in fondazione)	1,0
iq	1,0
ic	1,0
ig	1,0
Carico limite verticale (Qlim)	146802,3 Kg
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	5,97
Carico limite verificato Csq>1	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	2,03 m
Larghezza della fondazione	2,4 m

x = 1,29
 x = 2,4

Tensione... 0,0 kg/m²
 Tensione... 44486,01 kg/m²

Combinazione 2 (A_Unitari+M1+Beta(50%))

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza a ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza a facciata (Lf) (m)	Lunghezza a non efficace (Lr) (m)	Lunghezza a efficace (Le) (m)	Lunghezza a totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0,0	0,0	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	8,63	1,73
2	0,4	0,7	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	8,65	1,98
3	0,81	1,4	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	8,68	2,31
4	1,21	2,1	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	8,72	2,78
5	1,62	2,8	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	8,8	3,49
6	2,02	3,5	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	8,96	4,69
7	2,42	4,2	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	0,7	0	2	2	--	9,38	7,15

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per $(x_{r1}, y_{r1}) = (5,0/0,0)$ m

Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (5,0/5,5)$ m

Centro di rotazione $(x_{ro}, y_{ro}) = (0,0/0,0)$ m

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (Kg/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kg/m ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
5,53	0,0	1800,0	0,0	29,0	20,0	0,0	0,0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta
Ka	Coefficiente di spinta attiva,
Kd	Coefficiente di spinta dinamica,
Dk	Coefficiente di incremento dinamico,

μ	Ka	Kd	Dk
70,0	0,31	0,34	0,03

Spinte risultanti e punto di applicazione

Fx	Forza in direzione x (Kg);
Fy	Forza in direzione y (Kg);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (m);

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	7982,9	2905,54	5,0	1,84
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	5,0	2,77
Spinta incremento sismico	885,96	322,46	5,0	1,84
Spinta statica sovraccarico	801,98	291,9	5,0	2,77
Spinta incr. sismico sovraccarico	89,01	32,4	5,0	2,77
Peso muro	1053,95	20953,17	2,58	2,64

Momento stabilizzante 71818,16 Kgm
Momento ribaltante 21589,87 Kgm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali 10813,79 Kg
Sommatoria forze verticali 24505,46 Kg
Coefficiente di attrito 0,55
Adesione 0,0 kg/m²
Forze normali al piano di scorrimento 24505,46 Kg
Forze parall. al piano di scorrimento 10813,79 Kg
Coeff. sicurezza traslazione Csd 1,26

Traslazione verificata Csd > 1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante 71818,16 Kgm
Momento ribaltante 21589,87 Kgm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv 3,33

Muro verificato a ribaltamento Csv > 1

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x 10813,79 Kg
Somma forze in direzione y (Fy) 24505,46 Kg
Somma momenti -50228,3 Kgm
Larghezza fondazione 2,4 m
Lunghezza 3,0 m
Eccentricità su B 0,85 m
Peso unità di volume 1800,0 Kg/m³
Angolo di resistenza al taglio 29,0 °
Coesione 0,0 kg/m²
Terreno sulla fondazione 1,0 m
Peso terreno sul piano di posa 1800,0 Kg/m³
Nq 19,98
Nc 34,24
Ng 17,33
sq 1,0
sc 1,0
sg 1,0
Zg (Effetto inerziale in fondazione) 1,0
iq 1,0
ic 1,0
ig 1,0
Carico limite verticale (Qlim) 146802,3 Kg
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy) 5,99

Carico limite verificato Csq > 1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione 2,05 m
Larghezza della fondazione 2,4 m

x = 1,35
x = 2,4

Tensione... 0,0 kg/m²
Tensione... 46634,08 kg/m²

8 PALI DI FONDAZIONE

La realizzazione delle strutture in progetto rende necessaria l'adozione di pali di fondazione, fondamentali per garantire alle strutture di trasferire i carichi negli strati di terreno più resistenti.

Si prevede di utilizzare micropali TUBFIX valvolati, nello specifico:

- micropali L=6m, diametro esterno=177,8 mm e spessore 8 mm per quanto riguarda i tratti 2 e 4;
- micropali L=8m, diametro esterno=177,8 mm e spessore 8 mm per quanto riguarda il tratto 6;
- micropali L=12,5m, diametro esterno=127 mm e spessore 8 mm in corrispondenza del tratto 11, ovvero quello relativo alla passerella in acciaio e dove sono presenti i muri in c.a. n°1-2-3.

8.1 CENNI TEORICI

Definizione

I micropali possono essere suddivisi in due tipologie:

- Micropali Tubifix: con iniezioni ripetute;
- Micropali Radice: semplice getto di microcalcestruzzo o iniezione a bassa pressione.

Le armature metalliche dei micropali Radice possono essere tubolari non valvolati o barre d'acciaio.

I micropali Tubifix, invece, sono costituiti da elementi tubolari, sigillati nel terreno per mezzo di iniezioni di malte cementizie eseguite in più riprese, ad alta pressione, attraverso apposite valvole di non ritorno localizzate nella parte più profonda del micropalo in modo da realizzare un bulbo idoneo a trasmettere i carichi in profondità qualunque sia la natura del terreno di fondazione

La miscela cementizia iniettata normalmente ha la seguente composizione:

- cemento 100 kg
- acqua 50 l
- additivo 0.5-1 kg

Comportamento dei micropali tubifix nei confronti dello sforzo assiale

La capacità portante dovuta alla resistenza a compressione (o a trazione) e allo svergolamento è praticamente indipendente dalla natura del terreno, purché l'iniezione sia condotta in fasi successive a pressioni crescenti. Pertanto sono le dimensioni trasversali dell'anima tubolare in acciaio che determinano la capacità portante dei micropali Tubifix.

Per il calcolo delle portate a compressione si assume la sezione nominale del tubo, mentre per il calcolo della portata a trazione si assume la minima sezione reagente in corrispondenza del filetto di giunzione.

Carico critico

Il micropalo Tubifix è un elemento strutturale di notevole snellezza, appare quindi opportuno verificare la stabilità dell'equilibrio elastico dell'elemento immerso nel terreno.

Come schema di calcolo si assume, a favore di sicurezza, che il fusto sia incernierato in testa, nella fondazione, e nel bulbo e si suppone, inoltre, che il micropalo sia infisso in un mezzo elastico.

Il carico critico verrà determinato con la seguente relazione:

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L^2} \cdot \left(m^2 + \frac{\beta \cdot L^4}{m^2 \cdot \pi^4 \cdot E \cdot J} \right)$$

avendo indicato con:

P _k	Carico critico
E	Modulo di elasticità dell'acciaio
J	Momento d'inerzia della sezione reagente
L	Lunghezza tra due estremità del micropalo supposte vincolate
b	Modulo di reazione del terreno per unità di spostamento laterale
m	Numero (intero) di semionde di inflessione del fusto

$$\beta = K \cdot D_p$$

D_p Diametro di perforazione

K Modulo di Winkler

Per valori molto elevati di L l'ipotesi di deformata unica (m=1) porta a dei valori di P_k eccessivi e fisicamente inverosimili, il valore minimo di P_k si avrà per m>1.

Introducendo la grandezza $l = L / m$ (semilunghezza d'onda):

$$P_k = \pi^2 \cdot E \cdot J \cdot \left(\frac{1}{\lambda^2} + \frac{\beta \cdot \lambda^2}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right)$$

Per ottenere il valore di P_k dalla precedente si può considerare l una variabile continua rispetto alla quale P_k può essere derivato:

$$\frac{dP_k}{d\lambda} = \pi^2 \cdot E \cdot J \cdot \left(-\frac{2}{\lambda^3} + \frac{2 \cdot \beta \cdot \lambda}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right) \cdot \left(-\frac{2}{\lambda^3} + \frac{2 \cdot \beta \cdot \lambda}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right) = 0$$

$$\lambda = \pi \cdot 4 \sqrt{\frac{E \cdot J}{\beta}}$$

$$P_k = 2 \cdot \sqrt{\beta \cdot E \cdot J}$$

$$J = \frac{\pi}{64} \cdot (D_e^4 - D_i^4) + \frac{\pi}{64} \cdot \frac{1}{n} \cdot D_i^4 + \frac{\pi}{64} \cdot \frac{K_i}{n} \cdot (D_p^4 - D_e^4)$$

D_i Diametro interno del tubolare

D_e Diametro esterno del tubolare

D_p Diametro di perforazione

n Modulo di omogenizzazione acciaio-calcestruzzo

K_i Coefficiente compreso tra 0 e 1 indicativo del grado di partecipazione acciaio-calcestruzzo

Portata laterale – Mayer - Modificato

Il calcolo della portanza geotecnica del micropalo TUBIFIX è sviluppato con le metodologie in uso per la stima della portanza dei pali; per i micropali, però, si assumono le seguenti correzioni:

- si trascura la portata di punta a causa delle limitate dimensioni della sezione;
- si introducono nel calcolo la lunghezza e il diametro del bulbo iniettato e non quello medio del palo;
- si considera che le pressioni di iniezione portino ad un aumento della resistenza laterale unitaria.

Pertanto una valutazione attendibile della portanza di micropali TUBIFIX è condizionata dalla difficoltà di una stima dell'entità della sbulbatura (diametro bulbo) e dell'entità del miglioramento della resistenza tangenziale unitaria t .

Il carico limite laterale si individua moltiplicando la resistenza laterale unitaria per la superficie laterale.

$$Q_L = D_S \cdot \pi \cdot \sum(\tau_f H)$$

Dove:

$D_S = \alpha D_f$ Diametro medio del bulbo, dato dal diametro del foro D_f maggiorato di un coefficiente α dipendente dal metodo di sigillatura, IRS (iniezione ripetitiva e selettiva) o IGU (iniezione globale con processo di messa in pressione unico), e dal tipo di terreno.
Per i micropali tipo RADICE $D_S = D_f$

τ_f Resistenza tangenziale unitaria relativa ad ogni strato;

H Spessore di ogni strato.

La tensione tangenziale unitaria τ_f relativa ad ogni strato è valutata come segue:

– **Condizione drenata**

$$\tau_f = sh \operatorname{tg} \delta + \alpha c'$$

dove

$$sh = s_{\max} = s_v \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2) \quad \text{tipo TUBIFIX}$$

$$sh = s_v \cdot K_0 \quad K_0 \text{ coeff. spinta a riposo} \quad \text{tipo RADICE}$$

α = coefficiente d'adesione ricavato dalla seguente espressione

Caquot – Kerisel
$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Meyerhof – Murdock (1963)
$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)
$$a = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)
$$a = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$a = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

– **Condizione non drenata**

$$\tau_f = \alpha c_u \quad \text{con } c_u \text{ coesione non drenata}$$

METODO DI BUSTAMANTE E DOIX

Le formulazioni di *Bustamante e Doix* richiedono come parametri caratterizzanti del terreno la p_{lim} determinata con il pressimetro di Menard o i risultati di prove SPT (N_{spt}):

$$p_{lim} \cong p_a \cdot \frac{N_{SPT}}{2} \quad (\text{terreni sabbiosi})$$

in cui p_a è la pressione atmosferica di riferimento ed s_u la coesione non drenata. Nel caso di terreni argillosi si assume:

$$p_{lim} \cong 10 \times s_u \text{ (terreni argillosi)}$$

TERRENI SABBIOSI

Nel caso di micropali in terreni sabbiosi si possono ipotizzare le seguenti relazioni tra il diametro di perforazione d_{perf} e il diametro della zona iniettata d_{in} :

$$d_{in} \cong 1.5 \cdot d_{perf} \text{ (iniezioni ripetute)}$$

$$d_{in} \cong 1.15 \cdot d_{perf} \text{ (iniezione unica)}$$

Il valore limite della tensione tangenziale lungo il tratto iniettato può essere assunta pari mediamente a:

$$f_s \cong \frac{1}{10} p_{lim}$$

La quantità minima di miscela da iniettare è data dalla seguente espressione:

$$1.5 \cdot V_{in} = 1.5 \cdot \frac{\pi \cdot d_{in}^2}{4} l_{in}$$

essendo l_{in} la lunghezza del tratto iniettato.

TERRENI ARGILLOSI

Nel caso di micropali in terreni argillosi valgono le seguenti relazioni tra il diametro di perforazione d_{perf} e il diametro della zona iniettata d_{in} :

$$d_{in} \cong 1.5 - 2 \cdot d_{perf} \text{ (iniezioni ripetute)}$$

$$d_{in} \cong 1.2 \cdot d_{perf} \text{ (iniezione unica)}$$

La tensione tangenziale lungo il tratto iniettato è assunta pari a:

$$f_s = 0.033 + 0.067 p_{lim} \text{ (iniezione unica)}$$

$$f_s = 0.095 + 0.085 p_{lim} \text{ (iniezioni ripetute)}$$

In tal caso la quantità minima di miscela da iniettare varia da $1.5 - 2.0 V_{in}$, nel caso di un'unica iniezione, a $2.5 - 3.0 V_{in}$, nel caso di iniezioni ripetute.

I valori delle pressioni si intendono tutti espressi in N/mm².

Carico limite

Il carico limite viene valutato come sommatoria sui singoli tratti della tensione tangenziale moltiplicata per la superficie laterale del tratto medesimo. Tale sommatoria è estesa solo al tratto iniettato e nel computo viene trascurato il contributo della resistenza di punta.

Carico ammissibile

Il carico ammissibile, dal punto di vista geotecnico, è valutato assumendo un coefficiente di sicurezza h rispetto al carico ultimo per attrito laterale (QL).

Il coefficiente di sicurezza h può essere modificato. Pertanto il valore di carico geotecnico ammissibile Q_{amm} è:

$$Q_{amm} = \frac{Q_L}{\eta}$$

Nel valutare il carico ammissibile geotecnico non viene considerato il peso del micropalo.

Micropalo in condizioni d'esercizio

Analisi del micropalo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il micropalo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del micropalo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$P = AF$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$e = BX$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$F = Se$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SATX$$

e quindi

$$P = AF = A SATX$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice **A SAT** si ricava l'espressione degli spostamenti esterni X:

$$X = (A SAT)^{-1}P$$

Noti, quindi, gli spostamenti **X** è possibile ricavare le forze interne **F** necessarie per il progetto della struttura.

La matrice **A SAT** è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per micropali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_{stan} \cdot 1(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e B_{sZn} sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/DH = C(cN_c + 0.5gBN_g)$$

$$B_{sZn} = C(gN_qZ^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (t_j / E) \cdot B \times l_{i,j}$$

Avendo indicato con:

t_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

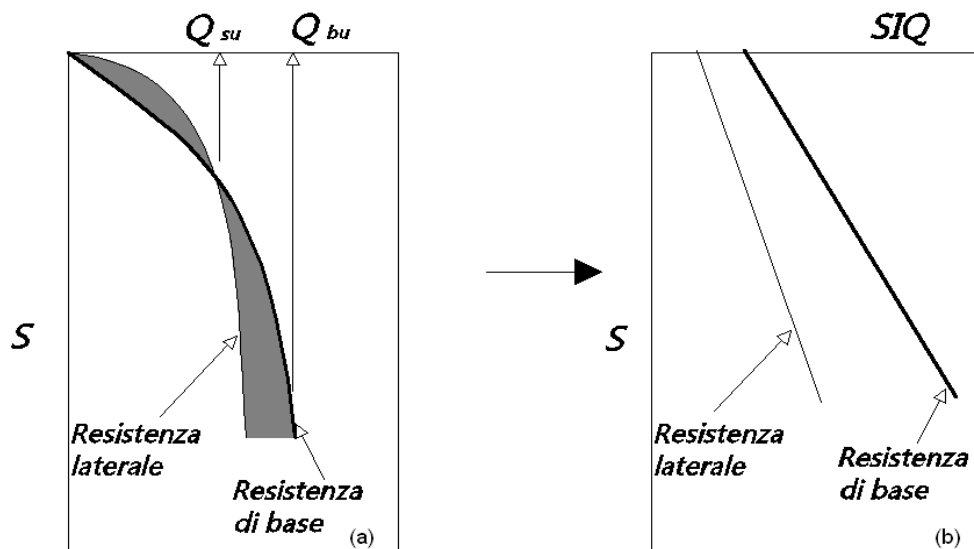
B = Diametro del palo

$l_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (*Terzaghi, 1943*). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + K_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.
- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c=2610$ kN/m² per calcestruzzo con forza specifica di 20N/mm² e il valore di $E_c=2610 \times 106$ kN/m² per calcestruzzo da 40 N/mm².
- L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_e : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- Ms: fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- ds: diametro testa.
- Qs: attrito.
- Qsu: attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- db: diametro della base del palo.
- Qb: resistenza alla base.
- Qbu: resistenza ultima alla base
- Eb: modulo di taglio corrispondente a Qbu /4

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s = S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

Efficienza e cedimento del reticolo

Usualmente i micropali vengono realizzati a gruppo, pertanto necessita considerare il loro comportamento d'insieme sia riguardo alla portata ammissibile che ai cedimenti. In relazione a questi ultimi, il cedimento di un gruppo di micropali viene valutato, a partire dal cedimento del singolo micropalo, con la seguente espressione:

$$w_g = w_s \cdot \left(\frac{0,6 \cdot B}{0,3 \cdot B + 0,3} \right)^2 \quad \text{Skempton (1953)}$$

dove

- ws cedimento del singolo micropalo
- B dimensione minima della maglia di micropali.

Per la portanza ammissibile di gruppo, a causa dell'interazione tra gli elementi del reticolo, viene solitamente introdotto il termine dell'*efficienza* che riduce la portanza globale data dalla somma del carico ammissibile dei singoli micropali; infatti l'espressione per il carico ammissibile di gruppo risulta:

$$Q_g = E \cdot \sum_i Q_{AMMi}$$

dove

$Q_{AMM} i$ portanza ammissibile del singolo micropalo i .

E efficienza del gruppo di micropali.

Per quest'ultimo parametro sono riportati dei valori di riferimento in base alla litologia e all'interasse con cui sono disposti i micropali:

<u>Terreno</u>	<u>$l < 8D$</u>	<u>$3D < l < 8D$</u>	<u>$l < 3D$</u>
Sabbie 1	1	1	
Argille 1	0.75-1	0.75	

Oppure può essere utilizzata l'espressione di Converse – Labarre che si pone nella seguente forma:

$$E = 1 - \text{atn}\left(\frac{D}{I}\right) \cdot \left(\frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}\right)$$

nella quale

D diametro medio del bulbo

I interasse tra i micropali; per quelli inclinati l'interasse è riferito alla base del bulbo.

m, n numero di micropali presenti nella maglia che definisce il reticolo.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al., 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{0.50}$$

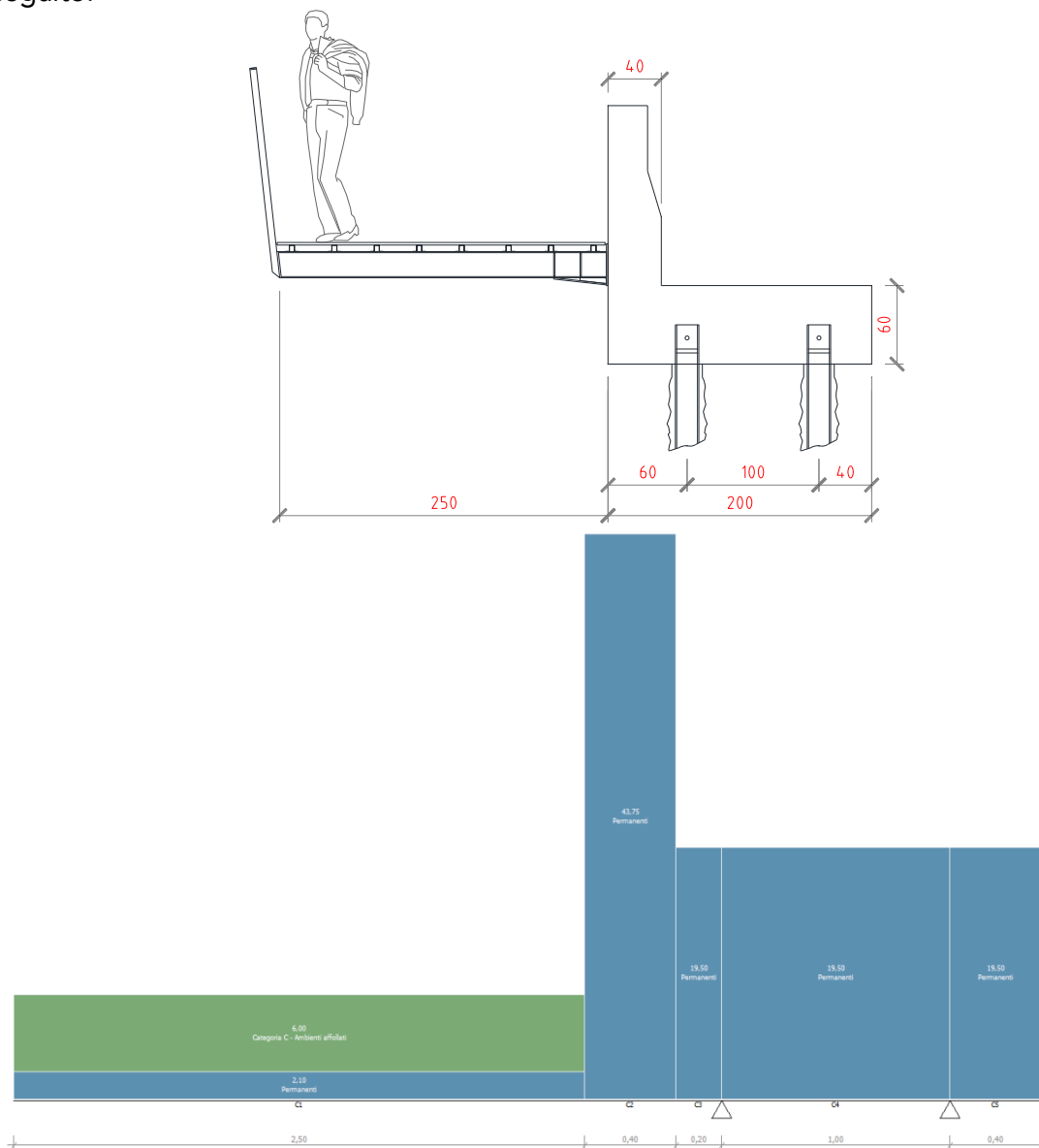
in cui $\tau_c = a_{max} \rho_1 H_1$; a_{max} accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidezza dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

8.2 PALO L=6M

Come già ampiamente descritto, I primi tratti della pista ciclopedonale in progetto verranno realizzati a sbalzo sulla forra. Questo rende necessario l'adozione di micropali Tubfix valvolati di lunghezza 6 m, diametro esterno 177,8 mm e spessore 8 mm, in grado di trasferire le sollecitazioni agenti sulle strutture negli strati resistenti del terreno.

8.2.1 Schema statico

Per il calcolo delle azioni agenti sui micropali è stato adottato lo schema statico proposto di seguito.



8.2.2 Carichi

Campata	Tipo di carico	Categoria	Val. iniz. P1	Lung. [m]	Val. fin. P2
C1	Carico distribuito asse Y globale	Permanente	2,10 kN/m	2,50	2,10 kN/m
C1	Carico distribuito asse Y globale	Categoria C - Ambienti affollati	6,00 kN/m	2,50	6,00 kN/m
C2	Carico distribuito asse Y globale	Permanente	43,75 kN/m	0,40	43,75 kN/m
C3	Carico distribuito asse Y globale	Permanente	19,50 kN/m	0,20	19,50 kN/m
C4	Carico distribuito asse Y globale	Permanente	19,50 kN/m	1,00	19,50 kN/m
C5	Carico distribuito asse Y globale	Permanente	19,50 kN/m	0,40	19,50 kN/m

8.2.3 Diagrammi SLU

Di seguito si riportano i diagrammi relativi alle sollecitazioni in combinazione SLU.

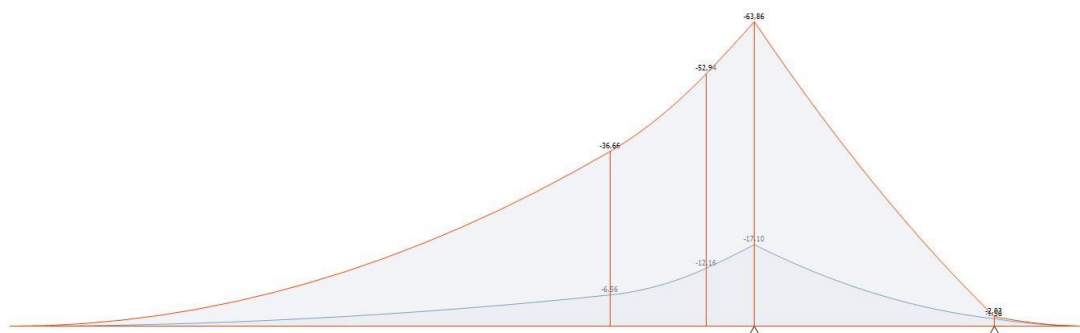


Figura 18: Diagramma del momento

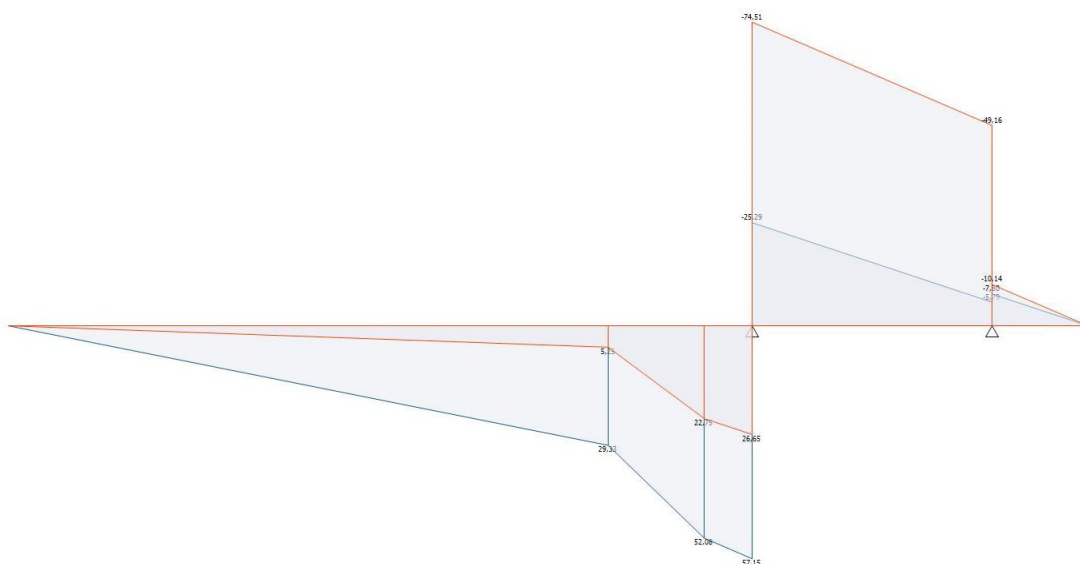


Figura 19: Diagramma del Taglio

8.2.4 Reazioni vincolari sul micropalo

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
A	131,65	51,94
B	-41,36	4,35

Note le massime reazioni vincolari sul micropali, queste verranno confrontate rispettivamente con la resistenza di progetto a compressione e trazione del micropalo, in modo da ottenere il relativo fattore di sicurezza.

8.2.5 Caratteristiche del micropalo

Tipologia	TUBIFIX
Iniezione	IRS: Iniezione ripetitiva e selettiva
Pressione limite di iniezione	6,00 kg/cm ²
Diametro di perforazione	0,20 m
Alfa	0,20
Diametro bulbo	0,22 m
Lunghezza bulbo	5,50 m
Lunghezza fusto	0,50 m
Diametro esterno tubolare	177,80 mm
Spessore tubolare	8,00 mm
Calcestruzzo tipo	C20/25
Acciaio tipo	B450C

8.2.6 Stratigrafia

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m ³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m ³]	c [kg/cm ²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm ²]	Vs [m/s]	Descrizione e litologica
1	2,40	1900,00	0,00	0,00	36,00	No	1,00	700,00	0	
2	5,00	2300,00	0,00	0,00	45,00	No	0,00	1000,00	0	

8.2.7 Verifica micropalo soggetto a compressione

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3	
Numero verticali di indagine		1	
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,70	
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,70	
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	133266,60	133266,60	133266,60
Laterale	23230,23	23230,23	23230,23
Totale	155734,00	155734,00	155734,00
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		R3	
Base		1,35	
Laterale		1,15	
Resistenza di progetto base		58068,22 kg	
Resistenza di progetto laterale		11882,47 kg	
Resistenza di progetto		69187,86 kg	

$$\psi = \frac{R_d}{E_d} = \frac{691,87 \text{ kN}}{131,65 \text{ kN}} = 5,25$$

8.2.8 Verifica micropalo soggetto a trazione

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3	
Numero verticali di indagine		1	
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,70	
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,70	
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	--	--	--
Laterale	23230,23	23230,23	23230,23
Totale	23993,06	23993,06	23993,06

Coefficiente parziale resistenza caratteristica
Laterale
Resistenza di progetto laterale
Resistenza di progetto

R3
1,25
10931,87 kg
11694,70 kg

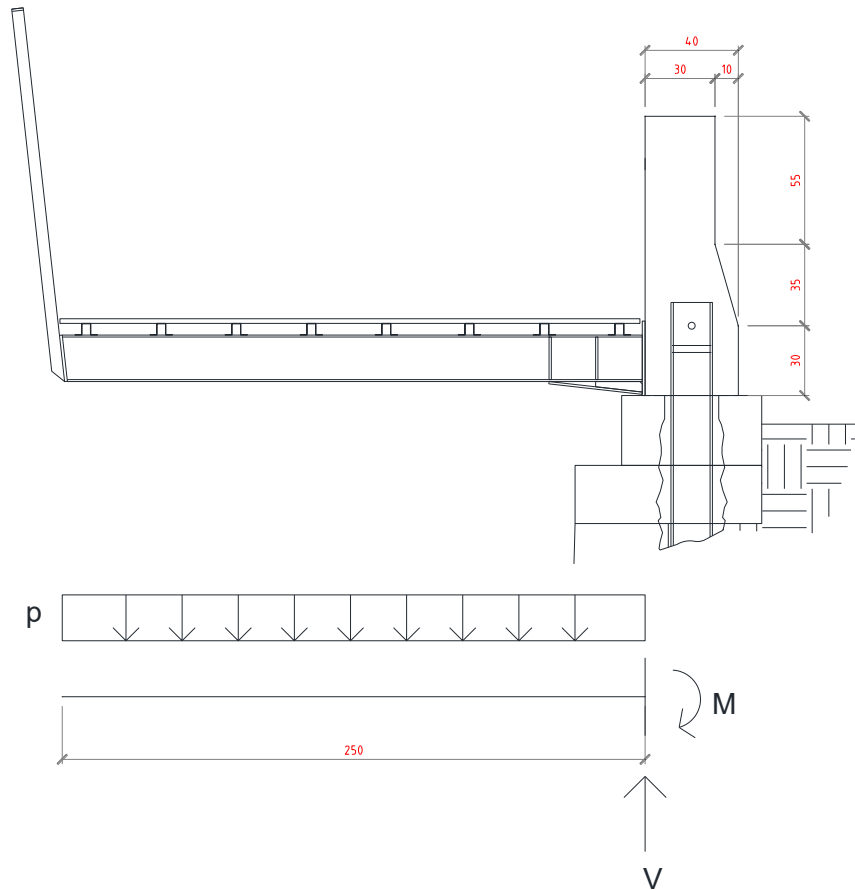
$$\psi = \frac{R_d}{E_d} = \frac{116,94 \text{ kN}}{41,36 \text{ kN}} = 2,83$$

8.3 PALO 8 M

In corrispondenza del tratto 6 si rende necessario l'adozione di micropali Tubfix valvolati di lunghezza 8 m, diametro esterno 177,8 mm e spessore 8 mm.

8.3.1 Schema statico e azioni agenti sul micropalo

Il calcolo delle azioni sul micropalo viene svolto schematizzando la struttura come una mensola incastrata sul micropalo stesso.



I carichi agenti sono i seguenti:

- Carichi permanenti (g_1):
 - Peso proprio del muretto in c.a;
 - Peso proprio della struttura in acciaio, pari a 1,50 kN/mq;
- Carichi variabili (q) da folla, pari a 5 kN/mq

Considerando che la struttura in acciaio ha un interasse pari a 1,20 m si ottengono:

$$g_1 = 1,5 \frac{kN}{mq} \times 1,2 m = 1,8 \frac{kN}{m}$$

$$q = 5 \frac{kN}{mq} \times 1,2 m = 6 \frac{kN}{m}$$

Volendo calcolare le sollecitazioni agli SLU, si incrementano i carichi tramite i relative coefficient parziali, ottenendo:

$$p = 11,34 \frac{kN}{m}$$

Da un semplice equilibrio alla rotazione si ottengono i valori di Taglio e Momento agenti sul micropalo.

$$V = pl = 28,50 \text{ kN}$$

$$M = \frac{pl^2}{2} = 35,63 \text{ kNm}$$

Al valore di taglio calcolato va aggiunto il carico verticale dato dal peso proprio dell'elemento in c.a., che risulta circa pari a 13 kN, ottenendo così:

$$V + P = 41,50 \text{ kN}$$

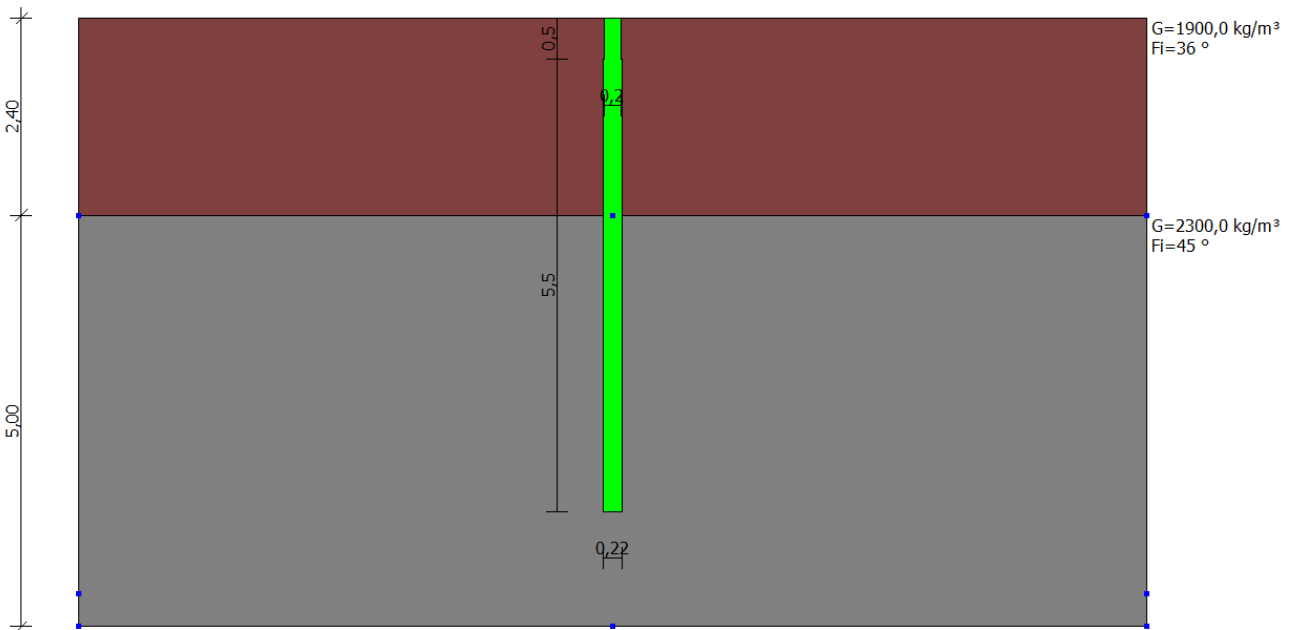
Quindi le sollecitazioni agli SLU agenti in corrispondenza del micropalo, che andranno inserite nel software per effettuare la verifica, sono:

$$F_v = 41,50 \text{ kN} = 4150 \text{ kgm}$$

$$M = 35,63 \text{ kNm} = 3563 \text{ kgm}$$

8.3.2 Dati geometrici e stratigrafia

Tipologia	TUBIFIX
Iniezione	IRS: Iniezione ripetitiva e selettiva
Pressione limite di iniezione	6,00 kg/cm ²
Diametro di perforazione	0,20 m
Alfa	0,20
Diametro bulbo	0,22 m
Lunghezza bulbo	7,50 m
Lunghezza fusto	0,50 m
Diametro esterno tubolare	177,80 mm
Spessore tubolare	8,00 mm
Calcestruzzo tipo	C20/25
Acciaio tipo	B450C



Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descrizione e litologica
1	2,40	1900,00	0,00	0,00	36,00	No	1,00	700,00	0	
2	7,00	2300,00	0,00	0,00	45,00	No	0,00	1000,00	0	

8.3.3 Parametri sismici

Dati generali

Tipo opera: 1 - Opere provvisorie
 Classe d'uso: Classe II
 Vita nominale: 1,0 [anni]
 Vita di riferimento: 1,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: E
 Categoria topografica: T2

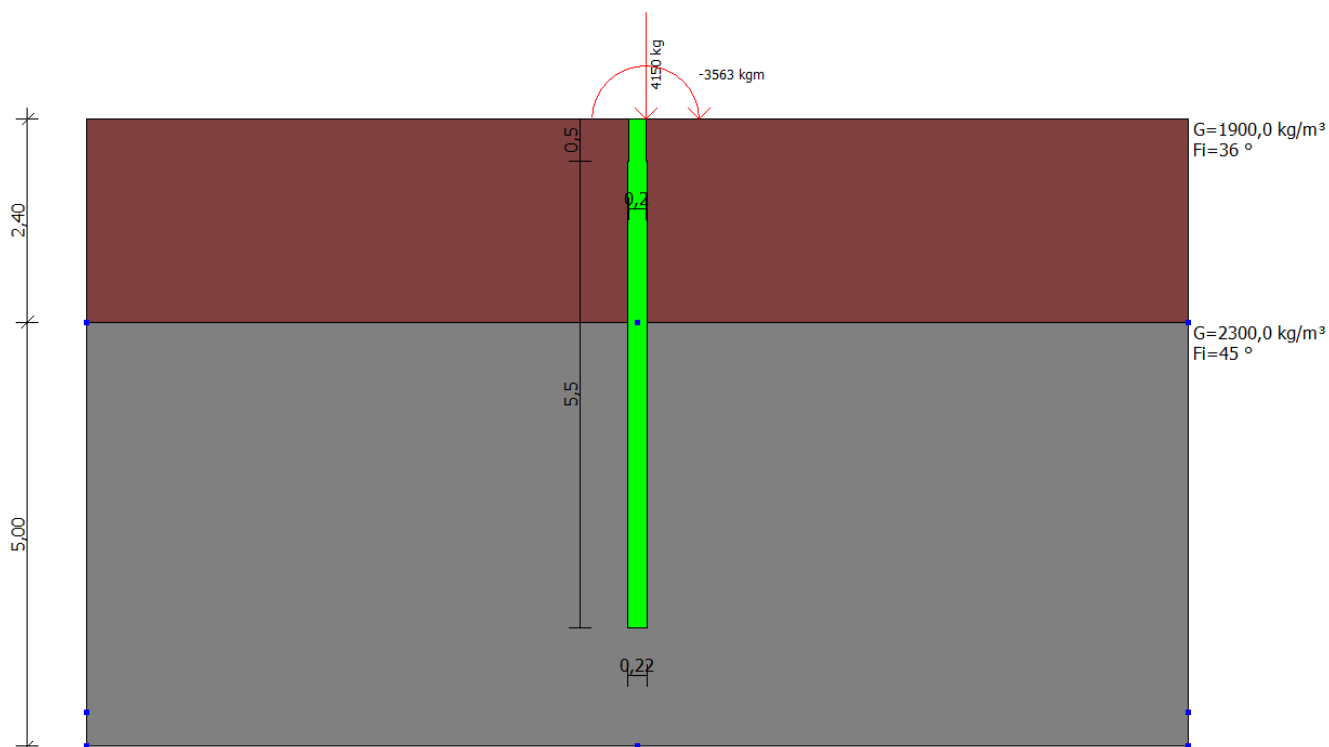
S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,33	2,46	0,2
S.L.D.	30,0	0,35	2,46	0,21
S.L.V.	30,0	0,93	2,46	0,27
S.L.C.	30,0	1,22	2,47	0,28

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,6336	0,18	0,0116	0,0058
S.L.D.	0,672	0,18	0,0123	0,0062
S.L.V.	1,7856	0,18	0,0328	0,0164
S.L.C.	2,3424	0,24	0,0573	0,0287

8.3.4 Verifica strutturale a pressoflessione



RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3		
Numero verticali di indagine		1		
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,70		
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,70		
Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]		

Base	133266,60	133266,60	133266,60
Laterale	23230,23	23230,23	23230,23
Totale	155734,00	155734,00	155734,00
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			R3
Base			1,35
Laterale			1,15
Resistenza di progetto base			58068,22 kg
Resistenza di progetto laterale			11882,47 kg
Resistenza di progetto			69187,86 kg
Azioni di progetto			4150,00 kg
Fattore sicurezza verticale			16,67

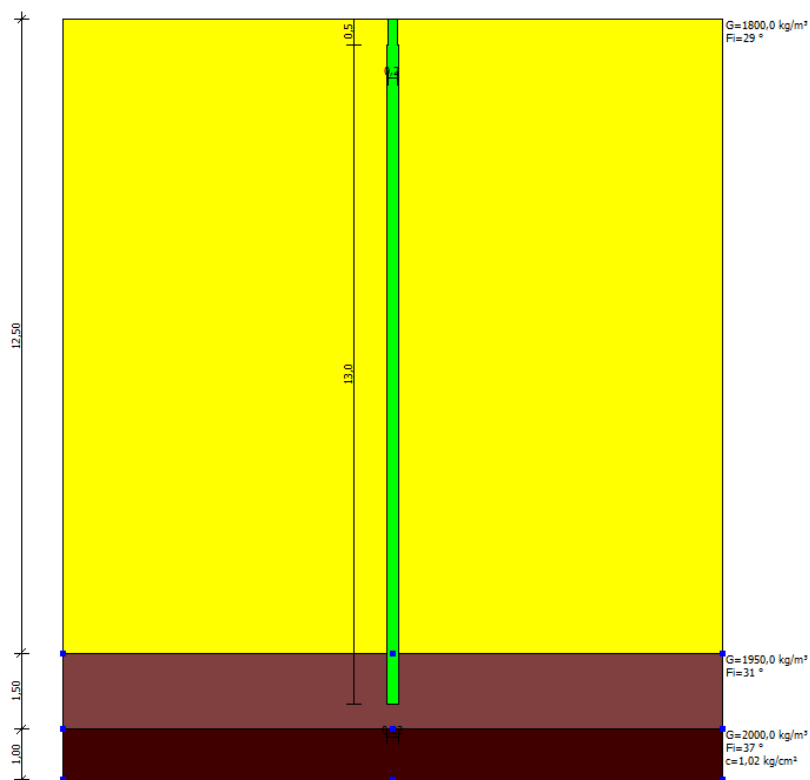
8.4 PALO 12,5M

In corrispondenza del tratto 11, ovvero dove il progetto prevede di realizzare una passerella in acciaio si rende necessario l'adozione di micropali Tubfix valvolati di lunghezza 12,5 m, diametro esterno 127 mm e spessore 8 mm.

8.4.1 Azioni agenti sul micropalo

Il massimo valore delle sollecitazioni sui micropali in questione si ricava dalle reazioni vincolari calcolate in precedenza nel paragrafo relative alla passerella in acciaio. Nello specifico sul micropalo risulta gire un'azione pari a 77,737 kN.

8.4.2 Dati geometrici e stratigrafia



Descrizione

Tipologia	TUBIFIX
Iniezione	IGU: Iniezione globale messa in pressione unica
Pressione limite di iniezione	6,00 kg/cm²
Diametro di perforazione	0,20 m
Alfa	1,10
Diametro bulbo	0,22 m

Lunghezza bulbo	13,00 m
Lunghezza fusto	0,50 m
Diametro esterno tubolare	127,00 mm
Spessore tubolare	8,00 mm
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descrizione e litologica
1	12,50	1800,00	0,00	0,00	29,00	No	0,00	50,98	0	Limi sabbiosi inglobanti ghiaia
2	1,50	1950,00	0,00	0,00	31,00	No	0,00	152,95	0	Ghiaie e clasti anche grossolani in matrice limoso sabbiosa
3	1,00	2000,00	0,00	1,02	37,00	No	0,00	1019,72	0	Substrato roccioso

8.4.3 Verifica strutturale

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3	
Numero verticali di indagine		1	
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,70	
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,70	
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	21272,27	21272,27	21272,27
Laterale	53927,27	53927,27	53927,27
Totale	73607,98	73607,98	73607,98
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		R3	
Base		1,35	
Laterale		1,15	
Resistenza di progetto base		9268,96 kg	
Resistenza di progetto laterale		27584,28 kg	
Resistenza di progetto		35261,70 kg	

$$\psi = \frac{R_d}{E_d} = \frac{352,61 \text{ kN}}{77,737 \text{ kN}} = 4,53$$

CONCLUSIONI

Le analisi condotte sul modello, applicate in osservanza delle normative italiane (NTC 2018 e Circolare), hanno portato a risultati positivi sia per la resistenza della struttura (Stati Limite Ultimi), in condizione statica e sismica (mediante analisi sismica dinamica modale), che per la deformazione (Stati Limite di Esercizio). Tutte le verifiche svolte risultano soddisfatte sia tramite valutazioni automatiche eseguite dal solutore ad elementi finiti, sia da semplici verifiche condotte secondo i dettami della scienza delle costruzioni. Si ritiene quindi che la struttura possa resistere con giusto margine di sicurezza alle azioni di progetto e che le deformazioni saranno entro i limiti di operatività della struttura stessa.

Il calcolatore
Dott. Ing. Alex Toigo

