



Città di Reggio nell'Emilia



STUDIO DI FATTIBILITA' DELLE INFRASTRUTTURE VIARIE PREVISTE DAL PUMS: **DOCUMENTO DI FATTIBILITA' DELLE ALTERNATIVE PROGETTUALI DEL SOTTOPASSAGGIO DI VIA LAMA GOLESE**

RELAZIONE TECNICO SPECIALISTICA DEL SOTTOPASSAGGIO FERROVIARIO

B

VERSIONE	DATA	SCALA
2.0	Febbraio 2024	-

VERSIONE	DATA	AUTORE	TIMBRO
1.0	04.08.2023	Ronald Patscheider	
		Marco Demattè	
1.2	27/02/2024	Federico Jappelli	

META
mobilità
economia
territorio
ambiente

patscheiderpartner
ENGINEERS

META srl

SEDE OPERATIVA
via Magenta, 15
20900 MONZA
tel. 039-945.12.49
p.iva 09685100969
www.metaplanning.it

**ingenieure patscheider &
partner gmbh**
i-39024 Malles (BZ) -
Glumserstraße 5/k
i-39100 Bolzano
via Negrelli 13/C
tel. +39 0473 83 05 05
www.patscheiderpartner.it

DIRETTORI TECNICI

ing. Andrea Debernardi
ordine ingegneri Lecco (n°571)

ing. Gabriele Filippini
ordine ingegneri Varese (n°3737)

arch. Federico Jappelli
ordine architetti PPC Milano
(n°13885)

COLLABORATORI

arch. Federico Jappelli
ing. Gabriele Filippini
dott.ssa Silvia Ornaghi
ing. Francesca Traina Melega
ing. Riccardo Fasani
arch. Ilario Abate Daga
ing. Chiara Taiariol
arch. Lorena Mastropasqua
dott. Fabrizio Vecchiotti
dott.ssa Arianna Travaglini



committente

tecnico

Relazione tecnica specialistica

committente		Città di Reggio Emilia					
progetto		Studio di fattibilità delle infrastrutture viarie previste dal PUMS: Documento di fattibilità delle alternative progettuali del sottopassaggio di Via Lama Golese					
contenuto		Relazione tecnica specialistica del sottopassaggio ferroviario					
redatto		modificato				scala	elaborato n.
MD	27.07.2023	a	ron	03.08.2023	idraulica		
Controllato		b					
ron	01.08.2023	c					
pagine	31	n. progetto		23-131	T:\Projekte\2023\23_131_Meta_Konsulenz_Eisenbahn\stat\text		

Contenuto

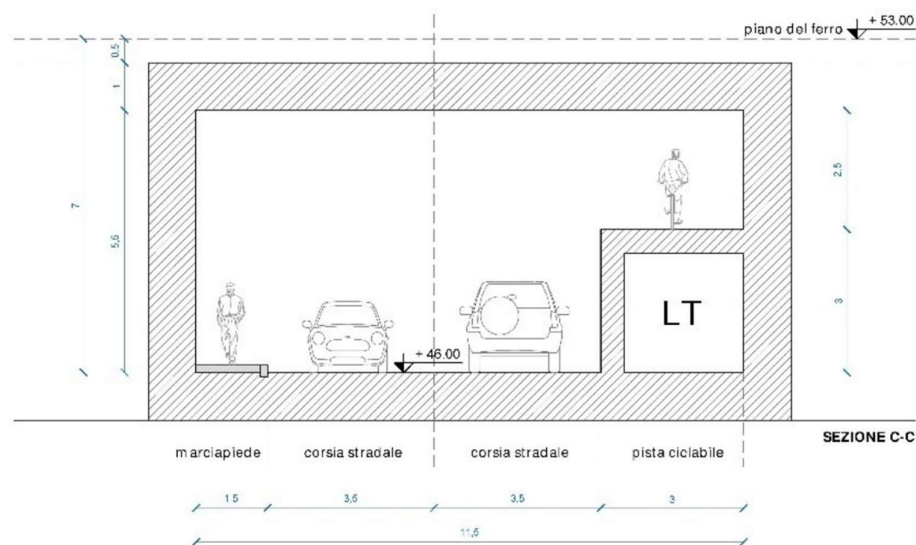
1. Premessa.....	3
2. Normativa di riferimento.....	4
2.1 Legislazione nazionale	4
2.2 Eurocodici.....	4
3. Metodo di calcolo e software utilizzati.....	4
4. Materiali	4
4.1 Calcestruzzo e acciaio per armature.....	4
5. Carichi	5
5.1 Carichi permanenti	5
5.2 Carichi variabili	5
5.2.1 Azione del sisma.....	6
5.2.1.1 Premessa	6
6. Combinazione delle azioni	6
7. Coefficienti di sicurezza e combinazione delle azioni.....	7
7.1 Coefficienti di sicurezza.....	7
7.2 Condizioni di Carico e Combinazione delle Condizioni di Carico	7
8. Modello di calcolo e carico applicati.....	8
8.1 Modello agli elementi finiti	8
8.2 Carichi applicati al modello	9
8.2.1 Condizione di Carico LC1 - Peso proprio degli elementi strutturali	9
8.2.2 Condizione di Carico LC2 – Sovraccarico permanente solai	9
8.2.3 Condizione di Carico LC3 – Sovraccarico permanente peso e spinta del terreno	9
8.2.4 Condizione di Carico LC4 – Sovraccarico variabile stradale.....	10
8.2.5 Condizione di Carico LC5 – Sovraccarico variabile pista ciclabile e marciapiede.....	10
8.2.6 Condizione di Carico LC6 – Sovraccarico variabile ferrovia.....	11
8.3 Risultati dell'analisi	11
8.3.1 Verifica degli Stati Limite Ultimi (SLU).....	11
8.3.1.1 Solaio scatolare.....	12
8.3.1.2 Solaio vano tecnico	14
8.3.1.3 Platea	16
8.3.1.4 Pareti controterra.....	18
8.3.1.5 Parete locale tecnico	20
8.3.2 Verifica degli Stati Limite di Esercizio (SLE)	22
8.3.2.1 Deformazioni solaio.....	22
8.3.2.2 Deformazioni solaio vano tecnico-pista ciclabile.....	22
8.3.2.3 Deformazioni platea.....	23

8.3.3 Pressioni di contatto terreno-fondazione.....	23
9. Descrizione della tecnica dell'infissione oleodinamica	24
10. Principi alla base del calcolo della forza di spinta e predimensionamento della platea di varo e del muro di controspinta	25
10.1 Fase 1	26
10.2 Fase 2	27
11. Aspetti idrologici e idraulici	28
11.1 Gestione del livello di falda	28
11.2 Gestione delle acque meteoriche.....	29
12. Stima della quantità dei materiali impiegati	29
13. Conclusioni.....	30

1. Premessa

L'intervento di modifica del disegno urbano a nord della stazione ferroviaria di Reggio Emilia, prevede la realizzazione di un sottopasso veicolare e ciclopedonale di collegamento est-ovest. La presente relazione tecnica intende illustrare le ipotesi di base e i risultati principali della verifica delle strutture del manufatto.

Tale manufatto è concepito come elemento prefabbricato in cemento armato a sezione scatolare, da realizzarsi a piè d'opera e spinto idraulicamente sotto la massicciata della ferrovia. La struttura ha andamento planimetrico rettilineo ed una lunghezza approssimativa di 80 metri. L'andamento altimetrico è orizzontale.



Sezione tipo del sottopasso.

Tutti gli elementi della struttura sono realizzati in calcestruzzo armato normale di Classe di resistenza C25/30.

Gli spessori assunti per gli elementi della struttura sono i seguenti:

- platea di fondazione di spessore $s=100$ cm,
- pareti di spessore $s=100$ cm;
- solaio di copertura di spessore $s=100$ cm;
- parete interna di chiusura del locale tecnico, spessore $s=50$ cm;
- solaio di chiusura del locale tecnico con funzione di piano viario della pista ciclabile, $s=50$ cm.

2. Normativa di riferimento

2.1 Legislazione nazionale

- [1] Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle <<Norme Tecniche per le Costruzioni>>” pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20.02.2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7, “Istruzioni per l’applicazione dell’”Aggiornamento delle <<Norme Tecniche per le Costruzioni>>” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018”.

2.2 Eurocodici

- [3] UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi specifici, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
- [4] UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [5] UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture.

3. Metodo di calcolo e software utilizzati

La valutazione delle sollecitazioni negli elementi, come anche il calcolo delle deformazioni e le verifiche agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio sono state condotte tramite il programma FE SCIA ESA PT. Per la valutazione dello stato deformativo e tensionale delle strutture di fondazione è stata modellata l’intera struttura.

4. Materiali

Si riportano di seguito le principali caratteristiche meccaniche e proprietà dei resistenza dei materiali utilizzati per la realizzazione delle strutture.

4.1 Calcestruzzo e acciaio per armature

Calcestruzzo

Per tutte le opere

Classe di resistenza: C25/30, $f_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$, $\alpha_{cc}=0.85$

Classe di esposizione: XC1

Acciaio per armature

Acciaio tipo B450C

 $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$ **5. Carichi****5.1 Carichi permanenti**Solaio di copertura dello scatolare

Terreno s=50 cm	$g_2=$	10,00 kN/m ²
Soletta in c.a. s=100 cm	$g_1=$	<u>25,00 kN/m²</u>
Carico permanente totale		35,00 kN/m ²

Solaio vano tecnico

Sottofondo + pavimentazione	$g_2=$	3,00 kN/m ²
Soletta in c.a. s=50 cm	$g_1=$	<u>12,50 kN/m²</u>
Carico permanente totale		15,50 kN/m ²

Platea

Sottofondo + pavimentazione	$g_2=$	7,50 kN/m ²
Platea in c.a. s=100 cm	$g_1=$	<u>25,00 kN/m²</u>
Carico permanente totale		32,50 kN/m ²

Pareti controterra

Peso proprio s=100 cm	$g_1=$	25,00 kN/m ²
-----------------------	--------	-------------------------

Parete di chiusura del locale tecnico

Peso proprio s=50 cm	$g_1=$	12,50 kN/m ²
----------------------	--------	-------------------------

5.2 Carichi variabili

Carico variabile su marciapiede e pista colabile	$q_1=$	5,00 kN/m ²
Carico variabile stradale	$q_2=$	20,00 kN/m ²
Carico variabile ferrovia	$q_3=$	40,00 kN/m ²

5.2.1 Azione del sisma

5.2.1.1 Premessa

In base all'OPCM 3274/03, il Comune di Reggio Emilia è inserito in Zona Sismica 3. Ai fini del calcolo dell'azione sismica si fa riferimento ai seguenti parametri:

- vita nominale della costruzione $V_N \geq 100$ anni
- classe d'uso IV
- coefficiente d'uso $c_u = 2,0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times c_u = 100 \times 2,0 = 200$ anni.

La struttura analizzata è completamente interrata e pertanto l'effetto delle azioni sismiche è ridotto notevolmente e la normativa consente semplificazioni relativamente alla verifica sotto le forze sismiche. In considerazione dello scopo di questa relazione, redatta in una fase preliminare dell'iter progettuale, se ne trascurerà la verifica.

6. Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_1 + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

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

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

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

Si riporta di seguito una tabella con i valori dei coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi di equilibrio come corpo rigido (EQU), strutturali (STR) e geotecnici (GEO).

Tipologia azione		Coefficiente γ_F	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.35	1.0
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.35	1.3
Carichi variabili (veicoli)	Favorevoli	γ_{Q1}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

Si riportano, nella tabella seguente, i valori dei coefficienti di combinazione.

Categoria / Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
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

7. Coefficienti di sicurezza e combinazione delle azioni

7.1 Coefficienti di sicurezza

Calcestruzzo armato $\gamma_M = 1,50$

Acciaio da cemento armato $\gamma_M = 1,15$

7.2 Condizioni di Carico e Combinazione delle Condizioni di Carico

Le Condizioni di Carico (LC) che si considerano sono:

- LC1: peso proprio degli elementi implementati;
- LC2: sovraccarico permanente dei solai;
- LC3: sovraccarico permanente peso e spinta del terreno;

- LC4: sovraccarico variabile stradale;
- LC5: sovraccarico variabile pista ciclabile e marciapiede;
- LC6: sovraccarico variabile ferrovia.

Le Combinazioni delle Condizioni di Carico (CO) che si considerano sono le seguenti:

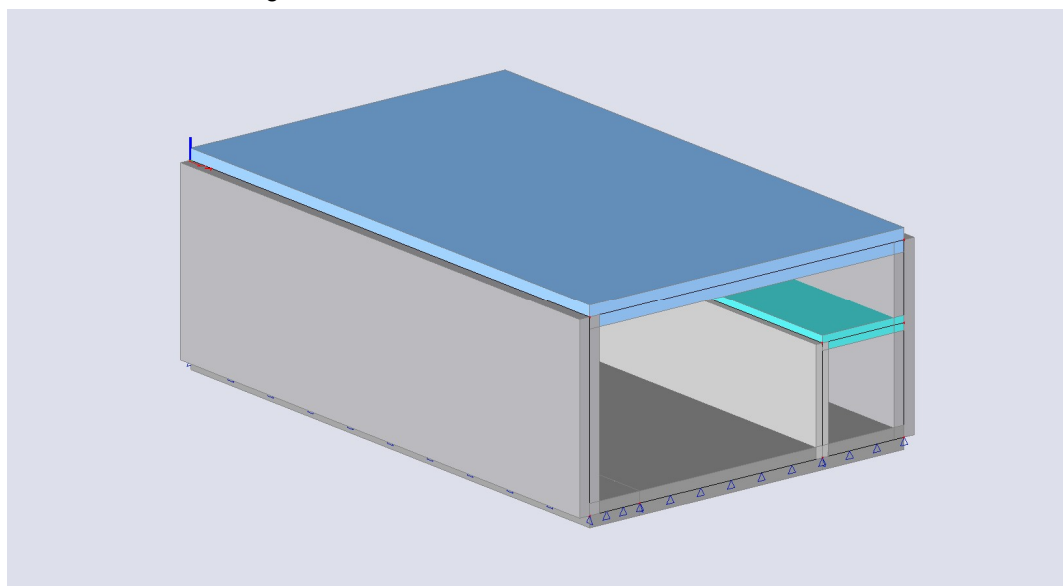
- CO1: Combinazione per la verifica degli Stati Limite Ultimi (SLU);
- CO2: Combinazione rara (caratteristica) per la verifica degli Stati Limite di Esercizio (SLE);
- CO3: Combinazione frequente per la verifica degli Stati Limite di Esercizio (SLE);
- CO4: Combinazione quasi permanente per la verifica degli Stati Limite di Esercizio (SLE).

8. Modello di calcolo e carico applicati

8.1 Modello agli elementi finiti

Data la costanza delle caratteristiche geometriche della sezione, nonché dei carichi, si modella una porzione di manufatto lunga 20 metri.

Gli elementi piani (solai, pareti), sono modellati con elementi a piastra. Non avendo informazioni sulla natura del terreno di fondazione, si modella la platea di fondazione su suolo elastico alla Winkler di costante elastica di valore $k=50 \text{ MN/m}^3$, valore valido per terreni mediamente addensati, di buone caratteristiche geotecniche.

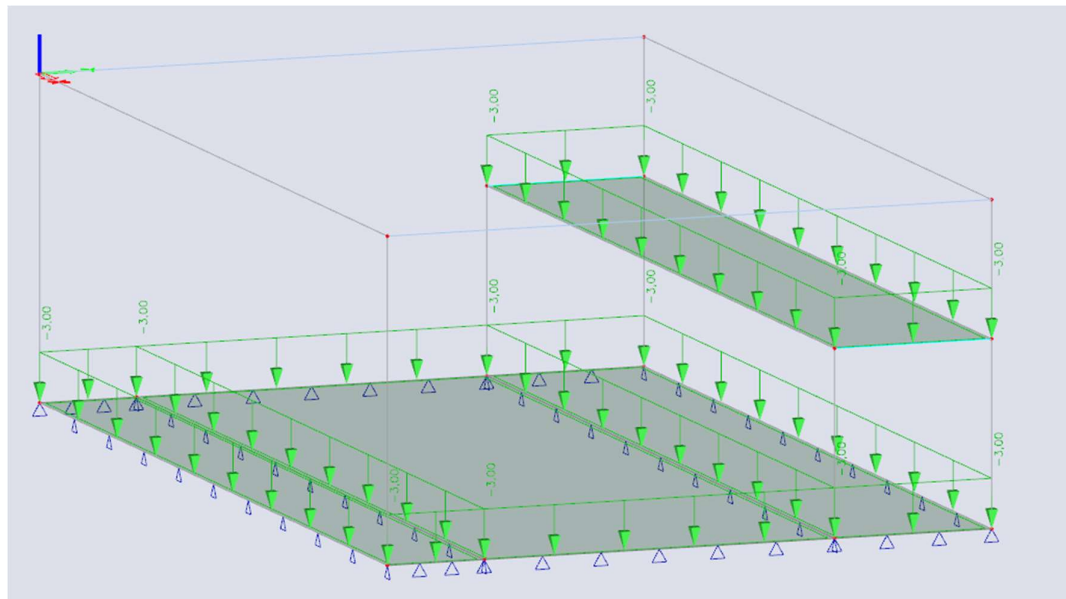


8.2 Carichi applicati al modello

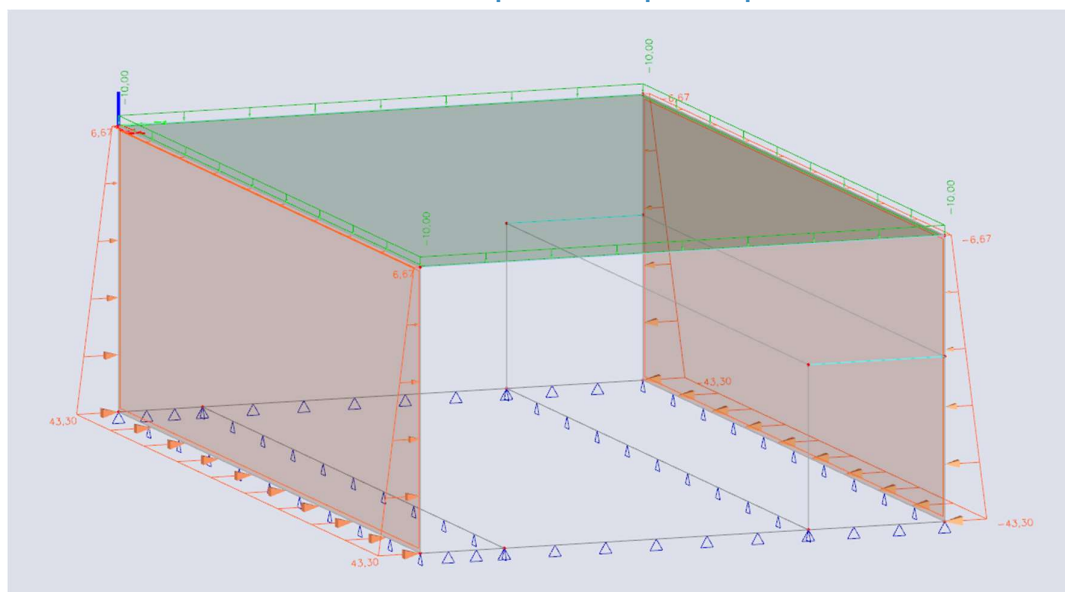
8.2.1 Condizione di Carico LC1 - Peso proprio degli elementi strutturali

Il peso proprio degli elementi implementati è calcolato automaticamente dal software e considerato nelle combinazioni di carico come previsto dalla normativa vigente (Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018).

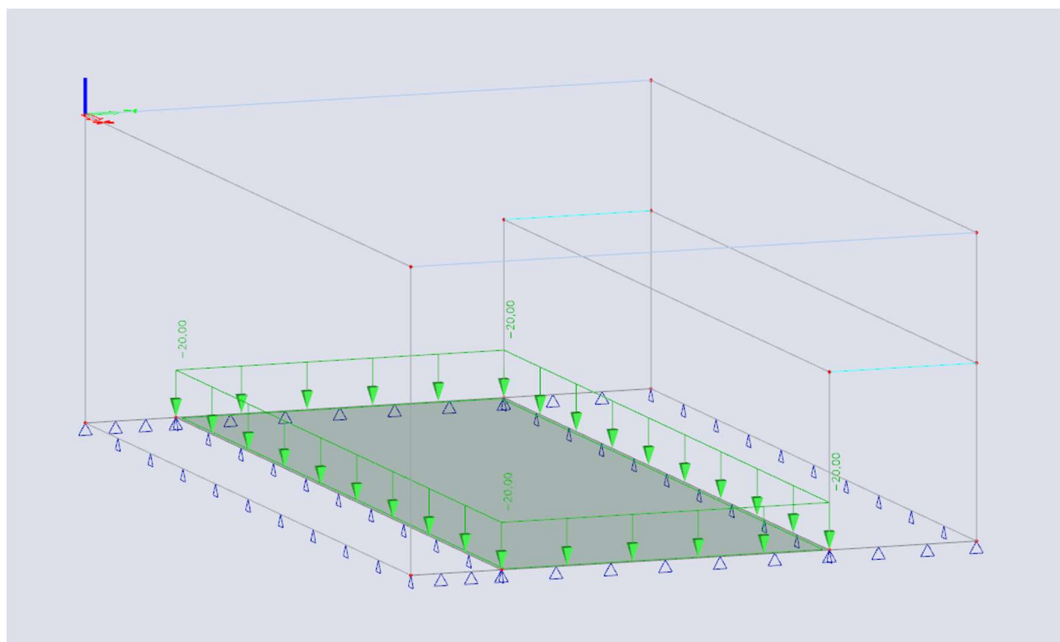
8.2.2 Condizione di Carico LC2 – Sovraccarico permanente solai



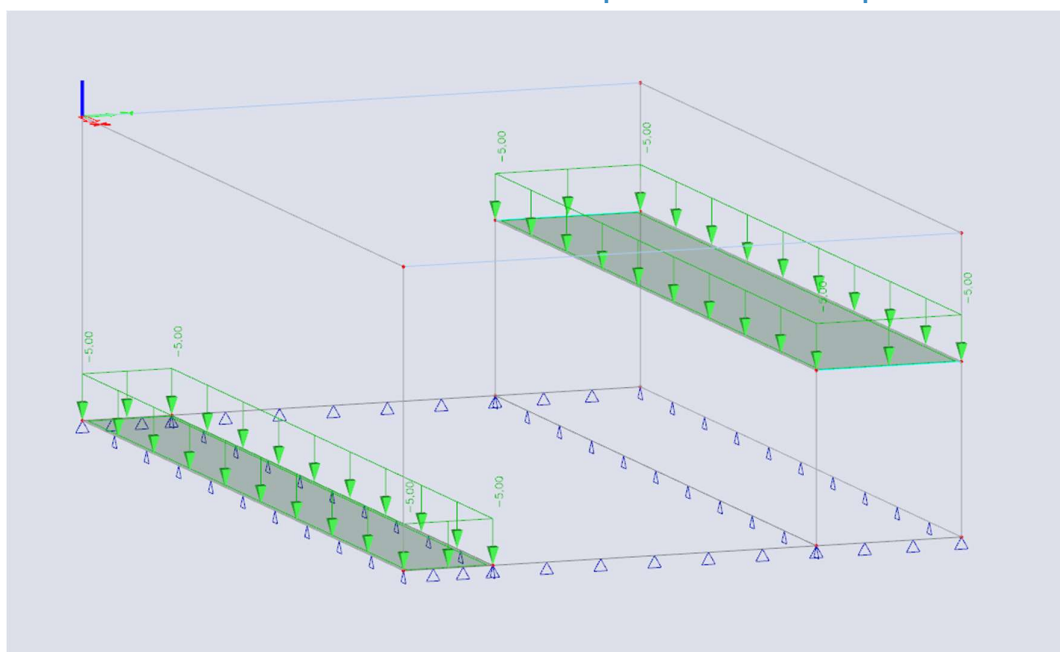
8.2.3 Condizione di Carico LC3 – Sovraccarico permanente peso e spinta del terreno



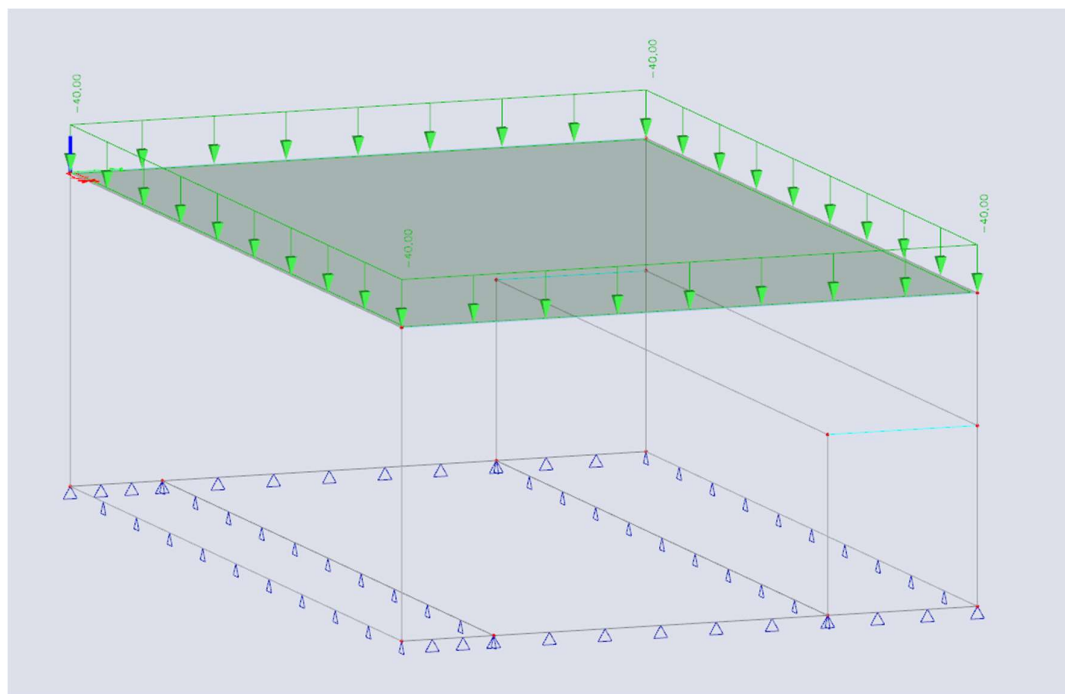
8.2.4 Condizione di Carico LC4 – Sovraccarico variabile stradale



8.2.5 Condizione di Carico LC5 – Sovraccarico variabile pista ciclabile e marciapiede



8.2.6 Condizione di Carico LC6 – Sovraccarico variabile ferroviaria

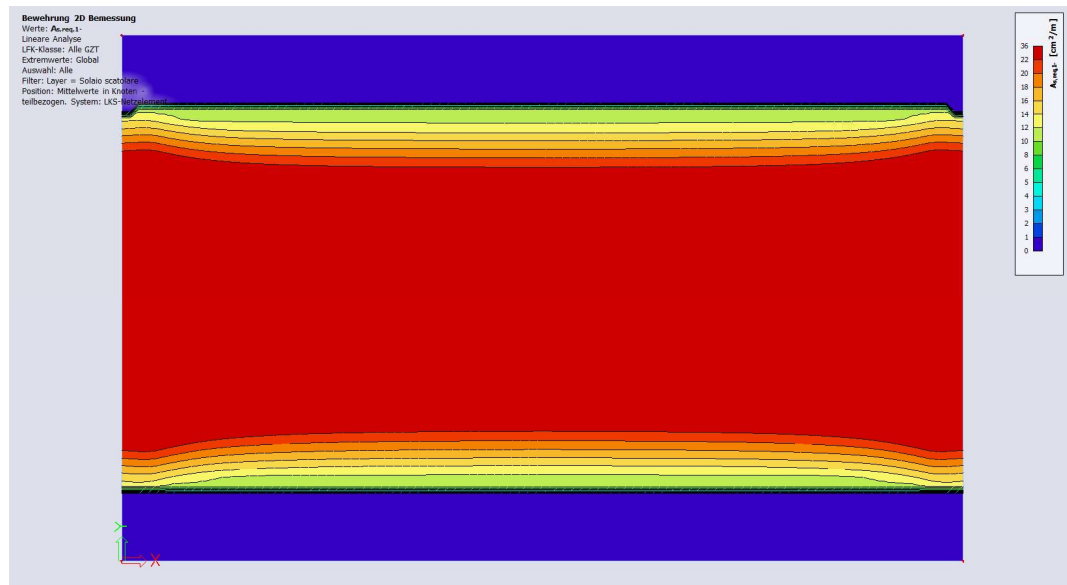


8.3 Risultati dell'analisi

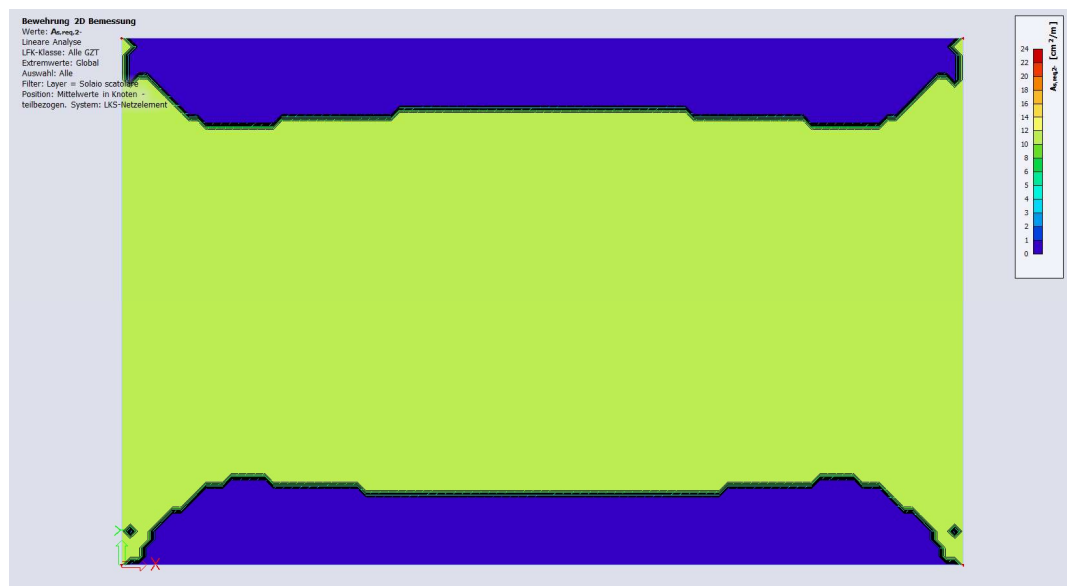
8.3.1 Verifica degli Stati Limite Ultimi (SLU)

Si riportano di seguito, in forma grafica, le armature richieste per le verifiche degli Stati Limite Ultimi. I valori indicati sono le aree (in centimetri quadrati al metro), al lembo inferiore e superiore per i solai e al lembo esterno ed interno per le pareti.

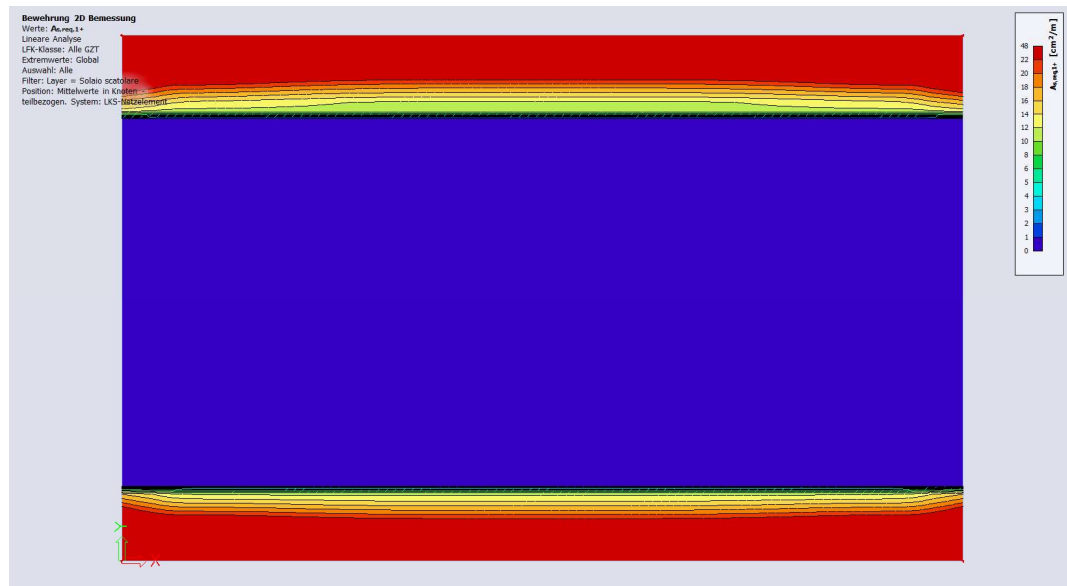
8.3.1.1 Solaio scatolare



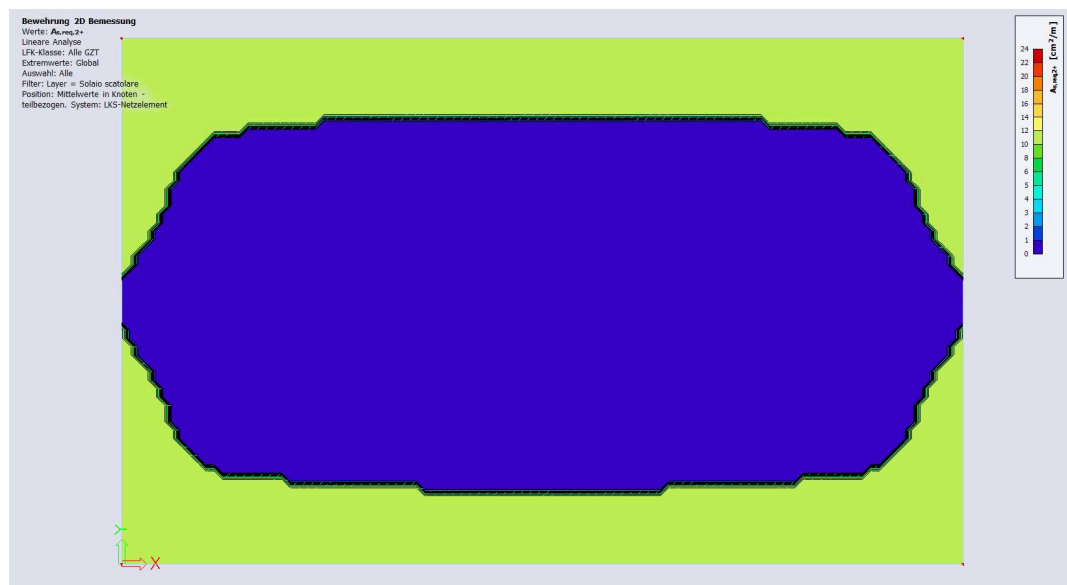
Armatura inferiore in direzione 1.



Armatura inferiore in direzione 2.



Armatura superiore in direzione 1.



Armatura superiore in direzione 2.

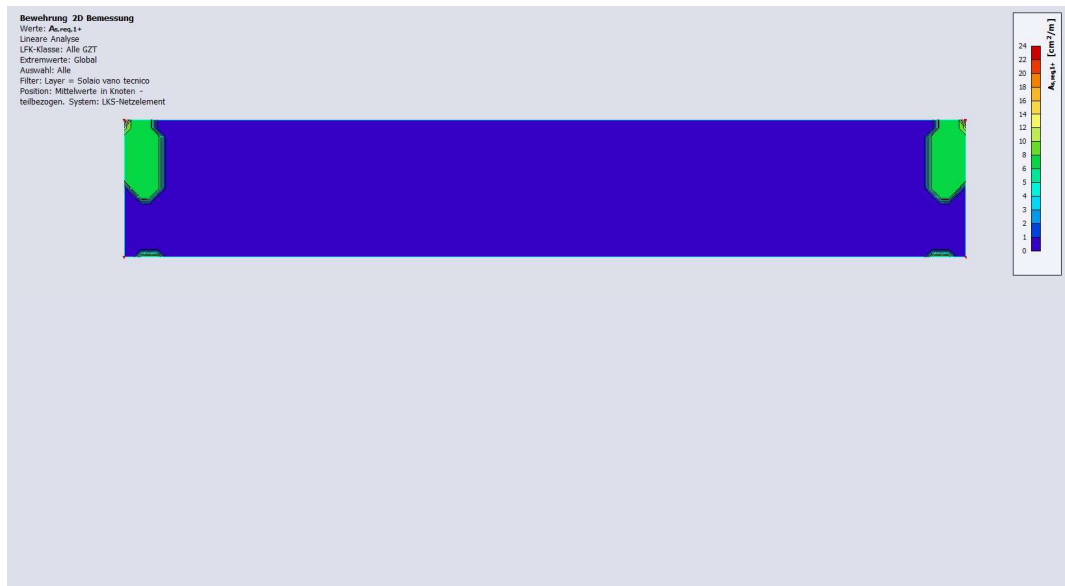
8.3.1.2 Solaio vano tecnico



Armatura inferiore in direzione 1.



Armatura inferiore in direzione 2.

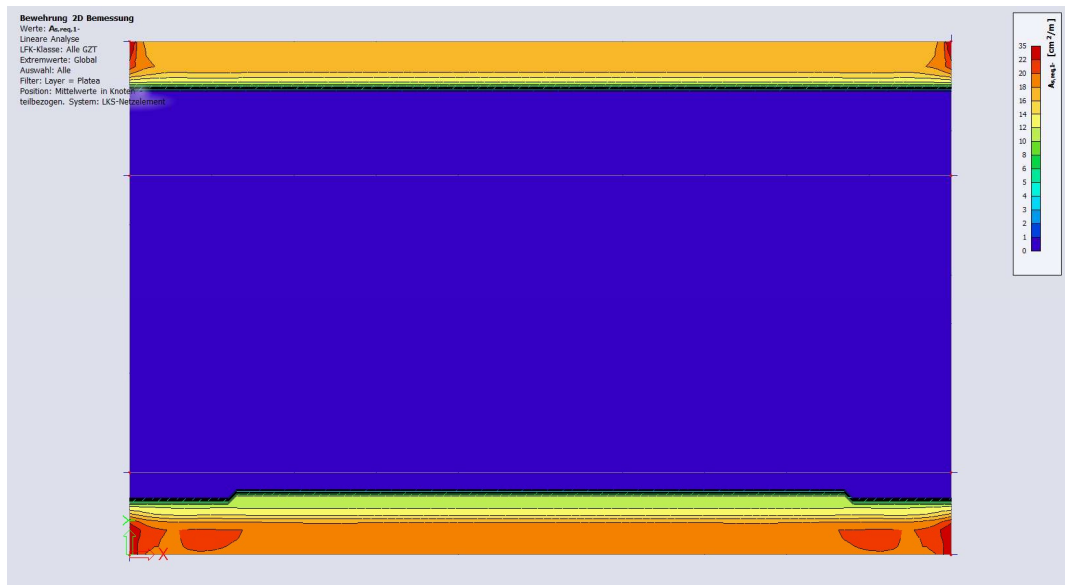


Armatura superiore in direzione 1.

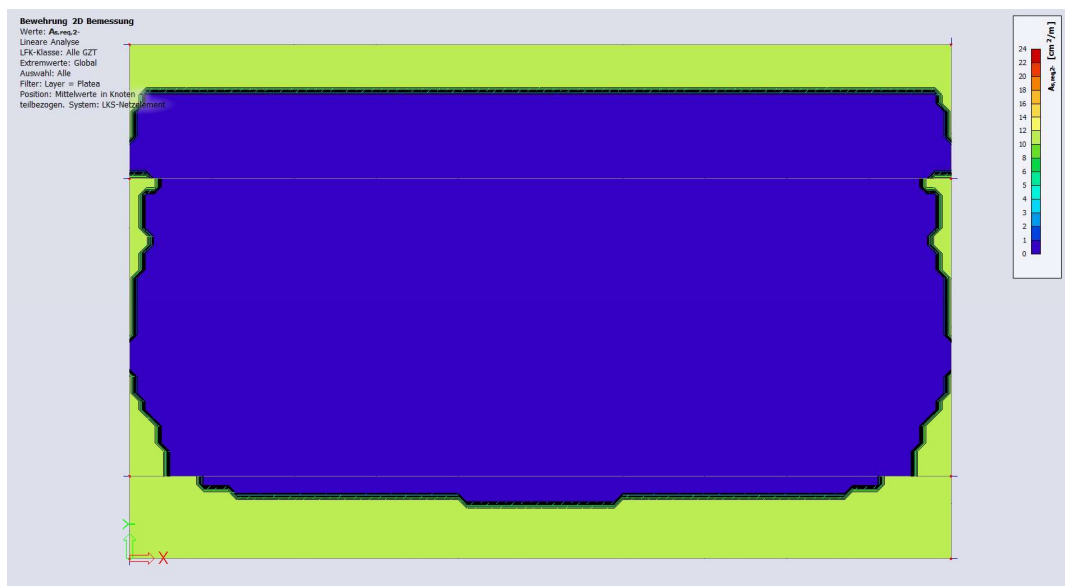


Armatura superiore in direzione 2.

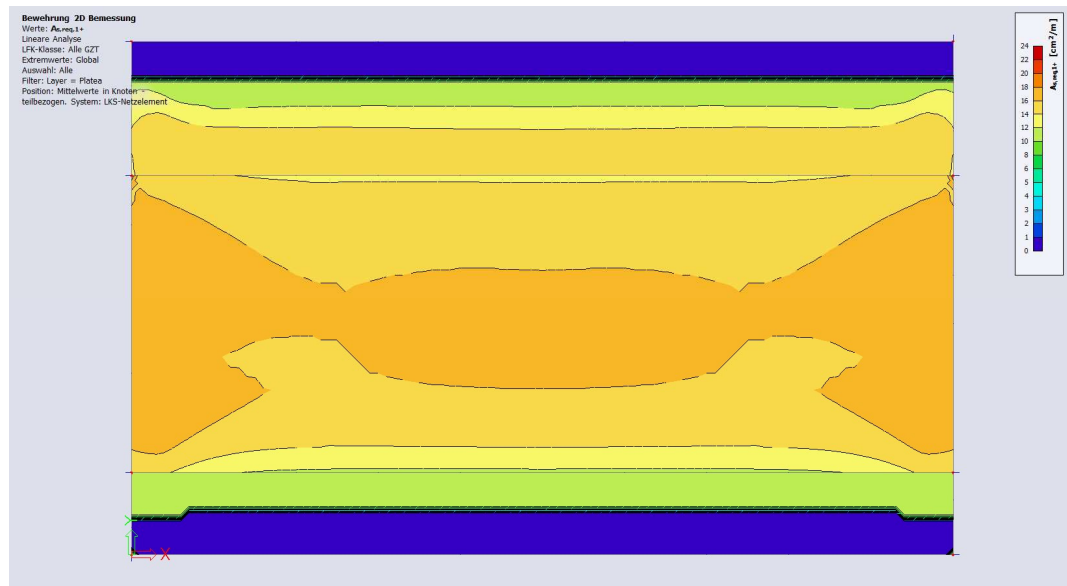
8.3.1.3 Platea



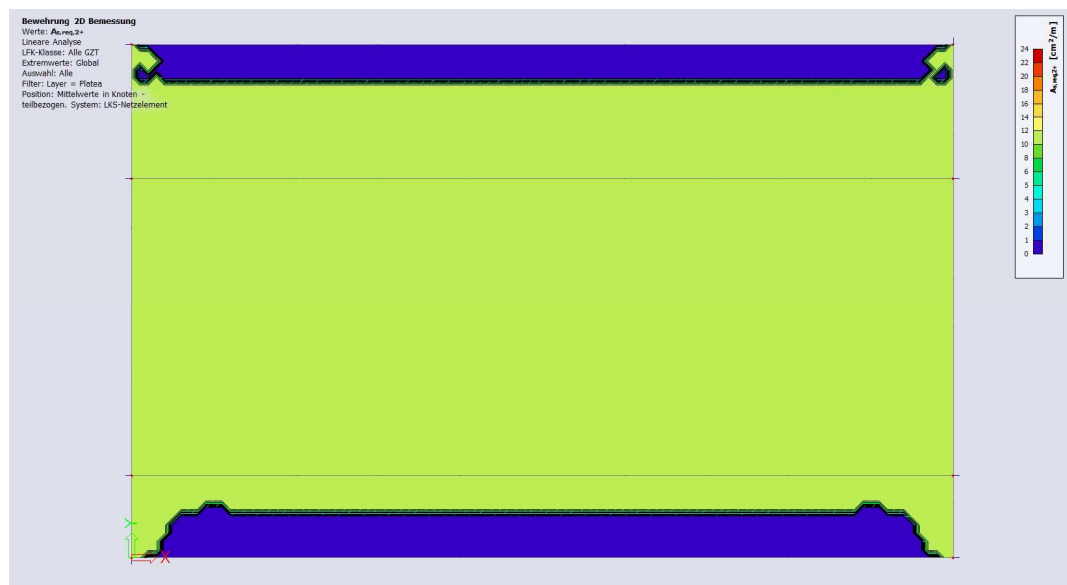
Armatura inferiore in direzione 1.



Armatura inferiore in direzione 2.

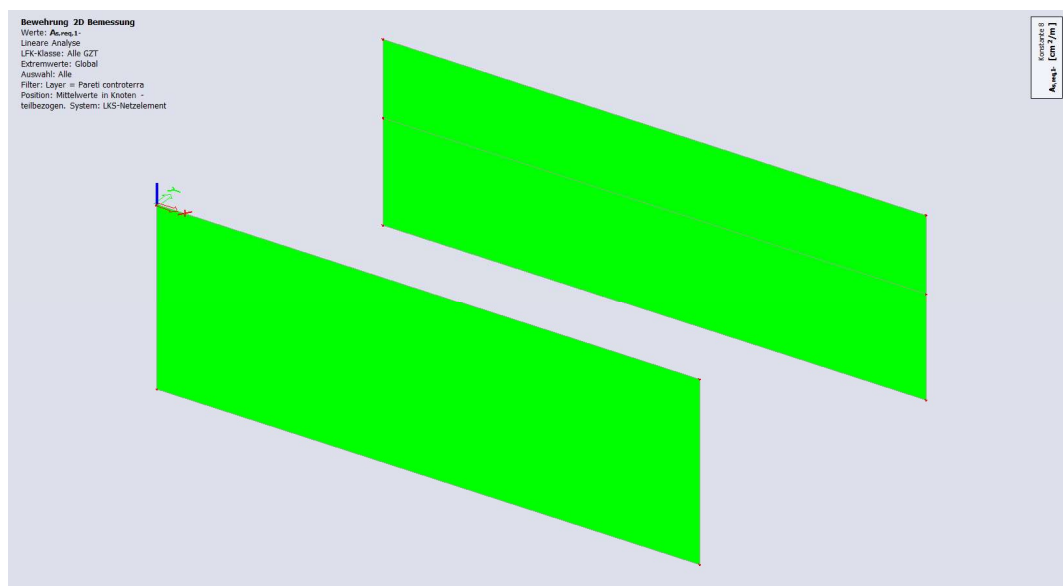


Armatura superiore in direzione 1.

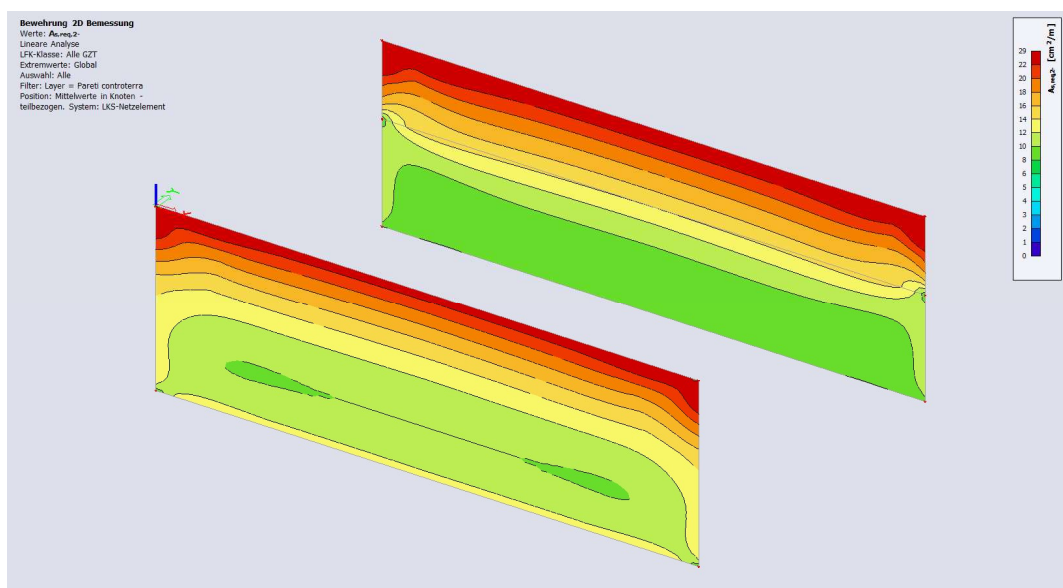


Armatura superiore in direzione 2.

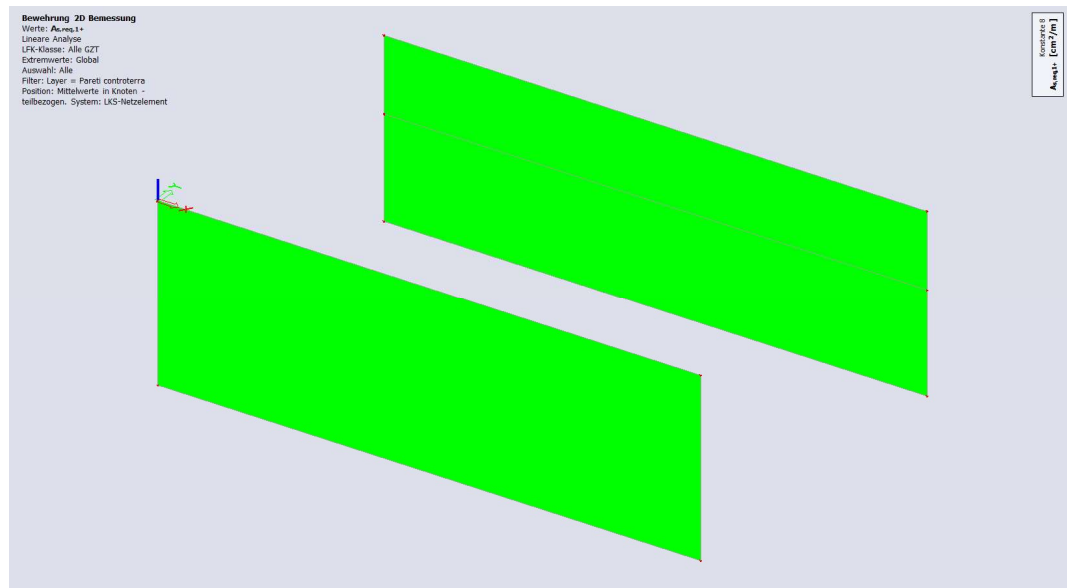
8.3.1.4 Pareti controterra



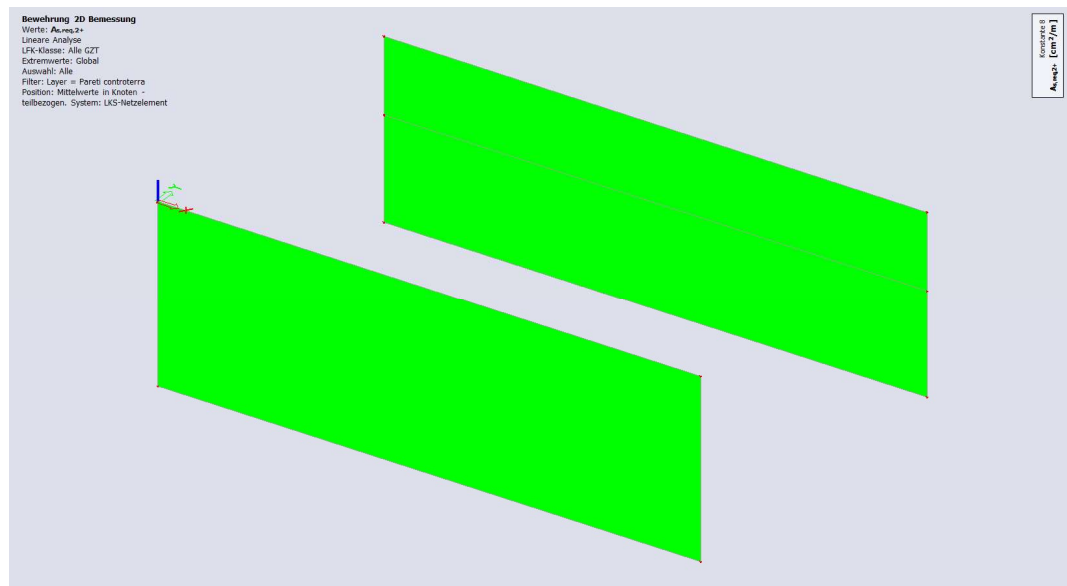
Armatura orizzontale lato terra.



Armatura verticale lato terra.

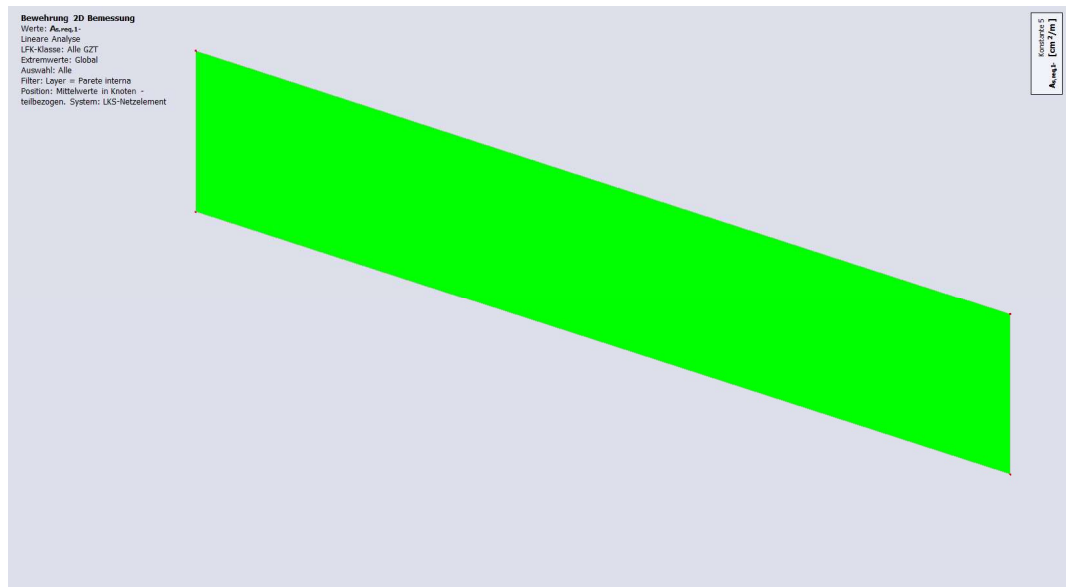


Armatura orizzontale lato aria.

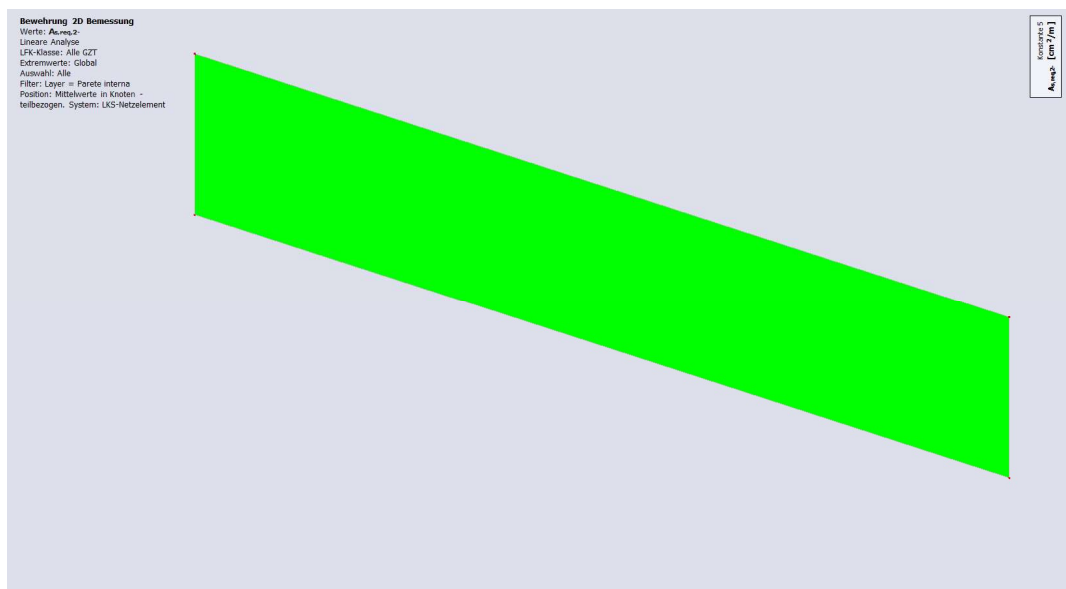


Armatura verticale lato aria.

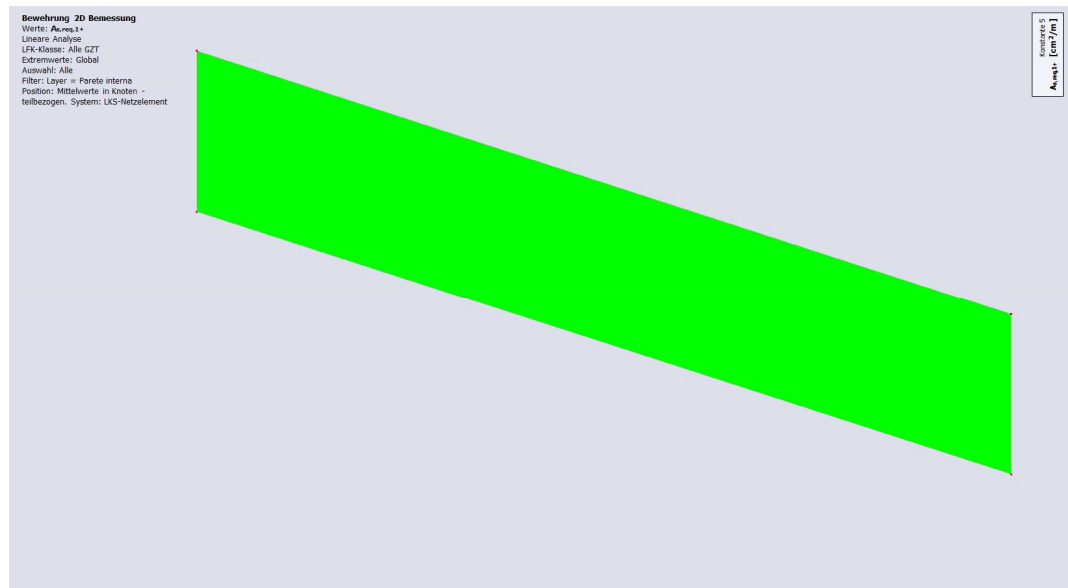
8.3.1.5 Parete locale tecnico



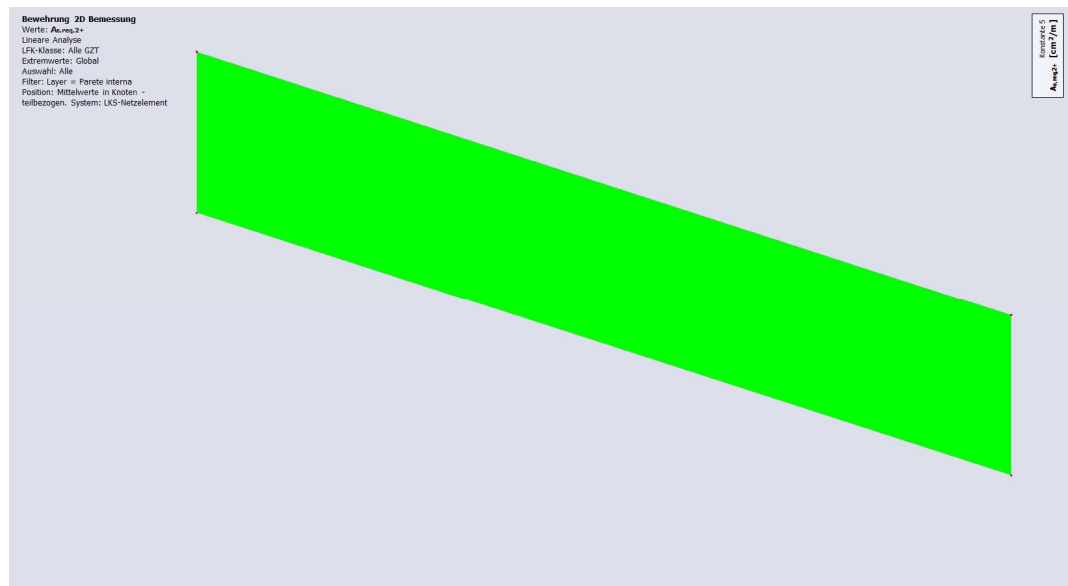
Armatura orizzontale lato interno.



Armatura verticale lato interno.



Armatura orizzontale lato esterno.

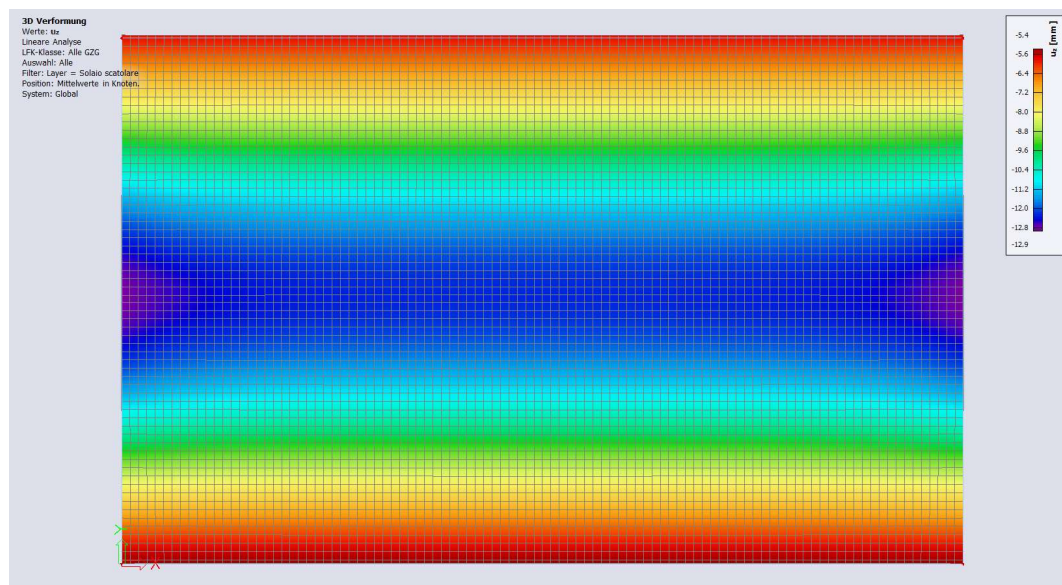


Armatura verticale lato esterno.

8.3.2 Verifica degli Stati Limite di Esercizio (SLE)

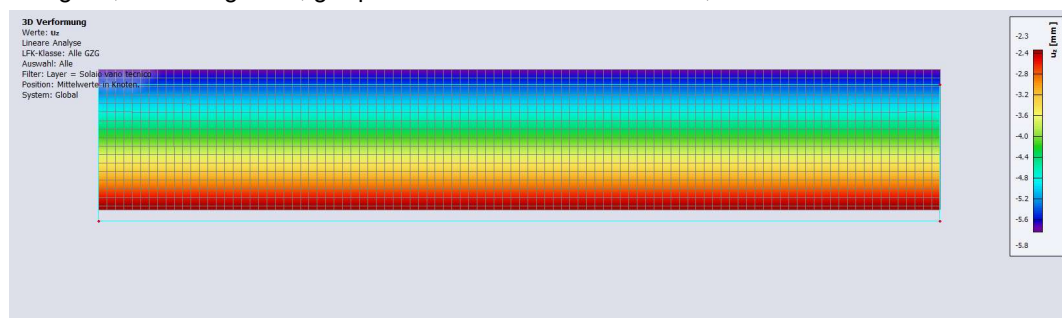
8.3.2.1 Deformazioni solaio

Di seguito, in forma grafica, gli spostamenti verticali in millimetri, del solaio. Lo spostamento massimo è stimato in $u_z=13$ mm, che si ritiene accettabile.



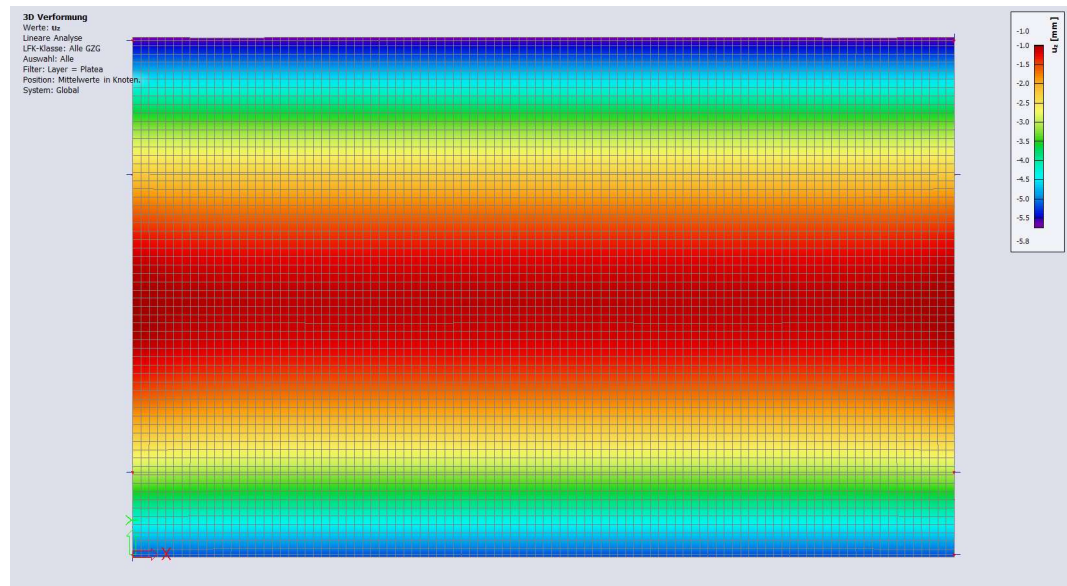
8.3.2.2 Deformazioni solaio vano tecnico-pista ciclabile

Di seguito, in forma grafica, gli spostamenti verticali in millimetri, del solaio.



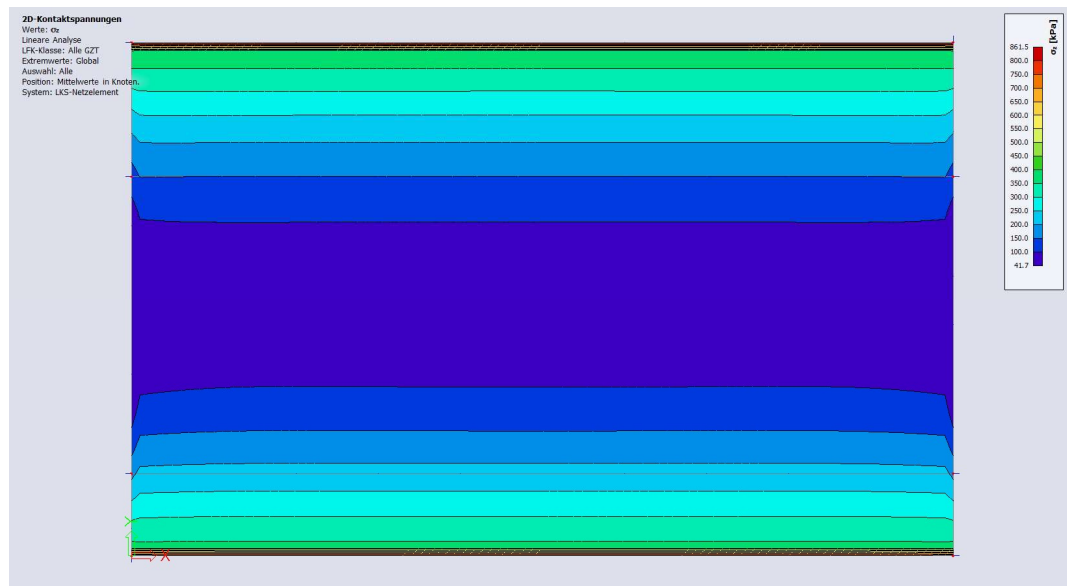
8.3.2.3 Deformazioni platea

Di seguito, in forma grafica, gli spostamenti verticali in millimetri, della platea. Lo spostamento massimo è stimato in $u_z=6$ mm, sotto le pareti controterra, mentre in mezzeria lo spostamento è minore e vale circa un millimetro.



8.3.3 Pressioni di contatto terreno-fondazione

Di seguito, in forma grafica, le pressioni sul terreno, in kPa (kN/m^2). Ad esclusione di porzioni limitate sotto i muri, la pressione massima è circa 300 kN/m^2 , che si ritiene accettabile per un terreno di buone caratteristiche geotecniche.



9. Descrizione della tecnica dell'infissione oleodinamica

Come detto il sottopasso verrà realizzato con la tecnica del manufatto a spinta (tecnica dell'infissione oleodinamica). La struttura del sottopasso viene realizzata fuori opera in prossimità della sede ferroviaria su un'apposita platea (platea di varo), che costituisce il piano d'impostazione e di scorrimento del monolite stesso. Successivamente mediante l'impiego di martinetti idraulici, posti a contrasto su un'apposita parete (muro di controspinta), il monolite viene infisso all'interno del corpo ferroviario. Durante la fase di spinta vengono aggiunte delle prolunghe metalliche ai martinetti per garantire il continuo contrasto con il muro di controspinta e inoltre degli escavatori, posti all'interno del monolite, asportano il terreno antistante il monolite, per agevolare la traslazione dello stesso (scavo in avanzamento).

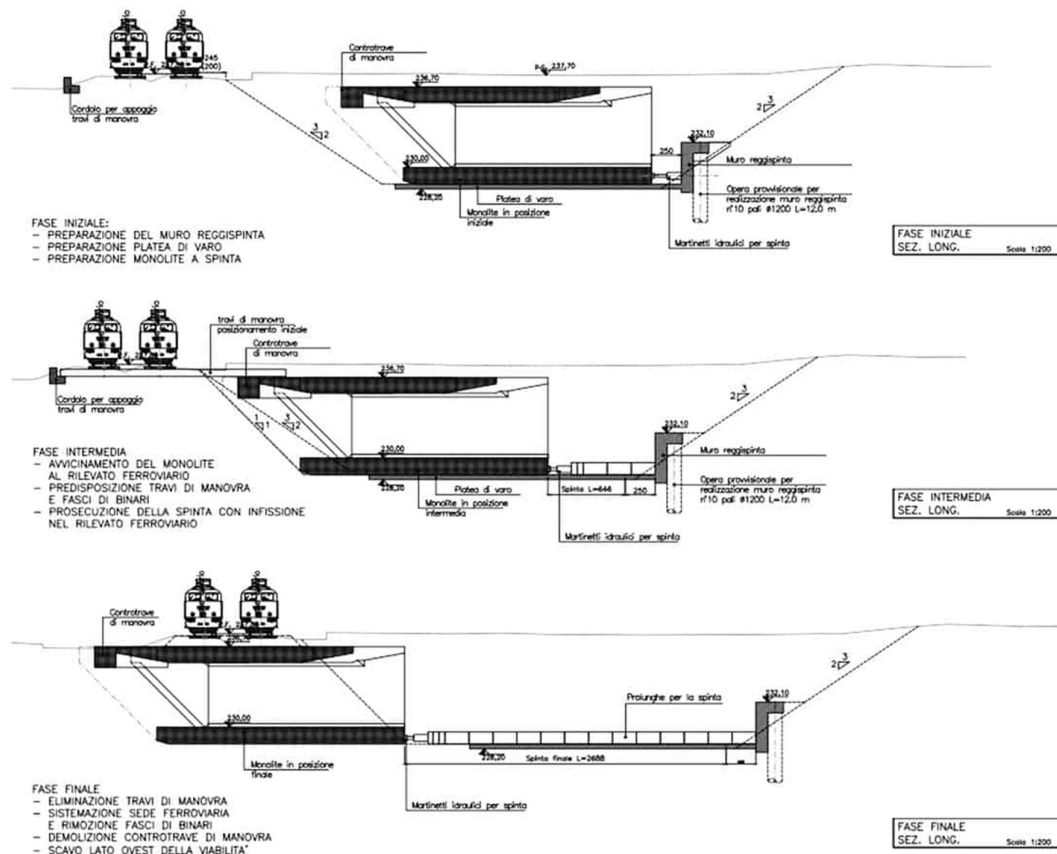


Fig. 1 – Schema tipo della tecnica dell'infissione oleodinamica.

Le attività da seguire sono dunque le seguenti:

- realizzazione della “platea di varo” e del “muro reggispinga”,
- realizzazione del monolite in calcestruzzo armato,
- installazione delle apparecchiature di spinta (martinetti idraulici, prolunghe, ecc.),
- montaggio del sistema di sostegno dei binari,

- scavo in avanzamento e infissione oleodinamica del monolite,
- smontaggio del sistema di sostegno dei binari,
- realizzazione delle opere di completamento del sottopasso.

Questa tecnica consente il mantenimento dell'esercizio ferroviario, riducendo al minimo le interferenze con lo stesso. Per la messa in sicurezza dei binari in fase di spinta e scavo sotto la linea ferroviaria sarà installato un ponte binario (p.e. ponte Essen, fascio di binari ecc.).

Per avere una prima indicazione del cantiere si rimanda ai rispettivi disegni di progetto.

In fase di progettazione esecutiva/costruttiva del monolite, particolare attenzione deve essere posta alla definizione della geometria del manufatto, con riferimento alla parte anteriore dello stesso (rostro), ed alla distanza tra il piano del ferro e l'estradosso della soletta superiore del monolite.

10. Principi alla base del calcolo della forza di spinta e predimensionamento della platea di varo e del muro di contropinta

Come detto in precedenza, il monolite viene costruito in un cantiere a lato del rilevato ferroviario e poi infisso mediante operazioni di spinta. Il monolite poggia su una platea di varo precedentemente realizzata e dimensionata per poter sopportare le sollecitazioni derivanti dal peso e dallo scorrimento del manufatto sulla stessa. La platea di varo è collegata al muro reggispinga, necessario per garantire la necessaria azione di contrasto ai martinetti durante le fasi di spinta.



Fig. 2 – Sezione trasversale della platea di varo.

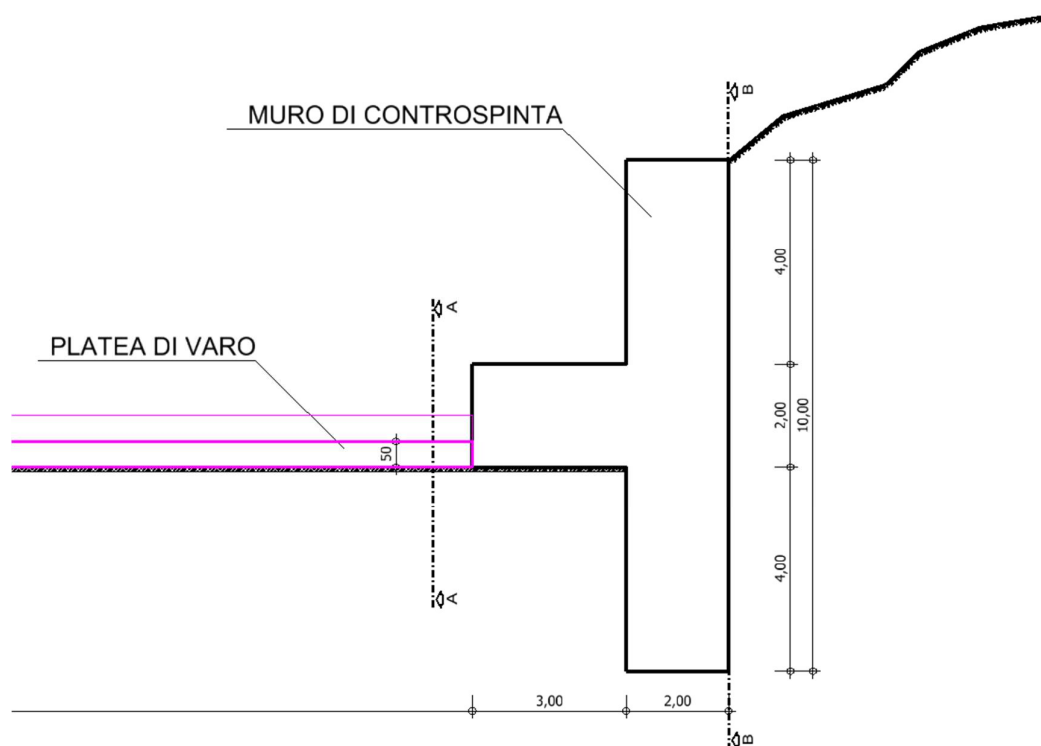


Fig. 3 – Muro di controspinta.

Per la verifica delle strutture di contrasto, necessarie per assorbire le azioni delle attrezzature di spinta, si individuano due Fasi, rispettivamente una all'inizio ed una alla fine delle operazioni di spinta.

10.1 Fase 1

È la configurazione che si ha all'inizio delle operazioni di spinta.



Fig. 4 – Fase 1. Inizio delle operazioni di spinta.

In questa configurazione i martinetti di spinta devono vincere l'attrito fra l'intradosso della fondazione e la platea di varo. Il coefficiente di attrito di primo distacco può raggiungere valori di poco superiori all'unità, per esempio il valore di 1,05. Essendo il monolite ancora all'esterno del

terrapieno ferroviario, non è presente alcun attrito fra terreno e pareti laterali. Questa fase risulta significativa per il dimensionamento dell'armatura della platea di varo, soggetta a prevalenti azioni di sforzo normale di trazione. Tale sforzo normale ha valore nullo all'estremità libera ed aumenta gradualmente fino a raggiungere il valore massimo all'attacco col muro reggispinga (Sezione A); è generato dalle azioni di attrito con la fondazione del monolite ed è parzialmente limitato dalle azioni di attrito tra la soletta e il terreno sottostante. Per la valutazione di queste ultime si può considerare un coefficiente di attrito pari a 0,577, ovvero pari a $\tan 30^\circ$, essendo 30° l'angolo di attrito fra terreno e soletta di varo. Tale spinta coincide con il valore massimo di trazione che agisce lungo la platea e che deve essere interamente sopportato dalle armature. In questa configurazione il muro reggispinga deve assorbire l'azione dei martinetti diminuita dello sforzo presente nella platea di varo (Sezione A di figura 3). Questa spinta sul muro risulta inferiore a quella presente nella Fase 2, che viene considerata per la valutazione della capacità resistente del muro. Infatti, la spinta che viene trasmessa al terreno retrostante va aumentando gradualmente man mano che il monolite avanza dalla Fase 1 alla Fase finale 2.

10.2 Fase 2

Questa fase corrisponde alla fase in cui il monolite è uscito dalla platea di varo e la spinta è nella fasi finali.

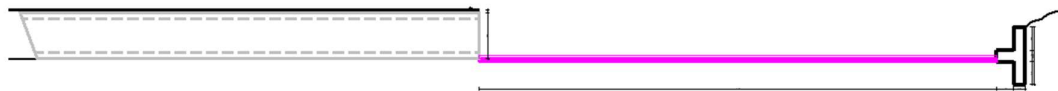


Fig. 5 – Fase 2. Monolite esterno alla platea di varo e in vicinanza della posizione finale.

In questa fase è massima la spinta che deve assorbire il terreno a monte del muro (Sezione B di figura 3) ed è minimo, invece, il contributo resistente fornito dalla platea di varo, che si oppone alle azioni dei martinetti di spinta soltanto con l'attrito sul terreno relativo al suo peso proprio. Questa spinta deve essere equilibrata dalla spinta passiva del terreno retrostante al muro reggispinga.

Per il calcolo dell'armatura verticale del muro reggispinga e per le relative verifiche, si schematizza il muro reggispinga come una trave verticale provvista della situazione di vincolo illustrata nella figura seguente.

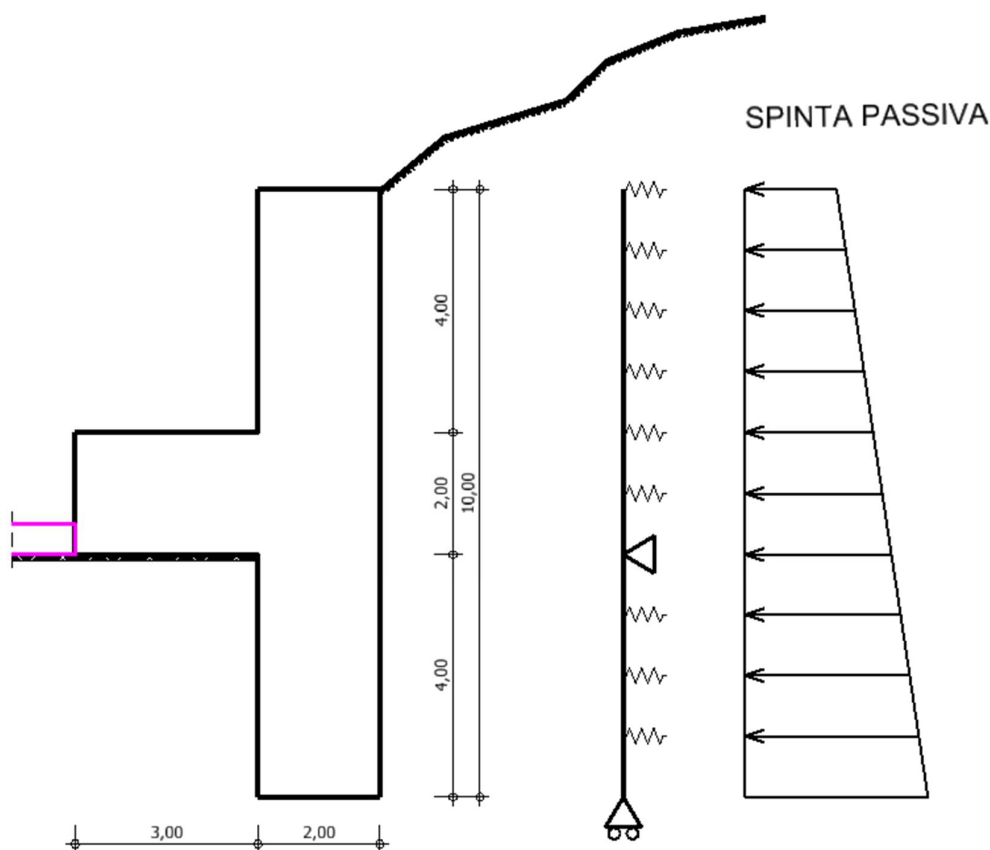


Fig. 6 – Schema statico assunto per la verifica del muro di contropinta e il calcolo dell'armatura.

L'armatura del monolite sarà dimensionata anche per questa fase intermedia di vita dell'opera, in cui agiscono le azioni aggiuntive derivanti dalla spinta di varo.

11. Aspetti idrologici e idraulici

11.1 Gestione del livello di falda

Secondo le indicazioni reperibili nella documentazione generale (PUG 2020 Reggio Emilia) la falda si trova a ca. 45 m s.l.m., cioè a circa un metro sopra la quota di impostazione del manufatto spinto sotto i binari. Questo vuol dire che in fase di costruzione del tunnel e delle opere provvisorie (muro e platea di spinta) servirà una gestione delle acque di falda. Dato che sarà necessario un abbassamento della falda di ca. 2 m, l'impianto richiesto necessiterà di caratteristiche non troppo elevate: prevalenza ca. 15 m, quantità ca. 500 l/s. Inoltre, poiché l'abbassamento della falda, necessario per l'esecuzione dei lavori, è minimo, non serviranno neanche grandi interventi per

contenere gli scavi. Sicuramente sul fronte verso i binari dovrà essere prevista una struttura portante per il terreno.

In fase di spinta la falda potrà essere abbassata localmente se necessario. Secondo le informazioni al momento a disposizione si potrebbe anche pensare di togliere l'acqua solo superficialmente all'interno della struttura del tunnel. L'abbassamento in generale potrà avvenire usando metodi di aggettamento della falda superficiale (pozzetti di accumulo e sollevamento profondi circa 2 m dal piano di lavoro).

L'acqua aggettata potrà essere scaricata attraverso un sistema di infiltrazione nelle zone vicine al cantiere oppure, se presente, potrebbe essere scaricata nel canale delle acque bianche. In questo secondo caso sarà da valutare la capacità della rete e le condizioni di rilascio in un sistema superficiale (fiume ecc.).

11.2 Gestione delle acque meteoriche

Il manufatto sarà eseguito con tecnologia di "vasca bianca", vuol dire che il manufatto in calcestruzzo sarà impermeabile. Le acque meteoriche captate dalla struttura (tratti accesso al tunnel) saranno convogliate attraverso una sistema di captazione in una vasca di accumulo. Da questa vasca, che si troverà nel punto più depresso della struttura, le acque meteoriche dovranno essere pompate verso uno scarico delle acque piovane bianche oppure portate in un sistema di infiltrazione.

12. Stima della quantità dei materiali impiegati

Monolite

Calcestruzzo. Classe C25/30

Lunghezza del monolite	$L=80,0 \text{ m}$
Area	$S=41,75 \text{ m}^2$
Volume del monolite	$V=41,75 \times 80,0 = 3.340 \text{ m}^3$

Acciaio da cemento armato.

Classe B 450 C. Incidenza $g=150 \text{ kg/m}^3$	
Quantità	$G=150 \times 3340 = 501.000 \text{ kg}$

Platea di varo

Calcestruzzo. Classe C25/30

Lunghezza della platea	$L=90 \text{ m}$
------------------------	------------------

Area	$S=8,5 \text{ m}^2$
Volume della platea	$V=8,5 \times 90,0=765 \text{ m}^3$
<u>Acciaio da cemento armato.</u>	
Classe B 450 C. Incidenza $g=150 \text{ kg/m}^3$	
Quantità	$G=150 \times 765=114.750 \text{ kg}$

Muro di controspinta

Calcestruzzo. Classe C25/30

Lunghezza	$L=16,0 \text{ m}$
Area	$S=26,0 \text{ m}^2$
Volume della platea	$V=26,0 \times 16,0=416 \text{ m}^3$
<u>Acciaio da cemento armato.</u>	
Classe B 450 C. Incidenza $g=150 \text{ kg/m}^3$	
Quantità	$G=150 \times 416=62400 \text{ kg}$

Quantità totali

Calcestruzzo C25/30	$V=3.340+765+416=4.521 \text{ m}^3$
Acciaio B450 C	$g=501.000+114.750+62.400=678.150 \text{ kg}$

13. Conclusioni

Con la presente relazione sono state fatte le prime considerazioni sul dimensionamento delle strutture in calcestruzzo armato del sottopasso carrabile e delle opere di contrasto, quali il muro reggisplinta e la platea di varo, necessarie per effettuare la spinta oleodinamica del monolite nel rilevato ferroviario. Per cui, il presente lavoro è inteso come studio di fattibilità dell'opera principale di un intervento più ampio che prevede, sostanzialmente, la modifica della viabilità della zona interessata dall'intervento. Il dimensionamento del monolite è stato effettuato considerando le azioni classiche che interessano una struttura interrata, l'azione sismica e le azioni derivanti dal traffico ferroviario, nonché dal traffico stradale. Il dimensionamento della platea di varo e del muro reggisplinta dovrà essere effettuato considerando la forza di attrito che i martinetti devono vincere per muovere il monolite nonché la resistenza che il terreno a tergo del muro è in grado di offrire.