

**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BOLOGNA**

---

**FACOLTÀ DI INGEGNERIA**

Corso di Laurea in Ingegneria per l'ambiente e il territorio

**Tecnica delle costruzioni LS**

**MANUFATTI SOTTOPASSANTI LINEE  
FERROVIARIE INSERITI A SPINTA.  
PROGETTO SECONDO LA NORMATIVA  
“NORME TECNICHE PER LE  
COSTRUZIONI” – D.M. 14 GENNAIO 2008**

Tesi di laurea di:  
Verino Travaglini

Relatore:  
Prof. Ing. Raffaele Poluzzi

---

Anno Accademico 2008/2009

<b>Introduzione.....</b>	<b>4</b>
<b>1. Ponti provvisori per il sostegno dei binari.....</b>	<b>6</b>
1.1 Fasci di rotaie .....	7
1.2 Travi gemelle.....	9
1.3 Metodo “Istrice” .....	12
1.4 Ponte “Bologna” .....	13
1.4.1 Ponte a luce ridotta .....	14
1.4.2 Ponte standard.....	15
1.5 Sistema Essen .....	17
<b>2. Manufatto scatolare realizzato a spinta. Relazione di calcolo.</b>	<b>25</b>
2.1 Premessa.....	25
2.2 Normativa di riferimento.....	25
2.3 Programmi di calcolo utilizzati .....	26
2.4 Materiali .....	26
2.5 Geometria della struttura .....	27
2.6 Modellazione adottata .....	28
2.7 Analisi dei carichi.....	28
2.7.1 Peso proprio e carichi permanenti portati.....	30
2.7.2 Spinta del terreno .....	32
2.7.3 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore .....	34
2.7.4 Frenatura ed avviamento.....	37
2.7.5 Spinta del sovraccarico sul rilevato .....	38
2.7.6 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione .....	40

2.7.7 Azione termica .....	40
2.7.8 Azione sismica .....	41
2.8 Combinazioni di carico .....	46
2.9 Risultati dell'analisi.....	49
2.10 Verifiche .....	53
2.10.1 Verifiche a presso-flessione.....	53
2.10.2 Verifica a taglio .....	58
2.10.3 Verifiche a fessurazione .....	60
2.10.4 Verifiche alle tensioni di esercizio .....	63
2.11 Armatura di ripartizione dello scatolare.....	65
2.11.1 Verifica di resistenza .....	68
<b>3. Platea di varo e muro reggispinta.....</b>	<b>69</b>
3.1 Azioni e sollecitazioni .....	69
3.1.1 Configurazione 1.....	69
3.1.2 Configurazione 2.....	71
3.2 Verifiche .....	79
3.2.1 Muro reggispinta.....	80
3.2.2 Platea di varo .....	81
<b>Conclusioni.....</b>	<b>83</b>
<b>Bibliografia .....</b>	<b>84</b>
<b>Allegati – Tavole 1, 2, 3, 4, 5.....</b>	<b>85</b>

## Introduzione

Nel corso degli anni è cresciuta esponenzialmente l'esigenza di realizzare opere di sottopasso in corrispondenza di linee ferroviarie in esercizio, per cui si è progressivamente evidenziata la necessità di ridurre al minimo indispensabile ogni tipo di interferenza con il traffico ferroviario e, contestualmente, ridurre i tempi di realizzazione degli interventi.

Rete Ferroviaria Italiana S.p.A. è infatti impegnata in un importante complesso di interventi di potenziamento infrastrutturale. Le opere si realizzano sì con le tecniche moderne (che rendono i lavori più semplici e meno faticosi per le maestranze) ma si inseriscono prevalentemente in territori fortemente urbanizzati, per cui si rendono necessari particolari accorgimenti. Poiché è facile intuire come le linee da potenziare siano quelle più trafficate, è evidente come la ricerca di soluzioni meno penalizzanti per la circolazione sia una delle prime ipotesi di lavoro di qualsiasi progettazione. Alle opere ferroviarie si aggiunge un notevole pacchetto di interventi al sistema della mobilità cittadina che dovrebbe consentire il sostanziale miglioramento dei problemi di traffico urbano, infatti molte sono anche le opere stradali in corso di realizzazione che si intersecano con le linee ferroviarie, rendendo così necessaria la soluzione delle reciproche interferenze.

In questo contesto si inseriscono i manufatti scatolari sottopassanti linee ferroviarie, il cui principale obiettivo è l'eliminazione dei passaggi a livello e, in generale, il miglioramento delle condizioni di traffico urbano.

La tecnica oggi largamente usata per la realizzazione e la messa in opera di tali manufatti è quella dello "scatolare a spinta", che consiste nella realizzazione di un sottopassaggio mediante la prefabbricazione, in apposito cantiere a lato del rilevato, di un monolite in calcestruzzo armato e la successiva infissione di tale monolite, con sistema oleodinamico, all'interno del terrapieno stradale o ferroviario. Durante la traslazione dell'opera il binario è irrigidito da un insieme di travi parallele allo stesso e collegate tra loro da traverse poste a piccolo interasse per il sostegno della rotaia; detta struttura di irrigidimento longitudinale appoggia trasversalmente su travi in acciaio (travi di manovra) aventi la funzione di sostenere il tutto scorrendo sull'estradosso dello stesso manufatto in corso di varo.

Tale tecnica presenta i seguenti vantaggi:

- mantenimento dell'esercizio della via di comunicazione interessata dall'attraversamento sotterraneo;
- notevole riduzione delle strutture di sostegno della linea di comunicazione;
- rapidità operativa;
- minimi rischi di cantiere;
- installazione del tunnel contemporaneamente alla realizzazione dello scavo;
- riduzione dell'impatto ambientale;
- costi inferiori rispetto a quelli caratterizzanti una tecnologia esecutiva di tipo tradizionale.

Il presente lavoro di tesi, nella sua prima parte, descrive quali sono i principali metodi di sostegno dei binari che permettono il mantenimento dell'esercizio delle linee ferroviarie durante la fase di spinta del sottovia nel terrapieno. La seconda parte consiste nel dimensionamento di un sottovia carrabile in calcestruzzo armato, messo in opera con la suddetta tecnica dello scatolare a spinta, e delle necessarie strutture di contrasto, quali il muro reggispinta e la platea di varo. Le azioni considerate sono quelle classiche di una struttura interrata in un territorio sismico di fascia 2, nonché quelle derivanti dal traffico ferroviario. La normativa di riferimento è il recente D.M. del 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

## **1. Ponti provvisori per il sostegno dei binari**

I ponti provvisori per il sostegno dei binari sono di origine militare. Nati per ripristinare rapidamente le linee distrutte dagli eventi bellici, presentano la caratteristica di poter essere messi in opera e rimossi in tempi molto rapidi (in qualche caso poche ore), permettendo così di sostenere il binario durante la demolizione di vecchi ponti e la loro successiva ricostruzione.

Ad oggi tali sistemi trovano largo impiego nella tecnica dello scatolare a spinta, in quanto consentono il mantenimento dell'esercizio delle linee ferroviarie durante la fase di infissione del sottovia all'interno del terrapieno ferroviario, permettono cioè la conservazione dell'assetto plano-altimetrico dei binari evitando l'interruzione dell'esercizio.

## *1.1 Fasci di rotaie*

Il sistema classico utilizzato come sostegno provvisorio del binario è costituito da “fasci di rotaie” posti ad irrigidire longitudinalmente il binario (fig. 1, 2).



*Fig. 1 – Fasci di rotaie realizzati presso Piacenza*



*Fig. 2 – Fasci di rotaie*

Sono costituiti da un numero variabile di rotaie affiancate con i funghi disposti in maniera alternata, collegate assieme e con le traverse mediante staffe. Per luci minori si posano sulle traverse (“fascio superiore” o “fascio a sospensione”), per quelle maggiori vengono posti sotto il binario e possono essere formati da due ordini di rotaie.

Per i normali sottovia carrabili (luce netta 8-10 m e altezza netta 5-6 m) si utilizzano fasci di rotaie della lunghezza di 36 m che, accoppiati ad un sistema di travi di manovra disposte ad interasse di circa 2 m, consentono una velocità di transito non superiore a 30 km/h. Questo, unitamente alle soggezioni all’esercizio indotte dalle attività di montaggio e rimozione rendono tale sistema poco applicabile su linee ad intenso traffico; si può infatti stimare, per i suddetti sottovia, una esigenza media di 4-5 interruzioni per ciascun binario con una durata del rallentamento pari a circa 20-22 giorni.



## 1.2 Travi gemelle

Per luci modeste è in uso la tipologia delle travi gemelle: si tratta di 4 travi a doppio T collegate a coppie mediante calastrelli (fig. 3).



*Fig. 3 – Travi gemelle che sostengono i binari*

Ogni coppia di travi sostiene una longherina in ferro o legno sulla quale è appoggiata la rotaia. Si utilizzano per luci tra 10 e 25 m ma è sempre più frequente, soprattutto per luci minori, l'impiego di ponti con travi in calcestruzzo armato precompresso (c.a.p.).

Tale sistema si è diffuso grazie alla scelta di posare tali travi in configurazioni differenti rispetto a quelle tradizionali. Con particolari accorgimenti, in fase di posa degli appoggi e talvolta tramite il consolidamento del terreno antistante gli stessi, è stato infatti possibile l'impiego di tali travi per velocità fino a 50 km/h e per sottopassi aventi luce totale fino a 16 m.

La posa in opera delle travi gemelle avviene di norma all'interno di interruzioni programmate della circolazione di durata compresa tra le 4 e

le 5 ore (in funzione della lunghezza delle travi impiegate). Analogamente, una volta completata la spinta sotto i binari del monolite, la rimozione e il ripristino della continuità del binario viene effettuata in un'interruzione della circolazione della stessa durata; successivamente, trascorsi i tempi tecnici necessari, si procede al ripristino della velocità di fiancata.

Per una linea a doppio binario si può ipotizzare un impegno totale di 8 interruzioni (rispettivamente 4 del binario pari e 4 del binario dispari) con una durata del rallentamento a 50 km/h di 12-13 giorni.

Il sistema delle travi gemelle ha consentito di realizzare interventi di tipologia diversificata, dimostrando grande affidabilità e flessibilità d'impiego.

Tra gli aspetti di maggior rilievo emersi in tali occasioni, bisogna citare l'indipendenza del sistema di sostegno rispetto alla struttura spinta sotto i binari, il che comporta una maggiore sicurezza e una riduzione dei tempi di spinta e quindi del periodo di rallentamento.

Tuttavia, a fronte della rapidità e flessibilità complessiva dell'intervento di posa e rimozione travi, si evidenziano le problematiche dovute all'impossibilità del montaggio di tale dispositivo in curva e in presenza di deviatori, nonché quelle connesse al franco piano del ferro/struttura sottostante; nello specifico, per travi da 25 m, il franco minimo di 115 cm influisce sui tempi di scavo per la posa delle travi e, più in generale, su tutte le opere di completamento dell'opera (micropali, diaframmi, rampe stradali, muri, scavi, ...).

Nelle figure 4 e 5 è visibile un treno in transito su un ponte provvisorio realizzato con travi gemelle lungo la linea ferroviaria Milano-Bologna, in prossimità di Parma.



*Fig. 4 – Travi gemelle che sostengono i binari con treno in transito presso Parma*



*Fig. 5 – Vista dal basso di un ponte provvisorio realizzato con travi gemelle*

### *1.3 Metodo “Istrice”*

Il sistema Istrice non è un ponte provvisorio ma consiste nell’attrezzare il monolite in c.a. con un particolare rostro metallico, opportunamente dimensionato, in modo tale da realizzare la spinta in corrispondenza del rilevato ferroviario senza l’adozione di alcun sistema di sostegno del binario (fig. 6).



*Fig. 6 – Rostro metallico utilizzato nel metodo Istrice*

Elemento caratteristico di tale metodologia, per la quale si prevedono soggezioni alla circolazione dei treni unicamente nella fase di attraversamento del rilevato, è l’impiego di nastri di scorrimento metallici finalizzati all’abbattimento dell’attrito monolite/terreno in fase di spinta. Consiste essenzialmente nell’infissione del rostro nel terreno e nella successiva rimozione del terreno intaccato dallo stesso.

Le caratteristiche del terreno attraversato, unitamente alla presenza di pietre e/o trovanti, influenzano in modo consistente la spinta fino a rendere necessaria la realizzazione della stessa generalmente in assenza di traffico ferroviario, con l’assistenza di personale R.F.I. e d una macchina

livellatrice predisposta per il ripristino dell'assetto geometrico del binario e la ripresa della circolazione.

Per tali motivi detto sistema non trova ampia applicazione per interventi di spinta in piena linea, caratterizzati dalla mancanza di percorsi alternativi per i treni e degli spazi necessari per le citate macchine livellatrici; è utilizzabile invece per interventi ambito stazione, cioè in presenza di itinerari alternativi per la circolazione dei treni.

#### **1.4 Ponte "Bologna"**

Il Ponte Bologna, così denominato in ossequio al luogo di nascita del sistema, è sostanzialmente un'evoluzione delle travi gemelle. La semplicità di impiego propria delle travi gemelle, che prevede la posa e rimozione dell'elemento di sostegno del binario con l'impiego di due sole interruzioni per ciascun binario, ha rappresentato il punto di partenza della progettazione del ponte.

Tra gli input progettuali individuati possiamo ricordare i seguenti:

- posa del sistema di sostegno di un binario in una sola interruzione di durata inferiore alle 4 ore;
- rimozione del sistema di sostegno di un binario in una sola interruzione di durata inferiore alle 4 ore;
- possibilità di configurazione del sistema per posa anche in curva con raggio di curvatura limitato a 1170 m e con velocità di transito fino a 80 km/h;
- spessore del sistema di sostegno limitato a 85 cm al fine di una riduzione dei tempi di scavo in fase di posa in opera e, più in generale, per una riduzione della distanza piano del ferro/soletta monolite con conseguente riduzione dei costi globali dell'opera;
- appoggi del sistema dimensionati in modo tale da indurre sul terreno una sollecitazione ridotta e pari al massimo a  $1,7 \text{ kg/cm}^2$ ;
- sistema interamente realizzato in acciaio con giunzioni realizzate ad incastro e mediante inserimento di spessori;
- sistema di sostegno realizzato in modo tale da consentirne il trasporto su carro ferroviario fino al luogo d'impiego.

### 1.4.1 Ponte a luce ridotta

Per i sottopassi aventi luce ridotta si è progettato e realizzato un ponte provvisorio monolitico con luce di calcolo pari a 14 metri; il ponte risulta costituito da un'unica trave a cassone lunga 16.90 m, realizzata in lamiera saldata e interamente ispezionabile mediante dei "passi d'uomo" (diametro 600 mm) posizionati alle estremità (fig 7).



*Fig. 7 – La trave a cassone presso lo stabilimento: in primo piano i "passi d'uomo"*

La realizzazione del ponte in un unico componente risulta l'elemento determinante per l'abbattimento dei tempi di posa del ponte stesso, mentre la particolare sezione a cassone consente di realizzare una struttura di limitato spessore, tanto che la distanza tra piano del ferro e fondo del cassone è contenuta in soli 85 cm.

Il ponte è completato da basamenti in acciaio aventi ingombro di 2.8x2.8 m sui quali si realizza in vincolo di appoggio.

La luce libera tra gli appoggi risulta pari a 11.2 m, consentendo di impiegare il ponte a luce ridotta per sottopassi aventi ingombro totale fino a 7 m circa e, con adeguate opere di consolidamento del rilevato, fino a

10m.

Viene predisposta una doppia foratura in corrispondenza delle piattabande superiori della trave: in questo modo si consente il montaggio dell'armamento ferroviario in due diverse configurazioni, rispettivamente per tracciato rettilineo e per tracciato in curva, con raggio di curvatura massimo pari a 1170 m.

Il ponte è stato calcolato per linee di categoria D4, con transito ammesso fino a 80 km/h.



*Fig. 8 – Ponte Bologna di tipo a luce ridotta in opera*

#### *1.4.2 Ponte standard*

Per sottopassi stradali a doppia carreggiata, con ingombro medio pari a circa 12 m, si è progettato un ponte provvisorio in lamiera saldata con luce di calcolo pari a 21.4 m.

A causa della lunghezza maggiore, dei maggiori carichi e dei limiti da rispettare per le deformazioni, non è stato possibile realizzare una struttura “monolitica” come nel caso precedente. La struttura, avente lunghezza totale di 24.9 m, è costituita da una trave centrale “a cassone”, con

sezione analoga a quella del ponte ad ingombro ridotto, completata da due travi laterali “a cassoncino”.

Le travi laterali svolgono la funzione di sostegno per il cassone principale, consentendo anche in questo caso di realizzare una struttura di limitato spessore, con distanza tra piano del ferro e fondo del cassone contenuta in soli 85 cm.

Anche per il ponte di lunghezza standard, tramite la doppia foratura in corrispondenza delle piattabande superiori della trave centrale si realizza il montaggio dell’armamento ferroviario in due diverse configurazioni, rispettivamente per tracciato rettilineo e tracciato in curva con raggio di curvatura limitato a 1170 m.

La trave centrale è appoggiata su quelle laterali in tre posizioni (in mezzzeria e circa ai quarti) dove grosse mensole solidali alla trave centrale si inseriscono in appositi alloggiamenti delle travi laterali; l’unione si realizza mediante il posizionamento di una serie di piatti di spessoramento e riscontri in acciaio.

La mancanza di elementi bullonati consente, rispetto alle tradizionali travi gemelle, di semplificare e velocizzare i tempi di posa in quanto non devono essere realizzati i collegamenti e gli irrigidimenti trasversali al binario.

I basamenti in acciaio, in questo caso, hanno un ingombro maggiore, pari a 3.6x3.6 m; su questi, mediante strisce in neoprene, si realizza il vincolo di appoggio; in corrispondenza dei basamenti sono poi realizzate le sedi per gli elementi di riscontro longitudinali e trasversali, da posizionare mediante impiego di spessori in acciaio e senza alcuna bullonatura.

La luce libera tra gli appoggi risulta pari a 17.8 m, consentendo di impiegare il ponte standard, con un consolidamento del terreno in corrispondenza delle spalle, per sottopassi aventi luce totale fino a 16 m.

Anche in questo caso il ponte è stato calcolato per linee di categoria D4, con transito ammesso fino a 80 km/h.



## *1.5 Sistema Essen*

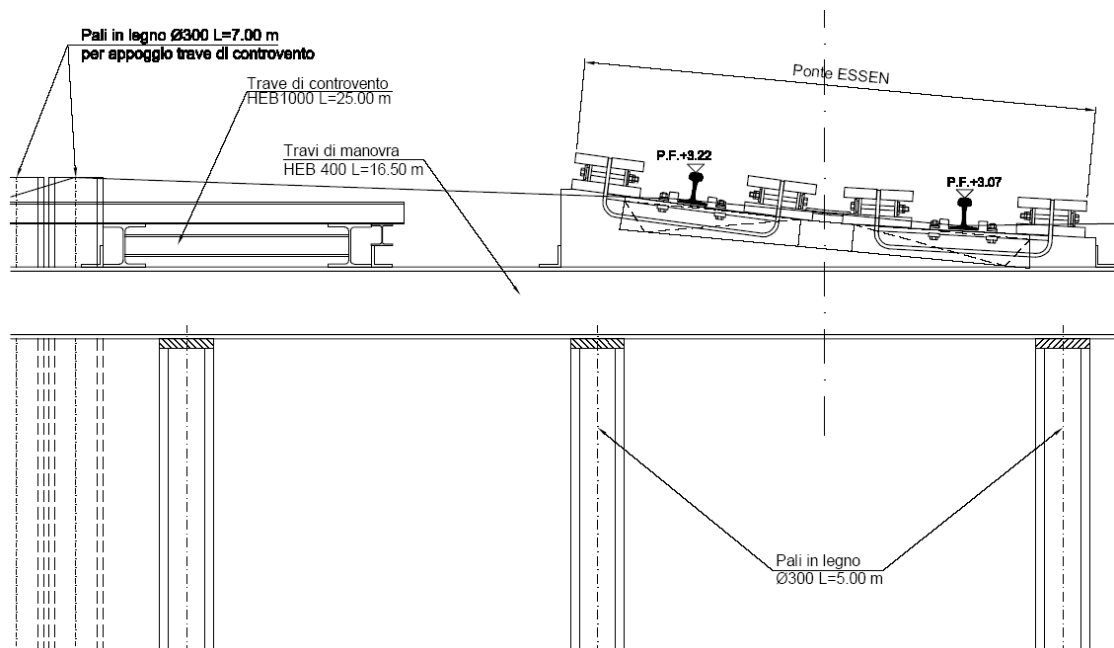
Il sistema Essen, riprendendo i concetti alla base del metodo tradizionale dei fasci di rotaie (fasci di irrigidimento in corrispondenza delle rotaie e travi di manovra), realizza un sistema di vincoli in grado di consentire il transito dei convogli fino a 80 km/h.

Una serie di pali in legno, opportunamente infissi nel corpo del rilevato ferroviario, consente l'appoggio delle travi di manovra poste ortogonalmente al binario. Queste ultime, a loro volta, sostengono i ponti Essen veri e propri, posti longitudinalmente alle rotaie per tutta la zona interessata dai lavori di spinta.

Le travi di manovra risultano inoltre vincolate a particolari travi dette “di controvento” che equilibrano gli attriti in fase di spinta; tali accorgimenti, unitamente all'impiego di pezzi speciali, consentono di adottare il sistema Essen anche per sottopassi di grande ingombro ed in corrispondenza di deviatori e sopraelevazioni (fig 9, 10).



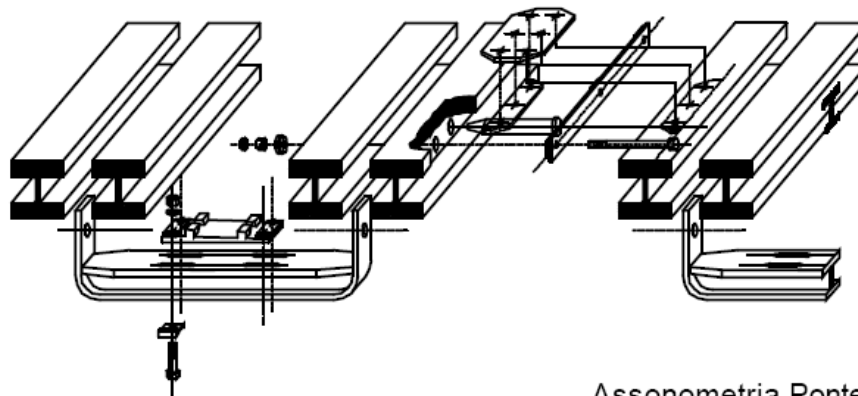
*Fig. 9 – Ponte Essen: sono visibili i pali infissi nel terreno, la travi di manovra ortogonali al binario e una delle due travi di controvento (sulla destra)*



*Fig. 10 – Sezione trasversale del ponte Essen: sono indicati i pali in legno, la trave di controvento, una trave di manovra e il ponte Essen (inclinato nel caso specifico)*

La tecnologia Essen trova quindi applicazione laddove, in presenza di esercizio ferroviario, si prevede di eseguire consolidamenti o ricostruzioni di manufatti esistenti, costruzioni di nuovi sottopassi (carrabili, pedonali, idraulici, ecc...), l'asportazione di brevi tratti di rilevato e, comunque, scavi in genere sotto il binario.

L'elemento fondamentale di detta tecnologia è il ponte Essen Standard, che consiste fondamentalmente in due strutture di sostegno simmetriche, ciascuna formata da quattro travi portanti in acciaio, aventi sezione non standard a doppio T (altezza travi = 20 cm, lunghezza = 12 m circa) che, unite a coppie, sostengono la singola rotaia per mezzo di un complesso di dispositivi, "selle", poste trasversalmente alla rotaia stessa, tra una traversa e l'altra (fig 11).



Assonometria Ponte ESSEN

*Fig. 11 – Assonometria Ponte Essen standard*

Il collegamento delle selle alle coppie di travi avviene attraverso spinotti calibrati, inseriti nei corrispondenti fori passanti previsti nelle alette delle selle e nell'anima delle travi longitudinali, mantenuti in posizione da ganasce fissate per mezzo di bulloni di serraggio.

L'ingombro verticale di tutta la struttura Essen è contenuto in 32 cm (tra il piano del ferro e il piano di appoggio delle traverse).

Il montaggio della passerella Essen avviene regolarmente in presenza dell'esercizio, utilizzando i normali intervalli di circolazione, con velocità di rallentamento treni pari a 80 km/h. Normalmente occorrono circa 3 ore di lavoro complessive per il montaggio della struttura.

Il ponte Essen standard, nella sua configurazione isostatica di struttura/trave semplicemente appoggiata, può essere impiegato per portate fino a 6.5 m. In questa configurazione trova impiego in tutte quelle applicazioni che richiedono alla struttura piccole luci di lavoro quali l'esecuzione di sottopassi pedonali e tombini idraulici da realizzarsi in opera (previa esecuzione di idonee paratie per il contenimento dello scavo in verticale) o prefabbricati fuori opera e successivamente posti in esercizio mediante la tecnica dell'infissione oleodinamica.

La struttura Essen, nell'ambito di lavori per l'esecuzione di medi e grandi sottopassi ferroviari con la tecnica dell'infissione oleodinamica, assume la denominazione di "Sistema Essen" (fig 12).

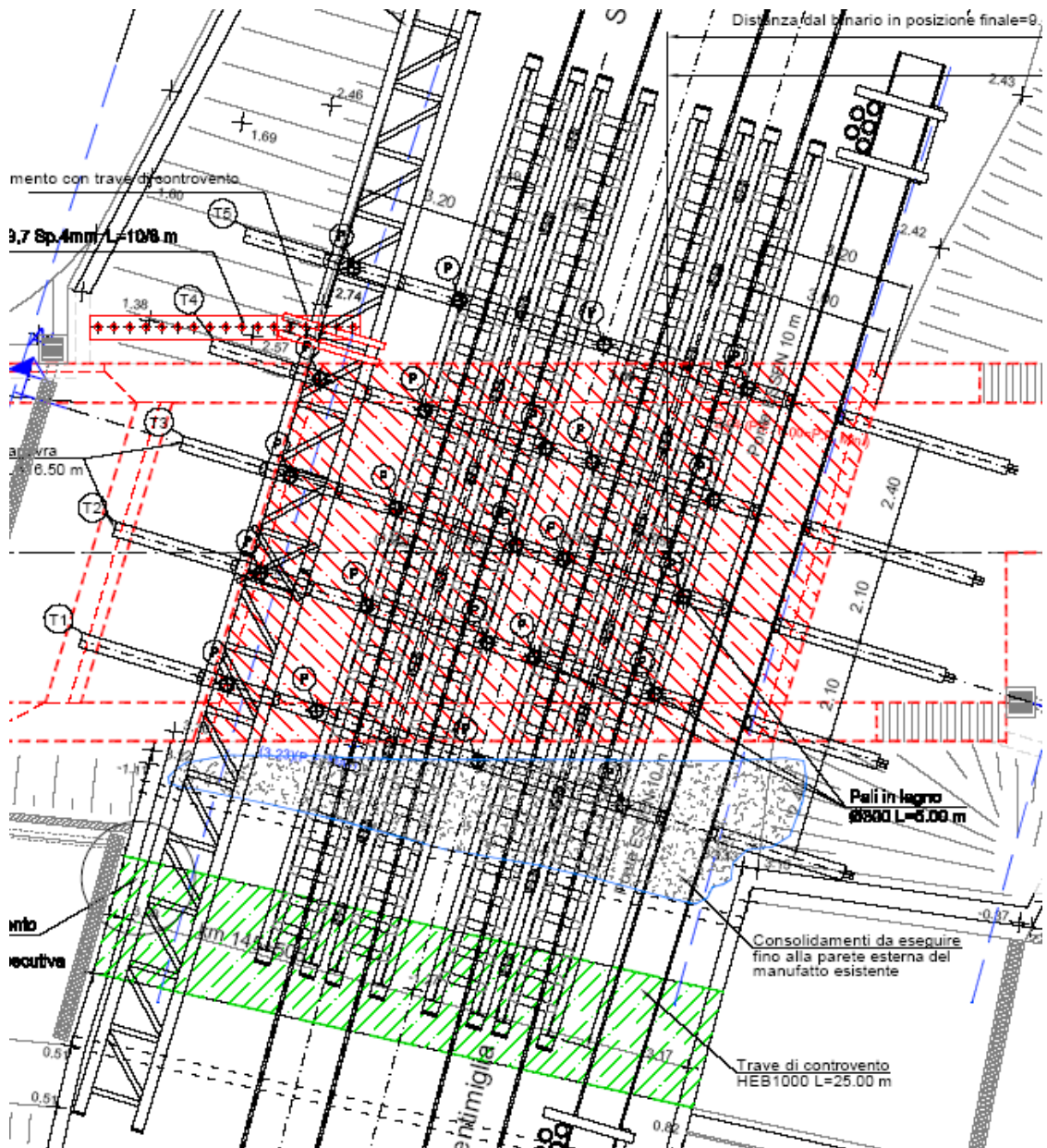


Fig. 12 – Visione planimetrica tipo del Sistema Essen

In detta configurazione il ponte Essen standard è in genere utilizzato in più elementi disposti in serie su ciascun binario da sostenere (il numero dei ponti impiegato dipende dalla larghezza dell'attraversamento e dalla direzione di spinta rispetto ai binari). La giunzione dei ponti è prevista non ripristinare la continuità strutturale ed è sempre realizzata in corrispondenza delle travi di manovra.

I ponti Essen standard poggiano dunque, nella parte interessata dallo scavo in avanzamento, sulle travi di manovra (del tipo HEB 400 e di lunghezza variabile in funzione della piattaforma ferroviaria), disposte sempre ortogonali ai binari ad un interasse in genere non superiore a 2.52 m.

Detta disposizione delle travi di manovra consente di ottenere, anche nel caso di monoliti con asse deviato rispetto alla retta ortogonale al binario, una griglia ortogonale di membrature (longherine del ponte Essen e travi di manovra) orientato lungo l'asse del binario: tale struttura portante assicura un comportamento statico/deformativo del binario ottimale rispetto al prodursi delle frecce e dello sghembo sotto carico.

Le longherine del ponte Essen appoggiano sulle travi di manovra attraverso una trave supporto in legno, che viene opportunamente vincolato alla trave di manovra tramite angolari e alla piastra/rotaia a mezzo di tradizionali caviglie. Dovendo necessariamente essere perfettamente complanare il sistema delle travi di manovra, si agisce sulla forma e sulle altezze dei supporti in legno in corrispondenza di ogni punto di appoggio per compensare eventuali differenze di quota della rotaia o tra rotaie dovute a livelletta, sopralzo o a binari posti ad altezza diverse (fig. 13).

Esternamente allo scavo i ponti trovano appoggio sul rilevato ferroviario attraverso le esistenti traverse.

Caratteristica fondamentale che contraddistingue la tecnologia Essen da quanto tradizionalmente in uso è la presenza dei pali in legno che vengono infissi nel corpo del rilevato ferroviario prima di qualunque altra lavorazione sul binario. Detti pali, normalmente lunghi 5 m e di diametro di 300 mm, vengono battuti in punti singolari lungo ciascuna trave di manovra allo scopo di costituirne appoggio verticale (fig. 9, 10, 13, 14).

La presenza dei pali in legno determina per le travi di manovra uno schema statico di trave continua su "n" appoggi cedevoli elasticamente. Inoltre i pali in legno costituiscono un importante elemento di stabilità dello scavo al fronte di avanzamento riducendone per costipamento gli eventuali fenomeni di instabilità locale.



Fig. 13 – Sistema Essen: sono visibili i supporti in legno per le longherine

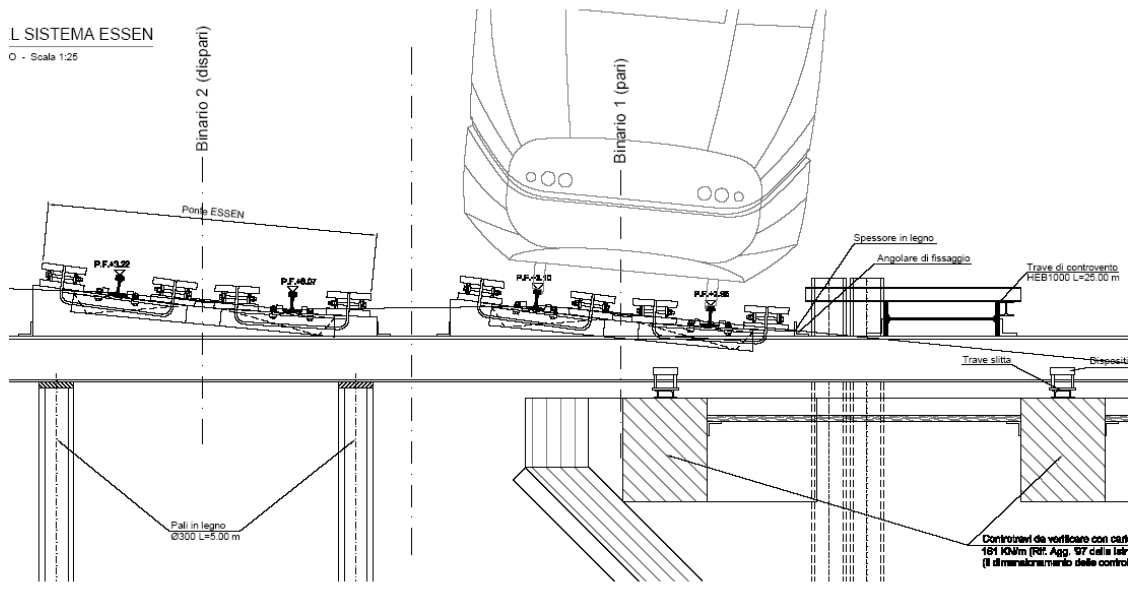


Fig. 14 – Sezione trasversale del Sistema Essen: è visibile il rostro inclinato a 45° del monolite in avanzamento, nonché i pali in legno su cui poggiano le travi di manovra

Naturalmente, laddove le caratteristiche geo-meccaniche del terreno sotto la ferrovia presentano valori di stabilità e portanza elevati (valori propri o ottenuti da interventi di consolidamento) la presenza dei pali in legno non è necessaria, oltre che di difficile o impossibile esecuzione.

Per l'infissione dei pali posti in posizione interferente con l'esercizio ferroviario è necessario programmare l'interruzione dell'esercizio. Per un monolite di medie dimensioni occorrono complessivamente circa 3 ore di interruzione per la battitura di tutti i pali interferenti con l'esercizio ferroviario.

Le travi di manovra, infine, risultano vincolate nel piano orizzontale a mezzo di travi di controvento caratterizzate da elevata rigidità flessionale nel piano orizzontale. Dette travi, normalmente, del tipo HEB 1000, vengono disposte alle due estremità delle travi di manovra e contrastate all'esterno mediante opportuni vincoli in grado di assorbire la forza orizzontale che agisce sul "Sistema Essen" conseguente allo scorrimento delle travi di manovra sulla soletta del monolite in avanzamento. I vincoli sono di norma costituiti da gruppi di pali verticali sollecitati in testa da forza orizzontale; nel caso di grandi attraversamenti, laddove occorre contrastare elevate forze di piano, i vincoli esterni possono anche realizzarsi mediante fondazioni su micropali.

A montaggio completato il Sistema Essen, costituito da ponti Essen, travi di manovra, travi di controvento e pali in legno, si presenta come un reticolo di travi opportunamente vincolato nello spazio, avente elevata rigidità strutturale e staticamente determinato nelle diverse configurazioni di esercizio.

Durante la spinta, a seguito dello scavo in avanzamento, i pali in legno vengono via via tolti d'opera: le travi di manovra, quindi, da una parte trovano appoggio e scorrono su delle "travi slitta" fissate, parallelamente ai binari, sulle controtravi di manovra e sulla soletta del monolite, dall'altra appoggiano sui pali in legno ancora presenti e non interessati dallo scavo.

Opportuni dispositivi di compensazione, interposti tra le travi di manovra e le travi slitta, consentono attraverso l'inserimento di cunei e piatti in acciaio di compensare gli inevitabili spostamenti verticali, rispetto la direzione di progetto, del monolite durante la traslazione. Detti

dispositivi di compensazione sono liberi di scorrere sulle travi slitta qualora la direzione di spinta non risultasse ortogonale all'asse dei binari. Il Sistema Essen è caratterizzato da una notevole flessibilità di impiego a fronte, tuttavia, di una serie di attività preliminari (infissione dei pali in legno e travi di manovra in corrispondenza del rilevato ferroviario) che si devono svolgere in regime di interruzione della circolazione dei treni. Inoltre tale sistema, vincolato alla struttura sottostante tramite le citate travi di manovra, richiede la continua verifica dell'assetto geometrico del binario durante le fasi di spinta.



## **2. Manufatto scatolare realizzato a spinta.**

### **Relazione di calcolo**

#### ***2.1 Premessa***

La presente relazione di calcolo riguarda la struttura in conglomerato cementizio armato di un sottovia carrabile, realizzato a lato delle linee ferroviarie e posto in opera sotto i binari mediante operazioni di spinta.

Il sottovia in oggetto è costituito da uno scatolare ad una canna, aventi dimensioni nette interne di 10.30x5.95 m e lunghezza complessiva 36 m.

Il ricoprimento, cioè la distanza tra la quota del piano del ferro e l'estradosso della soletta superiore, è pari a 1.3 m, mentre la profondità della falda è a 2.30 m, per cui essa interessa lo scatolare per quasi tutta la sua altezza.

Lo spessore delle solette superiore ed inferiore è di 1 m, quello dei piedritti di 1 m.

La struttura è realizzata in c.a. gettato in opera senza giunti intermedi.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata, con le aggiunte delle azioni di tipo ferroviario e delle azioni sismiche su suolo di 2° categoria.

Il dimensionamento è il risultato dello studio effettuato su una struttura piana che descrive una striscia di impalcato larga 1 m, di dimensioni 6.95x11.30 m.

#### ***2.2 Normativa di riferimento***

Il progetto della struttura è conforme alle norme attualmente in vigore e in particolare al D.M. del 14/01/2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

### ***2.3 Programmi di calcolo utilizzati***

Si è assunto lo schema statico di telaio chiuso. Esso viene risolto con una modellazione ad elementi finiti di tipo “beam” tramite il programma di calcolo “SAP2000” della CSI Italia Srl.

### ***2.4 Materiali***

Per lo scatolare si adottano un calcestruzzo di classe C28/35 e acciaio B450C:

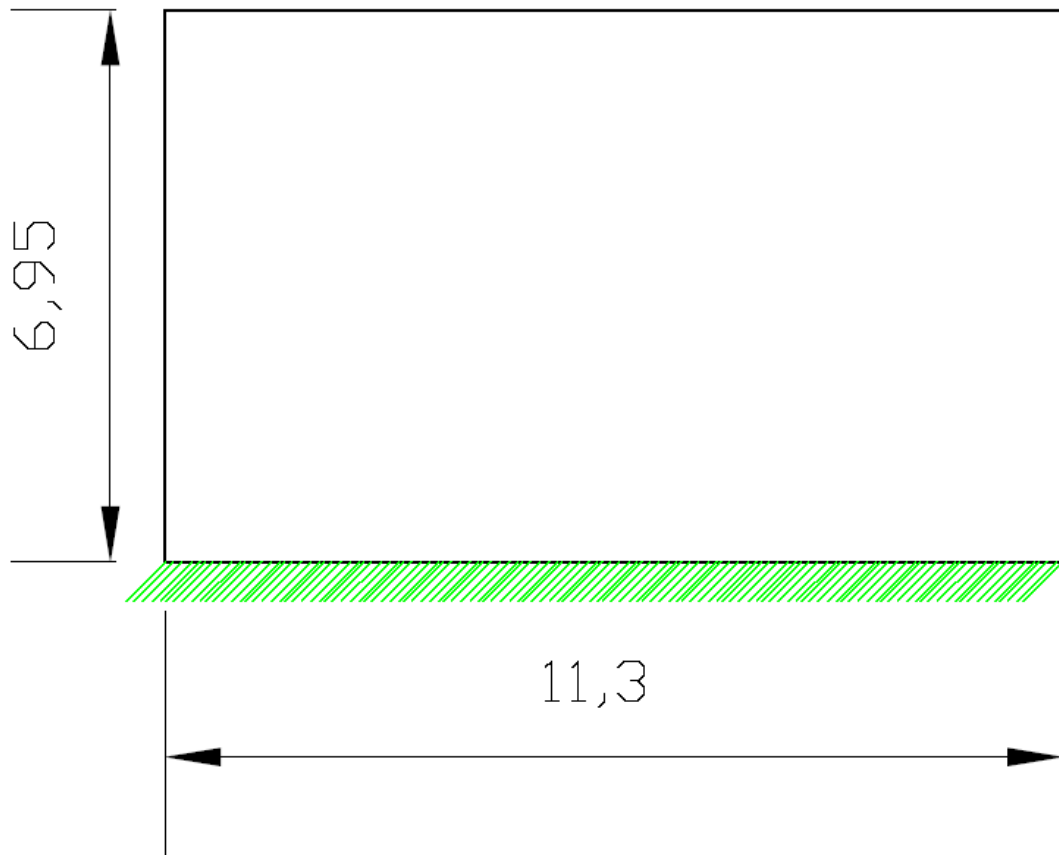
- $R_{ck} = 35 \frac{N}{mm^2}$
- $f_{yk} = 450 \frac{N}{mm^2}$

Per la platea di varo e il muro reggispinta si adottano un calcestruzzo di classe C16/20 e acciaio B450C:

- $R_{ck} = 20 \frac{N}{mm^2}$

## 2.5 Geometria della struttura

La geometria della struttura è quella riportata in figura 15.



*Fig. 15 – Sezione trasversale scatolare*

- $S_{\text{sup}} = 1$  m, spessore soletta superiore
- $S_{\text{inf}} = 1$  m, spessore soletta inferiore
- $S_{\text{p}} = 1$  m, spessore piedritti
- $S_{\text{r}} = 1$  m, spessore ricoprimento
- $b \times h = 100 \times 100$  cm, sezione rettangolare delle aste

## 2.6 Modellazione adottata

Si è assunto lo schema statico di telaio chiuso. Le aste che compongono la struttura, rappresentanti le solette inferiore e superiore e i piedritti, sono discretizzate da elementi beam, ognuno con lunghezza non superiore a 20 cm.

Il suolo viene modellato facendo ricorso al suolo elastico alla Winkler, adottando il modulo di reazione verticale:

$$K_s = 3 \frac{kg}{cm^3}$$

Per tutte le aste del reticolo si è assunto:

$$E_c = 33700 \frac{N}{mm^2}, \text{ modulo elastico del calcestruzzo}$$

## 2.7 Analisi dei carichi

Nel presente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico (situ sismico di 2° categoria).

I principali parametri geometrici, misurati parallelamente all'asse dei binari, sono:

- $H_r = 1.3$  m, spessore totale del ricoprimento (piano del ferro-estradosso soletta);
- $S_a = 0.41$  m, spessore armamento (rotaia + traversina);
- $L = 10.3$ , larghezza utile dello scatolare ( $L=11.3-0.5-0.5$ );
- $H_u = 5.95$ , altezza utile dello scatolare ( $H_u=6.95-0.5-0.5$ );
- $S_{sup} = 1$  m, spessore soletta superiore;
- $S_{inf} = 1$  m, spessore soletta inferiore;
- $S_p = 1$  m, spessore piedritti;
- $H_f = 2.3$  m, profondità della falda;

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato:  $25 \frac{kN}{m^3}$
- ballast + armamento + terreno di ricoprimento:  $18 \frac{kN}{m^3}$
- sovrastruttura stradale inferiore:  $20 \frac{kN}{m^3}$
- rilevato a ridosso dello scatolare (rinfianco):  $19 \frac{kN}{m^3}$
- rilevato a ridosso dello scatolare (rinfianco) in falda:  $10 \frac{kN}{m^3}$
- acqua:  $10 \frac{kN}{m^3}$

Tali carichi elementari saranno opportunamente combinati secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

### 2.7.1 *Peso proprio e carichi permanenti portati*

#### Soletta superiore

- peso proprio:  $1 * 25 = 25 \frac{kN}{m^2}$
- peso ricoprimento:  $1.3 * 18 = 23.4 \frac{kN}{m^2}$  (fig. 16)
- totale =  $25 + 23.4 = 48.4 \frac{kN}{m^2}$

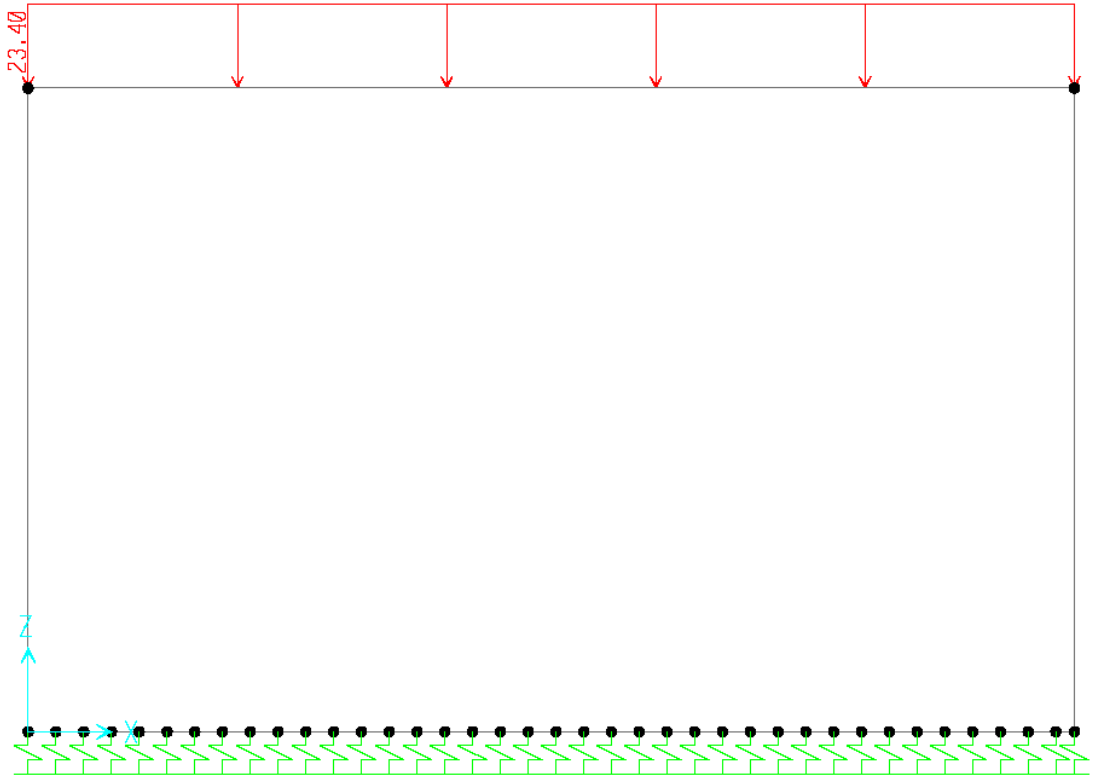
#### Soletta inferiore

- peso proprio:  $1 * 25 = 25 \frac{kN}{m^2}$
- peso sovrastruttura stradale:  $1 * 20 = 20 \frac{kN}{m^2}$  (fig. 17)
- totale =  $25 + 20 = 45 \frac{kN}{m^2}$

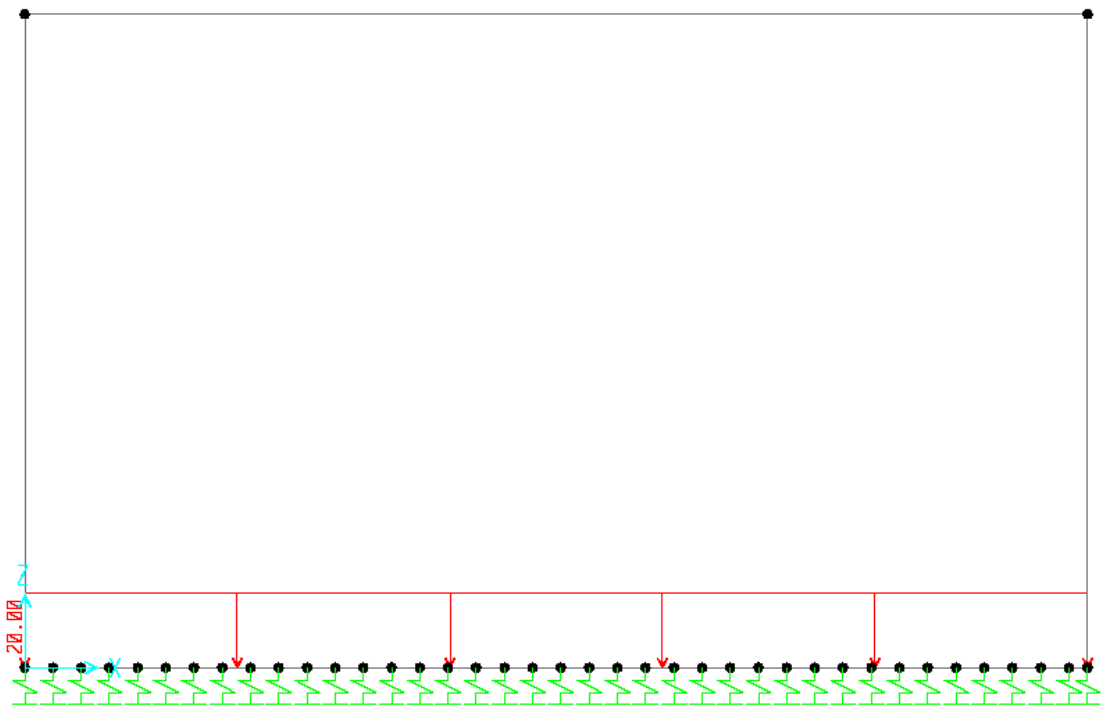
#### Piedritti

- peso proprio:  $1 * 25 = 25 \frac{kN}{m^2}$

Moltiplicando tali valori per 1 m si ottengono i carichi al metro lineare.



*Fig. 16 – Carico: ricoprimento (kN/m)*



*Fig. 17 – Carico: sovrastruttura stradale inferiore (kN/m)*

### 2.7.2 Spinta del terreno

Per il terreno di ricoprimento e di rinfiacco si adottano i pesi specifici precedentemente indicati ed i seguenti parametri:

- angolo di attrito:  $\phi' = 18^\circ$
- coesione:  $c' = 0.3 \frac{daN}{cm^2}$
- coeff. di permeabilità:  $k = 9.3 * 10^{-7} \frac{m}{s}$
- coeff. di spinta attiva:  $\lambda_a = 0.528$
- coeff. di spinta a riposo:  $\lambda_o = 0.691$

Si applicano i valori delle spinte secondo la profondità con la formula:

$$p_h = z * \gamma_{terreno} * \lambda - 2 * c' * \sqrt{\lambda}$$

In presenza di falda la formula diventa:

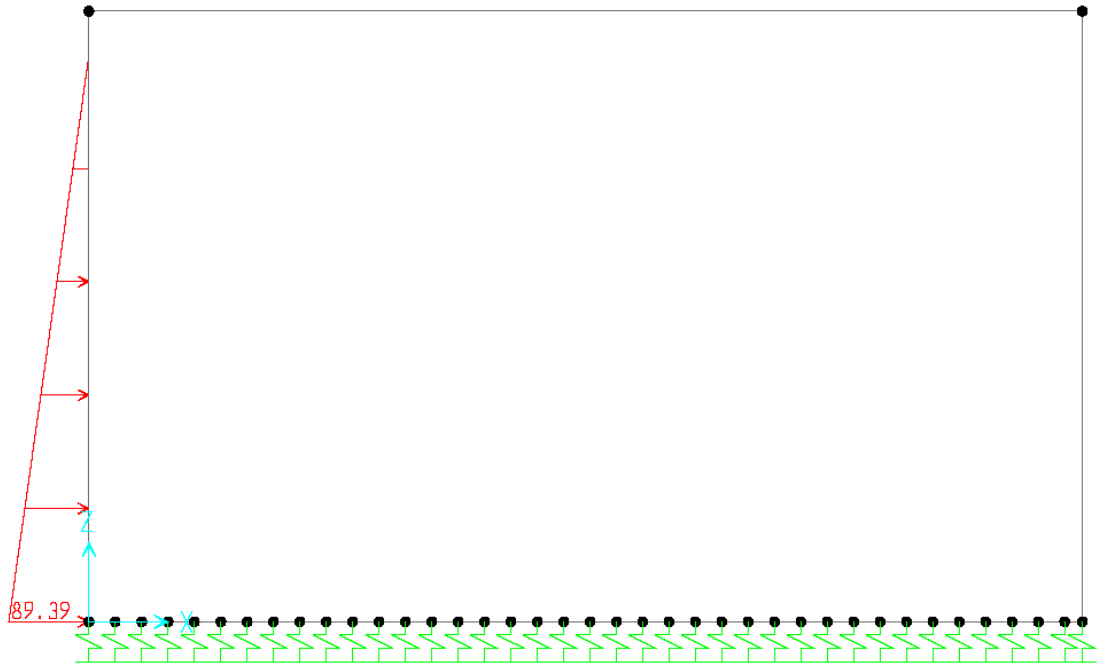
$$p_h = \left\{ (z_1 * \gamma_{terreno} + z_2 * \gamma'_{terreno}) * \lambda - 2 * c' * \sqrt{\lambda} \right\} + \gamma_{acqua} * z_2$$

dove:

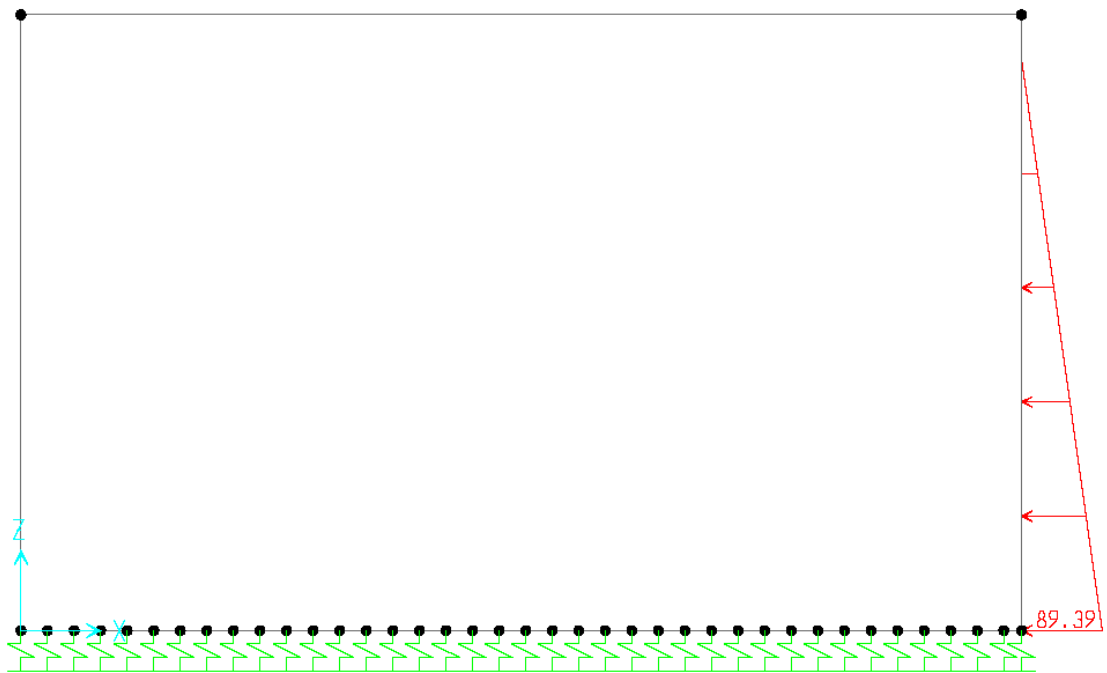
- $z_1$  = distanza dal piano campagna al piano di falda;
- $z_2$  = profondità del terreno misurata a partire dal piano di falda

Se il termine tra parentesi graffe risulta minore di zero viene assunto nullo. Tenendo conto della presenza della falda e della spinta a riposo del terreno (a favore di sicurezza), risulta un diagramma di spinta triangolare, con valore nullo dal piano campagna fino alla profondità di 2.3 m per crescere poi linearmente, raggiungendo il valore massimo di  $89.39 \frac{kN}{m^2}$  alla profondità di 8.75 m (fig. 18, 19).





*Fig. 18 – Carico: spinta terra piedritto sinistro (kN / m)*



*Fig. 19 – Carico: spinta terra piedritto destro (kN / m)*

### 2.7.3 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore

Detta  $L_d$  la larghezza di diffusione del carico trasversale dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ricoprimento (ballast+terrapieno) e 1/1 lungo la struttura in c.a. (secondo quanto suggerito dalla normativa al paragrafo 5.2.2.3.1.4 – Ripartizione locale dei carichi), si ottiene, considerando 2.60 la larghezza della traversina e 0.5 m la distanza tra l'estradosso della soletta superiore e il piano medio della stessa:

$$L_d = 2.6 + 2 * (1.30 - 0.41) / 4 + 2 * 1 / 2 = 4.045 \approx 4 \text{ m}$$

Per quanto riguarda l'incremento dinamico per linee con scarso standard manutentivo, la normativa suggerisce il seguente coefficiente di incremento dinamico (paragrafo 5.2.2.3.3 – Effetti dinamici):

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73$$

$L_\phi$  rappresenta la lunghezza caratteristica in metri, definita dalla tabella 5.2.II, punto 5.3 – Portali a luce singola, riportata in figura 20.

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza $L_\phi$
<b>TRAVI PRINCIPALI</b>		
5	5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	Luce nella direzione delle travi principali
	5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_\phi = k \cdot L_m$ dove: n = 2 - 3 - 4 - $\geq 5$ k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5
	5.3 Portali: - a luce singola	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso)
	- a luci multiple	da considerare come trave continua a piú luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)
	5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o piú binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m); Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del $\Phi$ pari a 0,9, da applicare al coefficiente $\Phi$	$\Phi_2 = 1,20$ ; $\Phi_3 = 1,35$
	5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.	metà della luce libera
	5.6 Archi e serie di archi con riempimento	due volte la luce libera
5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)	4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione.	
<b>SUPPORTI STRUTTURALI</b>		
6	6.1 Pile con snellezza $\lambda > 30$	Somma delle lunghezze delle campate adiacenti la pila
	6.2 Appoggi, calcolo delle tensioni di contatto al di sotto degli stessi e tiranti di sospensione	Lunghezza degli elementi sostenuti

Fig. 20: Tab. 5.2.II – Lunghezza caratteristica  $L_\phi$

In definitiva otteniamo:

$$L_\phi = \frac{1.4 * (2 * 6.95 + 11.3)}{4} = 8.82$$

$$\phi_3 = 0.9 * \left[ \frac{2.16}{\sqrt{8.82} - 0.2} + 0.73 \right] = 1.36$$

I carichi verticali ferroviari sono schematizzati per mezzo di modelli di carico, in particolare sono forniti due treni di carico distinti (paragrafo 5.2.2.3 della normativa): il primo rappresentativo del traffico normale

(Treno di carico LM 71), il secondo rappresentativo del traffico pesante (Treno di carico SW, a sua volta articolato in SW/0 e SW2).

Nella presente trattazione si è considerato la situazione di traffico pesante nella sua configurazione SW/2, risultando ai calcoli la più gravosa.

Il treno SW/2 viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito:

$$q_{vk} = 150 \frac{kN}{m}$$

Quindi:

$$Q = \frac{q_{vk}}{L_d} * \phi_3 = \frac{150}{4} * 1.36 = 51 \frac{kN}{m^2}$$

da moltiplicare per 1 m per ottenere il carico per metro lineare (fig. 21).

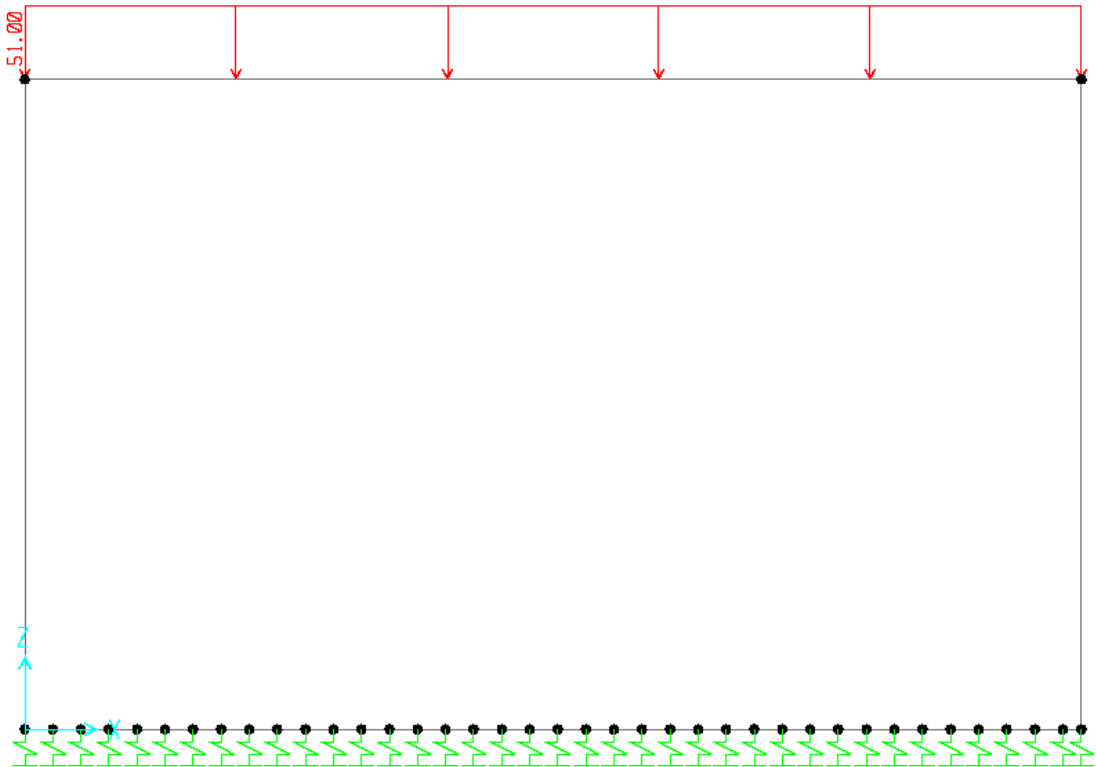


Fig. 21 – Carico: treno SW2 (kN/m)

#### 2.7.4 Frenatura ed avviamento

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale allo stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

Viene considerata l'azione di frenatura del treno SW/2, il cui valore caratteristico è (paragrafo 5.2.2.4.3 della normativa):

$$Q_{lb,k} = 35 \left[ \frac{kN}{m} \right] * L[m]$$

in cui L è la lunghezza di binario su cui considerare tali forze uniformemente distribuite, determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

Considerando dunque la larghezza di diffusione  $L_d$  e l'azione, agente sull'intera larghezza del sottovia, distribuita sulla soletta superiore, otteniamo:

$$q = \frac{35}{4} * \frac{12.3}{11.3} = 9.5 \frac{kN}{m} \quad (12.3=\text{intera larghezza del sottovia})$$

illustrata in figura 22.

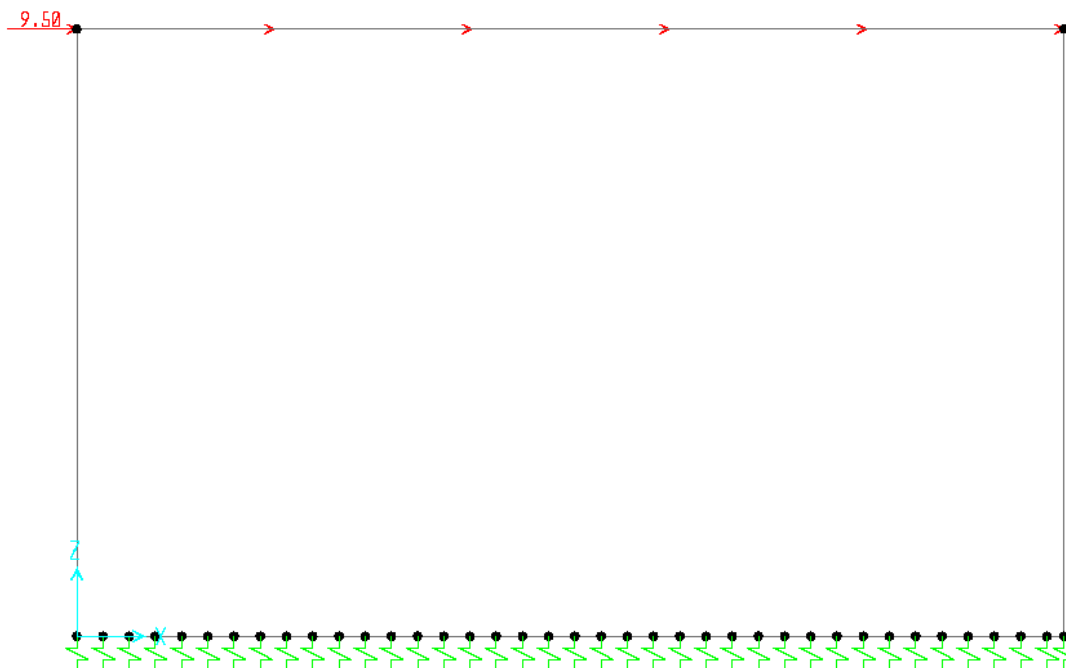


Fig. 22 – Carico: frenatura treno SW2 verso destra (kN / m)

### 2.7.5 Spinta del sovraccarico sul rilevato

Nel calcolo della spinta del terreno sui piedritti si è tenuto conto della coesione e del coefficiente di spinta a riposo, in questo caso invece si è preferito assumere nulla la coesione e considerare il coefficiente di spinta attiva. Per cui, avendo indicato precedentemente con  $Q$  il carico dovuto al treno SW/2 e con  $\lambda_a$  il coefficiente di spinta attiva, otteniamo:

$$q_a = \lambda_a * Q = 0.528 * 51 = 27 \frac{kN}{m^2}$$

come al solito da moltiplicare per 1 m per ottenere il carico per metro lineare (fig. 23, 24).



Fig. 23 – Carico:spinta carichi accidentali sul piedritto di sinistra (kN / m)

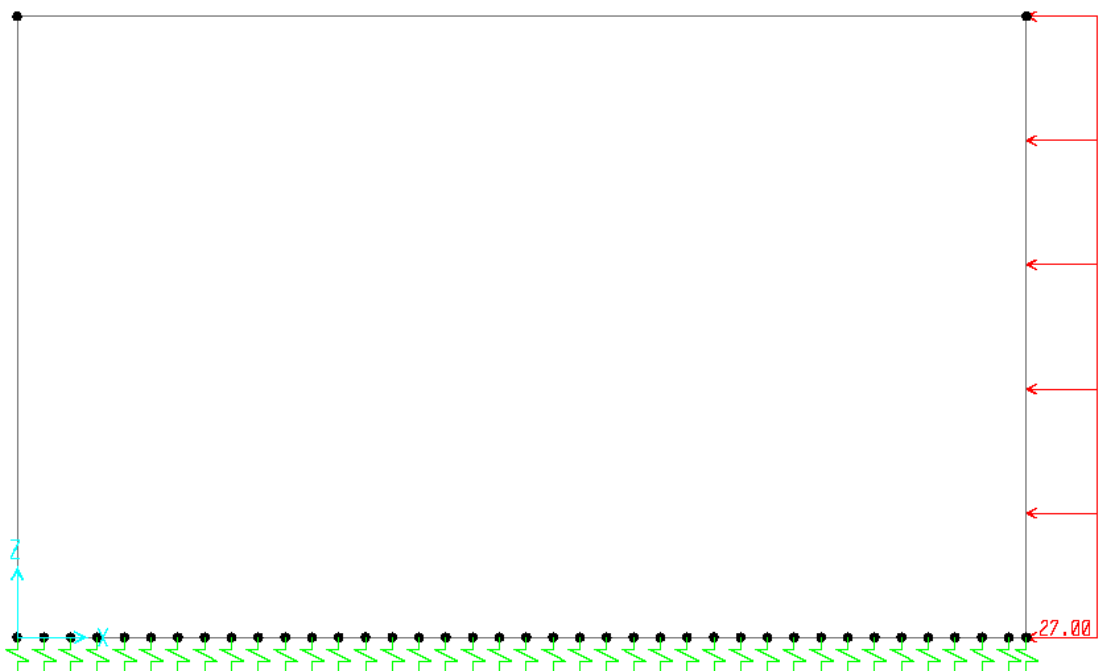


Fig. 24 – Carico:spinta carichi accidentali sul piedritto di destra (kN / m)

### 2.7.6 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

I carichi accidentali sulla soletta inferiore producono sollecitazioni alquanto modeste. Cautelativamente si considera la presenza di un carico uniforme

$$q_{acc} = 20 \frac{kN}{m^2}$$

al solito da moltiplicare per 1 m per ottenere il carico al metro lineare (fig. 25).

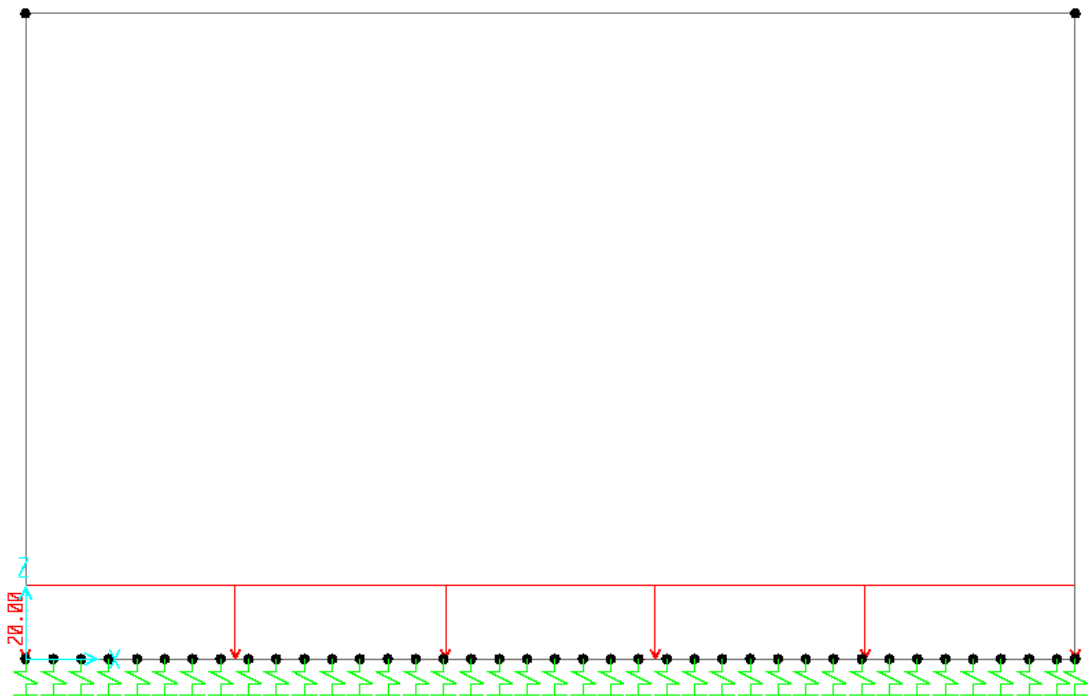


Fig. 25 – Carico: carichi accidentali soletta inferiore ( kN / m )

### 2.7.7 Azione termica

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche secondo le indicazioni delle nuove Istruzioni FS. In particolare è stata considerata una variazione termica uniforme di  $\Delta T_u = \pm 15^\circ C$  sulla soletta superiore ed un salto termico di  $\Delta T_f = \pm 5^\circ C$  con andamento lineare nello spessore della soletta superiore.



Per il coefficiente di dilatazione termica si è assunto

$$\alpha = 0.00001^{\circ}\text{C}^{-1}$$

### 2.7.8 Azione sismica

Sismicamente lo scatolare viene schematizzato in analogia ad un ponticello con la travata collegata a due spalle che sostengono il terreno naturale per più dell'80% dell'altezza della spalla.

La normativa, al paragrafo 7.9.5.6.2, recita:

“Nel caso in cui la spalla sostenga un terreno rigido naturale per più dell'80% della sua altezza, si può considerare che essa si muova con il suolo. In questo caso si deve assumere un fattore di struttura  $q=1$  e le forze di inerzia di progetto possono essere determinate considerando un'accelerazione pari ad  $a_g * S$ ”.

Si ammette quindi che lo scatolare si muova insieme al terreno, di conseguenza il fattore di struttura  $q$  è pari ad 1 (la struttura è non dissipativa, non vanno quindi applicati i particolari costruttivi inerenti la duttilità di cui al capitolo 7 della normativa). Le forze di inerzia di progetto (forze pseudo-statiche) vengono determinate moltiplicando le masse interessate per l'accelerazione pari ad  $a_g * S$ , in cui  $a_g$  è la massima accelerazione dello spettro orizzontale elastico del sito, calcolata per il 10% di probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_r$  considerato, mentre  $S=S_s * S_t$  è il coefficiente del sottosuolo di cui alla formula 3.2.5 della normativa.

Le masse che generano tali forze di inerzia sono:

- peso proprio del traverso;
- peso proprio di metà piedritti;
- peso del terreno di ricoprimento;
- peso dei carichi permanenti gravanti sul traverso;

- aliquota dei carichi variabili gravanti sul traverso ipotizzati presenti in fase sismica; l'ultimo comma del paragrafo 3.2.4 della normativa suggerisce, per i ponti, un'aliquota pari a 0.2 dei carichi dovuti al transito dei mezzi.

La forza d'inerzia totale, ottenuta considerando detti pesi, viene applicata in quota parte nei due nodi di estremità del traverso.

La normativa fornisce, per ogni sito, i parametri di base  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$ , necessari per la determinazione delle azioni sismiche. Per il sito considerato abbiamo:

- $a_g=0.209$  g, accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0=2.420$ , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*=303$  s, periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Da  $a_g$  e  $F_0$  ricaviamo il coefficiente  $S_s$ , ovvero il coefficiente di amplificazione stratigrafica per sottosuolo di categoria C (tabella 3.2.V della normativa)

$$S_s=1.397$$

Considerando una superficie topografica di categoria T1 (tabella 3.2.IV della normativa) otteniamo

$$S_T=1$$

con  $S_T$  coefficiente di amplificazione topografica.

Per cui otteniamo

$$S=S_s*S_T=1.397$$

Per quanto riguarda le masse che generano la forza di inerzia totale otteniamo:

$$W = 2 * \frac{6.95}{2} * 1 * 1 * 25 + 11.3 * 1 * 1 * 25 + 11.3 * 1 * 1.3 * 19 + 0.2 * 51 * 11.3 * 1 = \dots$$

$$\dots = 835.930 \text{ kN} = 835930 \text{ N}$$

Da cui la forza sismica totale:

$$F_h = a_g * S * W = 0.209 * 1.397 * 835930 = 244069 \text{ N} = 244.069 \text{ kN}$$

da applicare in quota parte nei due nodi alle estremità del traverso (fig 26).



Fig. 26 – Carico: forza d'inerzia applicata nei nodi estremi del traverso (kN)

Oltre a tale forza d'inerzia, bisogna considerare la spinta sismica dovuta al rinfianco agente sui piedritti. Essa viene calcolata sulla base del coefficiente sismico  $k_h$  di cui al paragrafo 7.11.6.2.1 della normativa, definito nel seguente modo:

$$k_h = \beta_m * a_g * S_s * S_T$$

$\beta_m$  è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno esso assume valore unitario.

Per  $k_h$  otteniamo:

$$k_h = \beta_m * a_g * S_S * S_T = 1 * 0.209 * 1.397 * 1 = 0.292$$

La pressione sismica agente sul piedritto dovuta al terreno viene considerata uniforme e di intensità costante pari a:

$$q = k_h * (q_0 + \gamma'_{\text{terreno}} * H) = 0.292 * (33.6 + 10 * 6.95) = 30.1 \frac{kN}{m^2}$$

in cui  $q_0$  è il sovraccarico agente sul cuneo di spinta (considerato in stato di equilibrio limite attivo), dovuto al peso del terreno di ricoprimento e ad un'aliquota, pari a 0.2, del carico del treno SW/2;  $\gamma'_{\text{terreno}}$  è il peso specifico del terreno in falda. Al solito, tale carico è da moltiplicare per 1 m per ottenere il carico al metro lineare (fig. 27, 28).

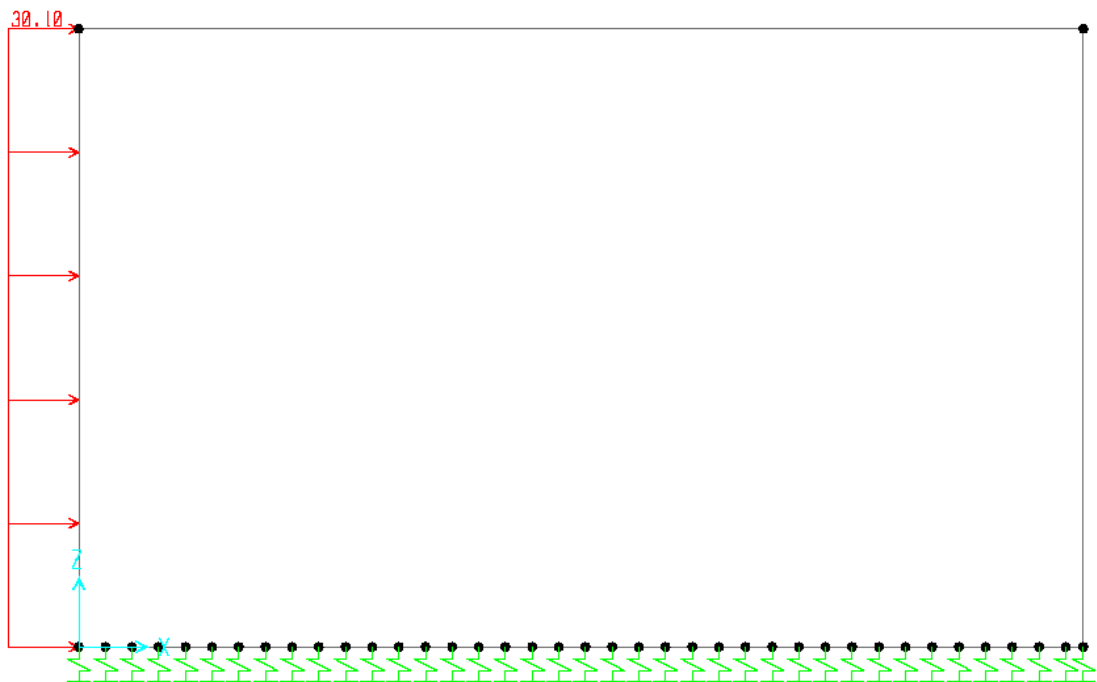


Fig. 27 – Carico: pressione sismica agente sul piedritto di sinistra dovuta al rinfianco  
( $kN/m$ )

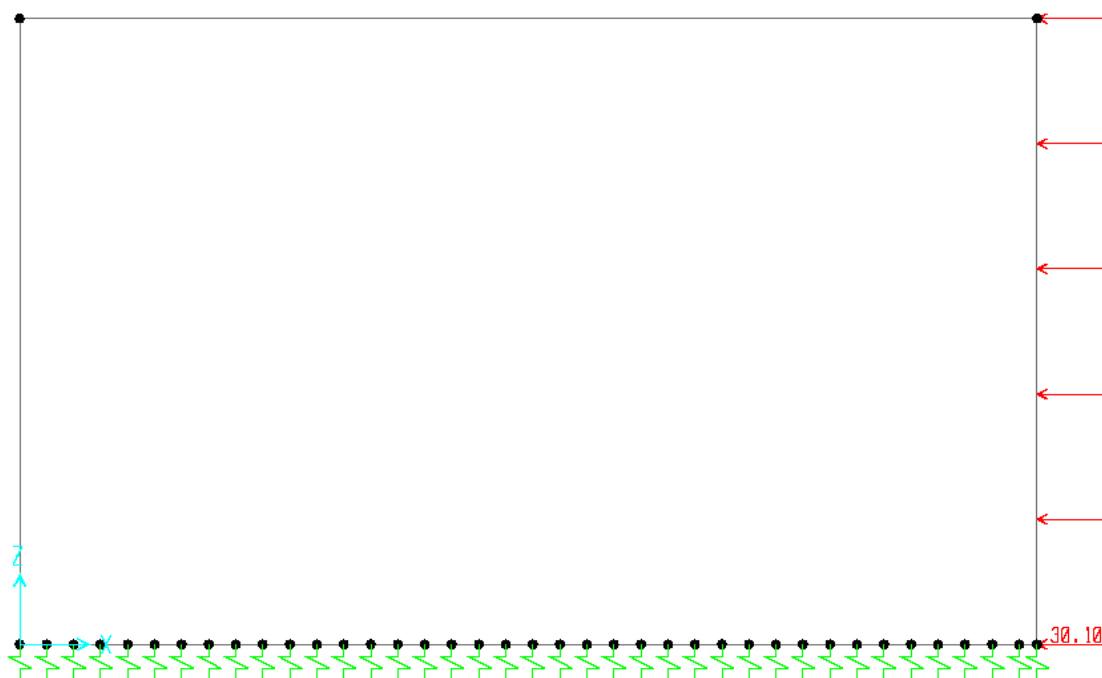


Fig. 27 – Carico: pressione sismica agente sul piedritto di destra dovuta al rinfiango  
( $kN/m$ )

In presenza di falda di altezza  $H'$  bisognerebbe applicare un ulteriore diagramma uniforme di pressioni idrodinamiche, la cui intensità è data da  $\frac{7}{12} * k_h * \gamma_{acqua} * H'^2$  (formula fornita dall'Eurocodice 8, parte 5). Tuttavia la normativa italiana, al paragrafo 7.11.6.2.1, suggerisce di trattare il terreno come mezzo monofase e trascurare la spinta sismica dell'acqua se la permeabilità del terreno è bassa ( $k < 5 * 10^{-4} \frac{m}{s}$ ), in quanto si assume che l'acqua interstiziale si muova assieme allo scheletro solido.

Il terreno preso in considerazione nel lavoro di tesi ha permeabilità  $k \approx 10^{-7} \frac{m}{s}$ , inferiore al limite della normativa, per cui la spinta sismica dell'acqua è stata di fatto trascurata.

Inoltre, l'azione sismica verticale è stata trascurata in quanto non significativa per opere interrato di questo tipo.

## 2.8 Combinazioni di carico

In tabella 1 sono riportati i carichi elementari applicati alla struttura, illustrati nel paragrafo 3.7, con le sigle relative.

<b>SIGLA</b>	<b>CARICO ELEMENTARE</b>
C1	peso proprio struttura
C2	peso ricoprimento
C3	peso sovrastruttura stradale inferiore
C4	spinta terreno - piedritto SX
C5	spinta terreno - piedritto DX
C6	carico del treno SW/2
C7	frenatura del treno SW/2 - verso DX
C8	frenatura del treno SW/2 - verso SX
C9	spinta del sovraccarico - piedritto DX
C10	spinta del sovraccarico - piedritto SX
C11	sovraccarichi accidentali soletta inferiore
C12	azione termica
C13	sisma - forza d'inerzia verso SX
C14	sisma - forza d'inerzia verso DX
C15	sisma - spinta del terreno piedritto DX
C16	sisma - spinta del terreno piedritto SX

*Tab. 1 – carichi elementari*

Nelle tabelle 2, 3, 4, 5, 6 sono riportate le varie combinazioni di carico considerate.

<b>COMBINAZIONE 1</b>		
<i>Carico elementare</i>	<i>Fattore di scala</i>	<i>Tipologia</i>
C1	1.3	permanente
C2	1.3	permanente
C4	1.3	permanente
C5	1.3	permanente
C3	1.3	permanente
C11	1.5	variabile
C7	1.5	variabile
C6	1.5	variabile
C10	1.5	variabile

Tab. 2 – Combinazione 1

<b>COMBINAZIONE 2</b>		
<i>Carico elementare</i>	<i>Fattore di scala</i>	<i>Tipologia</i>
C1	1	permanente
C2	1	permanente
C3	1	permanente
C4	1	permanente
C5	1	permanente
C11	0.3	variabile
C7	0.3	variabile
C6	0.3	variabile
C10	0.3	variabile
C14	1	azione sismica
C16	1	azione sismica

Tab. 3 – Combinazione 2

<b>COMBINAZIONE 3</b>		
<i>Carico elementare</i>	<i>Fattore di scala</i>	<i>Tipologia</i>
C1	1.3	permanente
C2	1.3	permanente
C3	1.3	permanente
C4	1.3	permanente
C5	1.3	permanente
C11	1.5	variabile
C8	1.5	variabile
C6	1.5	variabile
C9	1.5	variabile

Tab. 4 – Combinazione 3

<b>COMBINAZIONE 4</b>		
<i>Carico elementare</i>	<i>Fattore di scala</i>	<i>Tipologia</i>
C1	1	permanente
C2	1	permanente
C3	1	permanente
C4	1	permanente
C5	1	permanente
C11	0.3	variabile
C8	0.3	variabile
C6	0.3	variabile
C9	0.3	variabile
C13	1	azione sismica
C15	1	azione sismica

*Tab. 5 – Combinazione 4*

<b>COMBINAZIONE 5</b>		
<i>Carico elementare</i>	<i>Fattore di scala</i>	<i>Tipologia</i>
C1	1	permanente
C2	1	permanente
C3	1	permanente
C4	1	permanente
C5	1	permanente
C12	1	temperatura

*Tab. 6 – Combinazione 5*

Le combinazioni 1 e 2 rappresentano le condizioni di carico più gravose, rispettivamente in assenza e in presenza di sisma; sono condizioni di carico dissimmetriche, con i carichi sismici e variabili orizzontali diretti verso destra. Le combinazioni 3 e 4 sono analoghe alle prime due ma con le azioni sismiche e variabili orizzontali dirette verso sinistra.

Le combinazioni 1 e 3 derivano dalla combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite ultimi (formula 2.5.1 indicata in normativa), la 2 e la 4 dalla combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica (formula 2.5.5 indicata in normativa).



La combinazione 5 è la combinazione quasi permanente, impiegata per le verifiche agli stati limite di esercizio, quindi per gli effetti a lungo termine.

## 2.9 Risultati dell'analisi

Il calcolo delle sollecitazioni indotte dalle combinazioni di carico definite nel paragrafo 3.8 è stato effettuato con l'ausilio del software di calcolo strutturale SAP2000.

Le convenzioni di segno positivo adottate per le sollecitazioni sono quelle solite della Scienza delle costruzioni, illustrate in figura 28.

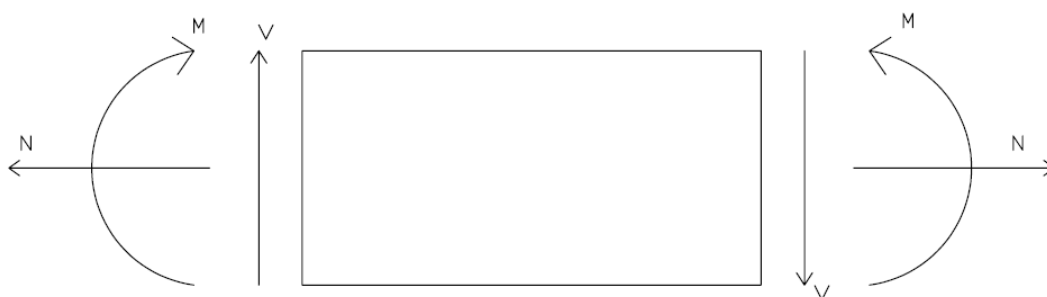
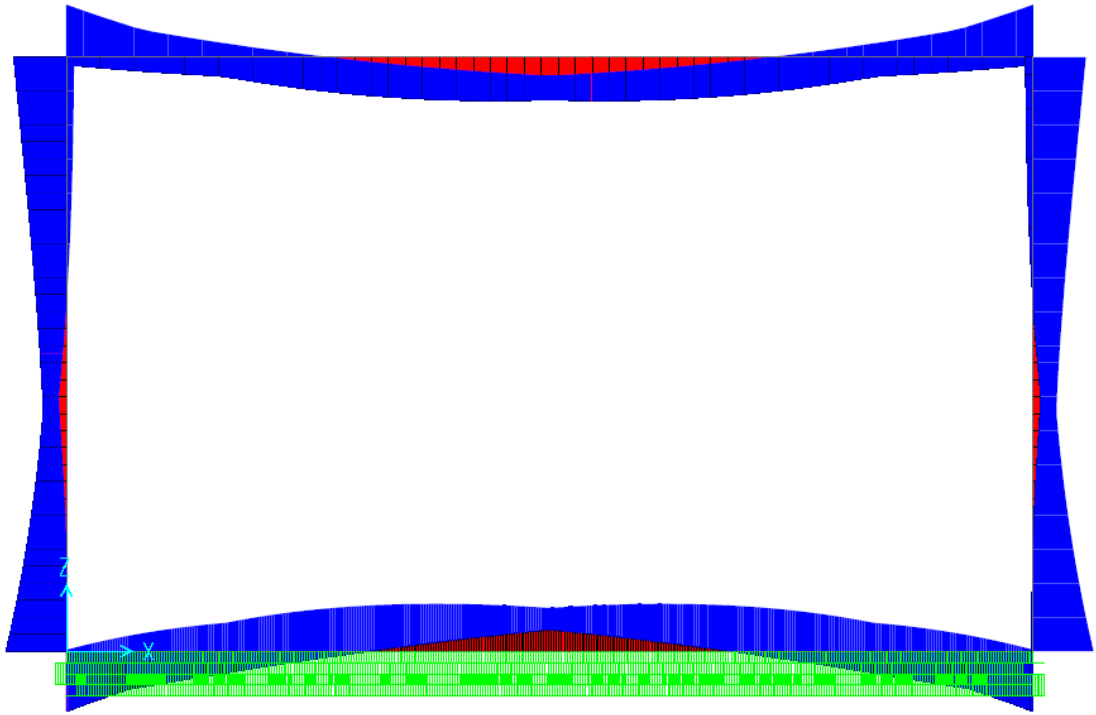


Fig. 28: convenzioni di segno adottate

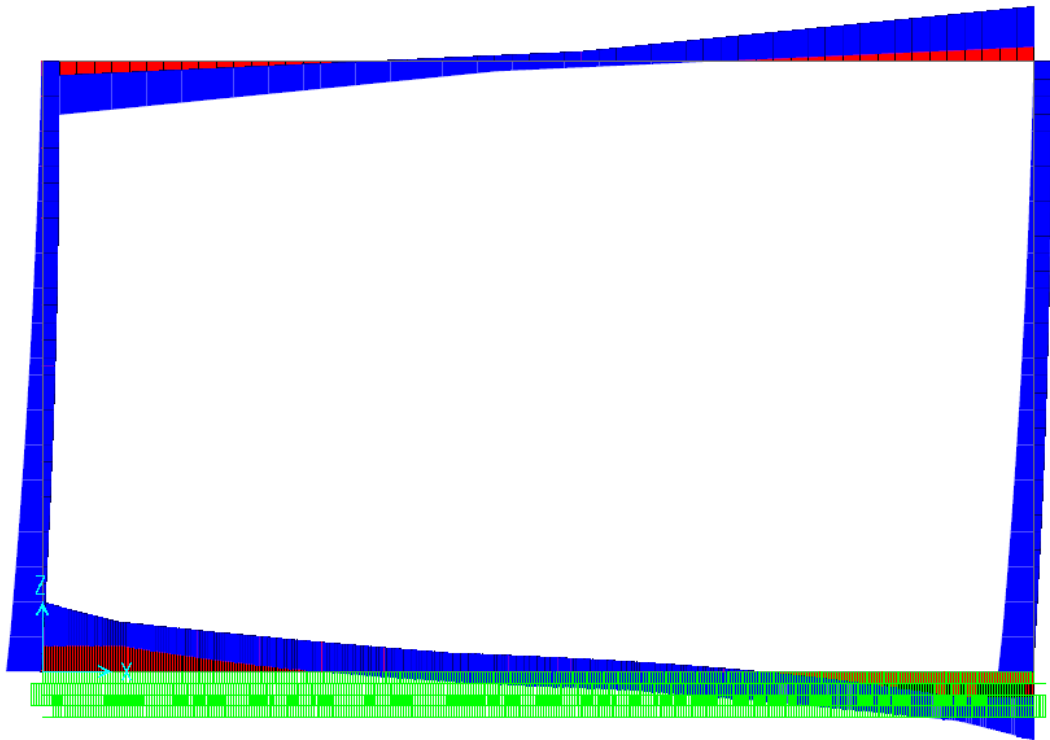
Per ottenere i valori massimi (sia negativi sia positivi, nel senso della convenzione di segno adottata) delle sollecitazioni, è stato considerato l'involuppo delle suddette condizioni di carico.

Nelle figure 29, 30, 31 sono riportati i diagrammi di momento flettente, taglio e sforzo normale di tale involuppo.

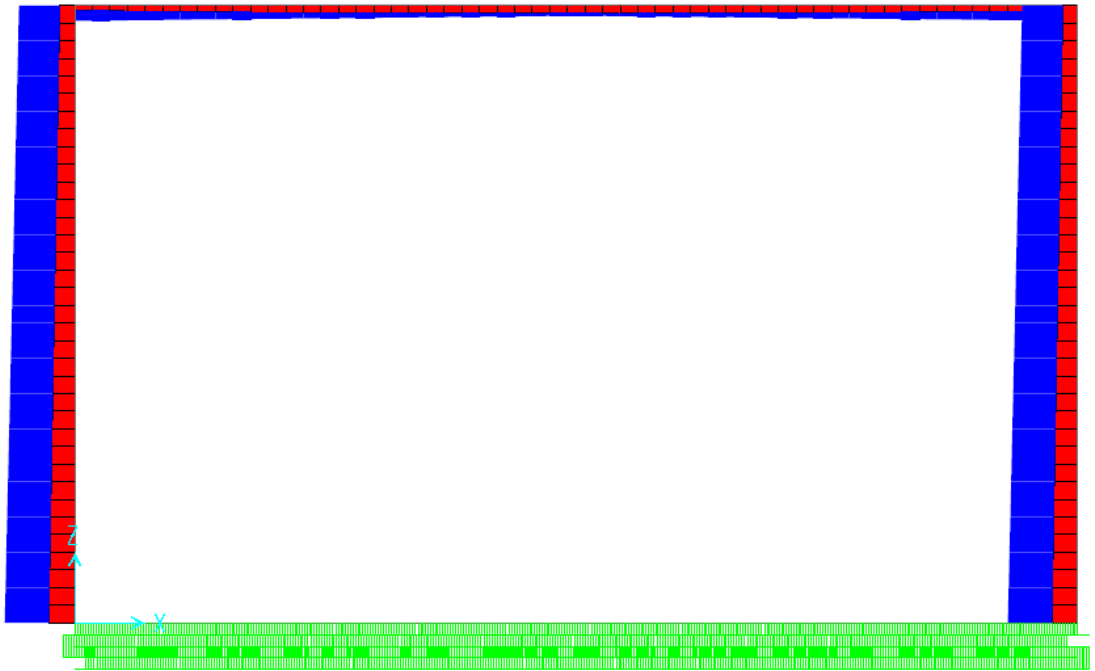
Nella tabella 7 sono riportati i valori massimi e minimi (massimi e minimi da intendersi dotati di segno) delle sollecitazioni, calcolati nelle sezioni più significative (incastri e mezzeria).



*Fig. 29: momento flettente (involuppo)*



*Fig. 30: Taglio (involuppo)*



*Fig. 31: Sforzo normale (involuppo)*

SOLETTA SUPERIORE			
Posizione	INCASTRO sx	MEZZERIA	INCASTRO dx
<b>Sollecitazione</b>			
Mmax (kNm)	-1506.654	1251.534	-1506.654
Mmin (kNm)	220.734	521.341	220.733
Nmax (kN)	-240.990	-161.890	-240.990
Nmin (kN)	-79.965	-127.660	-79.965
Vmax (kN)	-877.011	124.508	877.011
Vmin (kN)	-235.397	-124.508	235.397
SOLETTA INFERIORE			
Posizione	INCASTRO sx	MEZZERIA	INCASTRO dx
<b>Sollecitazione</b>			
Mmax (kNm)	1725.818	-613.925	1725.818
Mmin (kNm)	-39.522	-1359.066	-39.522
Nmax (kN)	0.000	0.000	0.000
Nmin (kN)	0.000	0.000	0.000
Vmax (kN)	1095.692	232.527	-1096.035
Vmin (kN)	408.655	-233.690	-408.679
PIEDRITTI			
Posizione	INCASTRO superiore	MEZZERIA	INCASTRO inferiore
<b>Sollecitazione</b>			
Mmax (kNm)	1506.354	748.279	1725.818
Mmin (kNm)	-220.734	104.300	-39.522
Nmax (kN)	-877.011	-989.949	-1102.886
Nmin (kN)	-235.397	-322.272	-409.147
Vmax (kN)	265.545	204.215	-576.278
Vmin (kN)	-9.661	-203.736	-22.738

Tabella 7: valori massimi e minimi delle sollecitazioni nelle sezioni più significative

Nella soletta inferiore lo sforzo normale è sempre nullo in quanto si assume che esso sia interamente assorbito dall'attrito fra terreno e struttura.

## 2.10 Verifiche

### 2.10.1 Verifiche a presso-flessione

Le tabelle 8-10 riportano le verifiche a presso-flessione per gli stati limite ultimi, eseguite per le sezioni significative (incastrati e mezzeria) di soletta superiore, soletta inferiore e piedritti. Per quanto riguarda le solette, essendo le armature simmetriche, le verifiche agli incastrati sono state accorpate in una sola verifica. Le figure 32-38 rappresentano i domini di resistenza calcolati per le sezioni considerate.

SOLETTA SUPERIORE		
Posizione	INCASTRATI	MEZZERIA
<b>Dati sezione</b>		
Larghezza b (cm)	100.00	100.00
Altezza h (cm)	100.00	100.00
Copriferro armatura tesa c1 (cm)	6.00	6.00
Copriferro armatura tesa c2 (cm)	11.00	/
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.00	6.00
Armatura tesa 1° strato c1 (cm <sup>2</sup> )	36.19	36.19
Armatura tesa 2° strato c2 (cm <sup>2</sup> )	21.24	/
Armatura compressa (cm <sup>2</sup> )	18.10	18.10
<b>Sollecitazioni di calcolo</b>		
N <sub>Ed</sub> (kN)	-240.99	-161.89
M <sub>Ed</sub> (kNm)	-1506.65	1251.53
<b>Momento resistente</b>		
M <sub>Rd</sub> (kNm)	-2034.00	1330.00

Tabella 8: verifica a presso-flessione per la soletta superiore

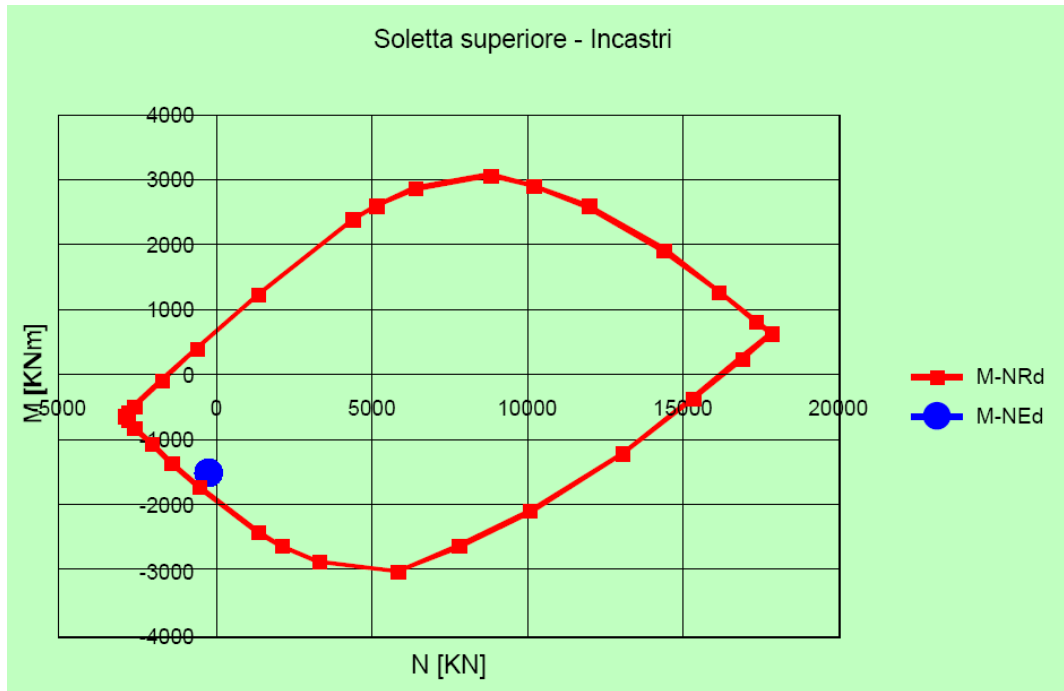


Fig 32: dominio di resistenza per le sezioni di incastro della soletta superiore

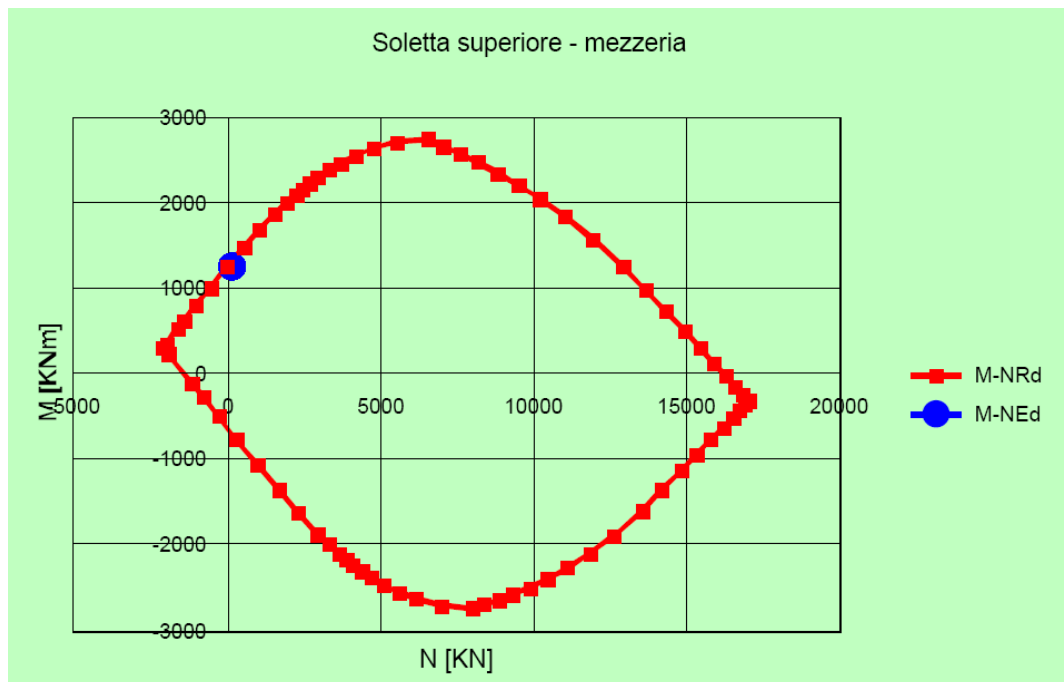


Fig 33: dominio di resistenza per la sezione di mezzeria della soletta superiore

SOLETTA INFERIORE		
Posizione	INCASTRI	MEZZERIA
<b>Dati sezione</b>		
Larghezza b (cm)	100.00	100.00
Altezza h (cm)	100.00	100.00
Copriferro armatura tesa c1 (cm)	6.00	6.00
Copriferro armatura tesa c2 (cm)	11.00	/
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.00	6.00
Armatura tesa 1° strato c1 (cm <sup>2</sup> )	36.19	42.47
Armatura tesa 2° strato c2 (cm <sup>2</sup> )	21.24	/
Armatura compressa (cm <sup>2</sup> )	21.24	18.10
<b>Sollecitazioni di calcolo</b>		
N <sub>Ed</sub> (kN)	0.00	0.00
M <sub>Ed</sub> (kNm)	1725.82	-1359.01
<b>Momento resistente</b>		
M <sub>Rd</sub> (kNm)	1932.00	-1473.00

Tabella 9: verifica a pressoflessione per la soletta inferiore

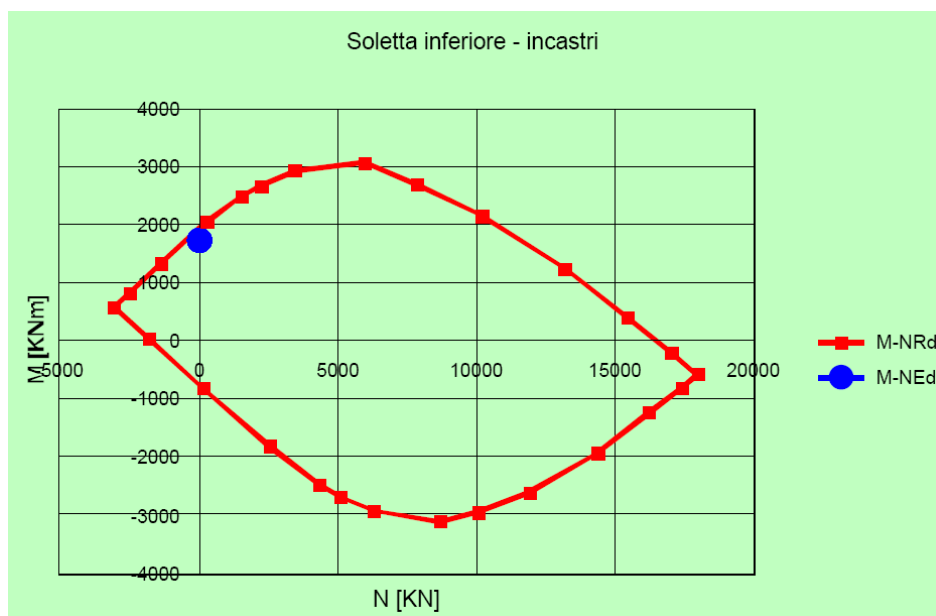


Fig 34: dominio di resistenza per le sezioni di incastro della soletta inferiore

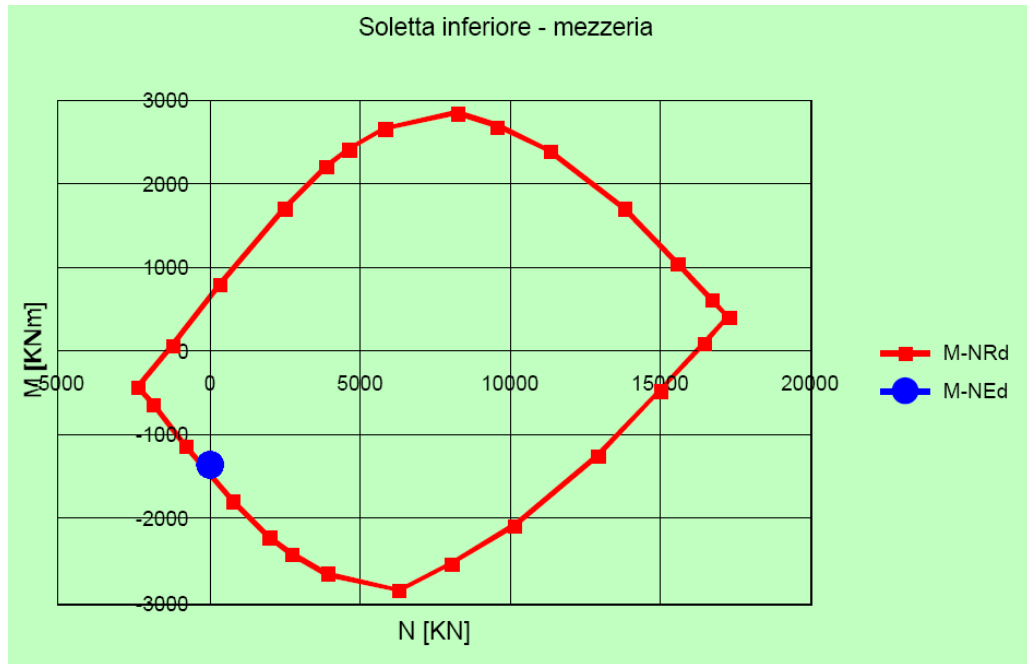


Fig 35: dominio di resistenza per la sezione di mezzeria della soletta inferiore

PIEDRITTI			
Posizione	INCASTRO SUPERIORE	MEZZERIA	INCASTRO INFERIORE
<b>Dati sezione</b>			
Larghezza b (cm)	100.00	100.00	100.00
Altezza h (cm)	100.00	100.00	100.00
Copriferro armatura tesa c1 (cm)	6.00	6.00	6.00
Copriferro armatura tesa c2 (cm)	11.00	/	11.00
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.00	6.00	6.00
Armatura tesa 1° strato c1 (cm <sup>2</sup> )	18.10	18.10	18.10
Armatura tesa 2° strato c2 (cm <sup>2</sup> )	21.24	/	21.24
Armatura compressa (cm <sup>2</sup> )	18.14	18.10	18.10
<b>Sollecitazioni di calcolo</b>			
N <sub>Ed</sub> (kN)	-877.01	-989.95	-1102.89
M <sub>Ed</sub> (kNm)	1506.35	748.28	1725.82
<b>Momento resistente</b>			
M <sub>Rd</sub> (kNm)	1684.00	1069.00	1772.00

Tabella 10: verifica a pressoflessione per i piedritti



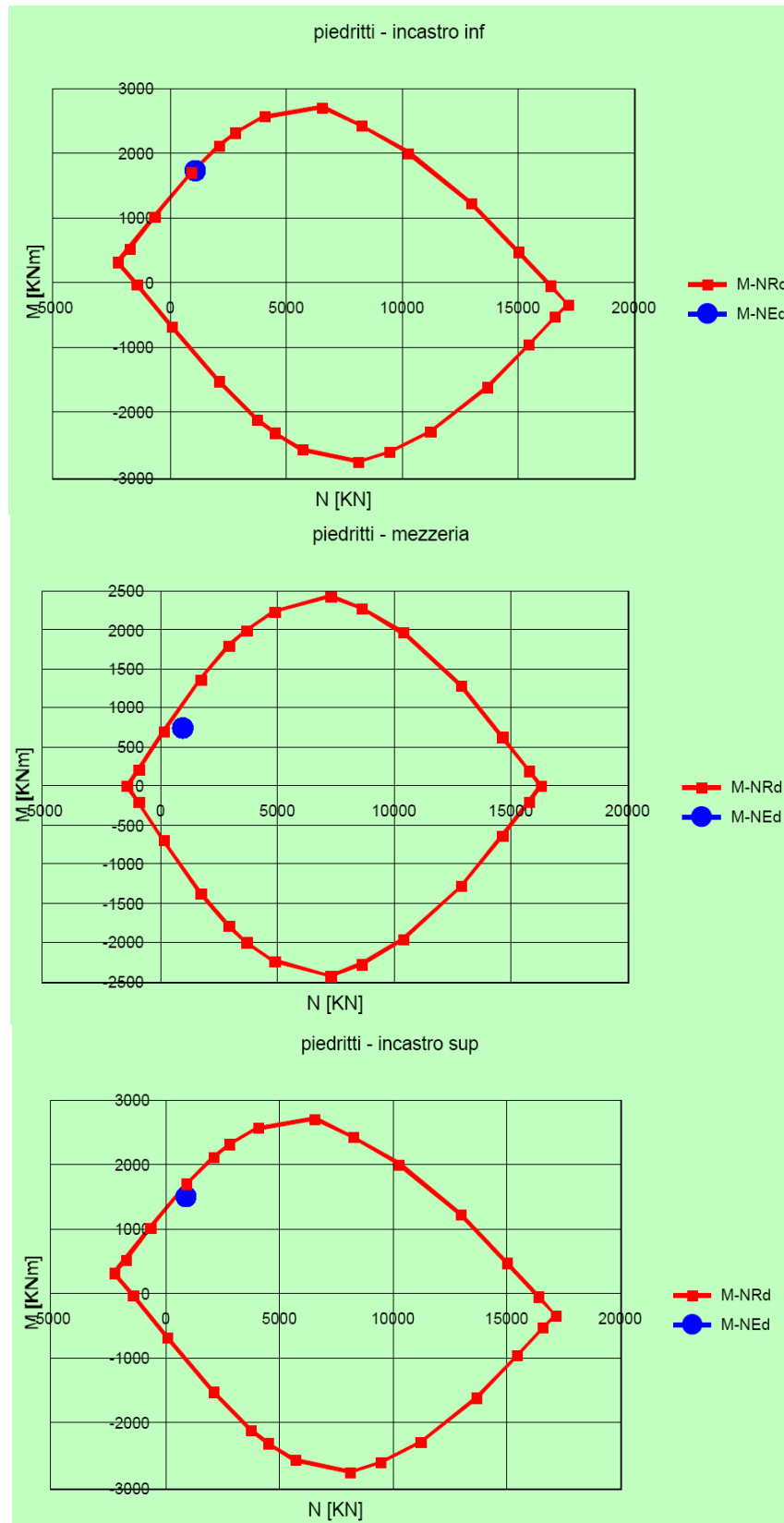


Fig. 36,37,38: domini di resistenza per le sezioni significative dei piedritti

### 2.10.2 Verifica a taglio

Le verifiche a taglio vengono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.

#### Soletta superiore

L'armatura a taglio disposta è la seguente:

- nelle zone critiche, ovvero nelle zone di incastro soletta-piedritto, si è adottato  $A_{staffe} = 30,8 \frac{cm^2}{m}$ , ottenuta con staffe  $\phi 14$  con 4 bracci, disposte per un tratto di 260 cm con passo 20 cm, la prima staffa è posizionata a 5 cm dalla sezione a filo del piedritto;
- nella zona restante, ovvero la parte centrale della soletta soggetta a sollecitazioni taglianti minori, si è adottata l'armatura minima prevista dalla normativa:  $A_{staffe,min} = 1,5 * b \frac{mm^2}{m}$ , con b spessore della sezione, quindi  $A_{staffe,min} = 15 \frac{cm^2}{m}$ , ottenuta con staffe  $\phi 14$  con 4 bracci, disposte con passo 33 cm

Con tale armatura otteniamo:

$V_{Ed} = 877.011$  kN, sollecitazione tagliante di calcolo

$V_{Rd} = 993.130$  kN, valore di resistenza a taglio

$V_{Rd} > V_{Ed}$ , verifica soddisfatta.

## Soletta inferiore

L'armatura a taglio disposta è la seguente:

- nelle zone critiche, ovvero nelle zone di incastro soletta-piedritto, si è adottato  $A_{staffe} = 40.2 \frac{cm^2}{m}$ , ottenuta con staffe  $\phi 16$  con 4 bracci, disposte per un tratto di 300 cm con passo 20 cm, la prima staffa è posizionata a 5 cm dalla sezione a filo del piedritto;
- nella zona restante, ovvero la parte centrale della soletta soggetta a sollecitazioni taglianti minori, si è adottata l'armatura minima prevista dalla normativa:  $A_{staffe,min} = 1.5 * b \frac{mm^2}{m}$ , con b spessore della sezione, quindi  $A_{staffe,min} = 15 \frac{cm^2}{m}$ , ottenuta con staffe  $\phi 14$  con 4 bracci, disposte con passo 33 cm

Con tale armatura otteniamo:

$V_{Ed} = 1095.7$  kN, sollecitazione tagliante di calcolo

$V_{Rd} = 1125.5$  kN, valore di resistenza a taglio

$V_{Rd} > V_{Ed}$ , verifica soddisfatta.

## Piedritti

La zona critica per il piedritto è all'incastro con la soletta inferiore, in cui si verifica il valore di taglio più elevato, seppur inferiore al valore nelle solette.

A partire dalla sezione a filo con la soletta, si dispongono staffe  $\phi 12$  a 4 bracci, con passo 20 cm per un tratto di 1 m.

Nella parte restante del piedritto si adotta l'armatura minima a taglio già illustrata per le solette.

Con tale armatura otteniamo:

$V_{Ed} = 576.278$  kN, sollecitazione tagliante di calcolo

$V_{Rd} = 595.878$  kN, valore di resistenza a taglio

$V_{Rd} > V_{Ed}$ , verifica soddisfatta.

### 2.10.3 Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione vengono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto, considerando le sollecitazioni dovute alla combinazione di carico 5, i cui valori di momento flettente e sforzo normale sono riportati in tabella 11.

SOLETTA SUPERIORE		
Posizione	INCASTRO sx	INCASTRO dx
<b>Sollecitazione</b>		
M (fessurazione) (kNm)	-351.649	-351.649
N (fessurazione) (kN)	-59.807	-59.807
SOLETTA INFERIORE		
Posizione	INCASTRO sx	INCASTRO dx
<b>Sollecitazione</b>		
M (fessurazione) (kNm)	555.802	555.802
N (fessurazione) (kN)	0.000	0.000
PIEDRITTI		
Posizione	INCASTRO superiore	INCASTRO inferiore
<b>Sollecitazione</b>		
M (fessurazione) (kNm)	351.649	555.802
N (fessurazione) (kN)	-273.460	-447.210

Tab. 11: valori di momento flettente e sforzo normale per la combinazione 5

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

- verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni considerate si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$ , se risulta  $\sigma_{ct} < \frac{f_{ctm}}{1.2}$  allora la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura della fessure;
- verifica di apertura delle fessure: per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura è pari a  $w_1=0.2$  mm, essendo 0.2 lo stato limite di fessurazione dovuto a condizioni ambientali aggressive, combinazione di azioni di azioni quasi permanente e armatura poco sensibile alla corrosione (acciai ordinari per c.a.)

Definiamo dunque  $f_{ctm}$  come la resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo:

$$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 0.3 * 28^{2/3} = 2.77 \frac{N}{mm^2} = 27.7 \frac{daN}{cm^2}$$

### **Soletta superiore**

$$M = 35165 \text{ daNm}$$

$$N = -5981 \text{ daN}$$

$$\sigma_{ct} = 15.78 \frac{daN}{cm^2} < \frac{27.7}{1.2} = 23.08 \frac{daN}{cm^2}$$

La verifica di formazione delle fessure è soddisfatta, non è necessario proseguire con la verifica di apertura delle fessure.

### **Piedritto – Incastro superiore**

$$M = 35165 \text{ daNm}$$

$$N = -27346 \text{ daN}$$

$$\sigma_{ct} = 15.07 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < \frac{27.7}{1.2} = 23.08 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

La verifica di formazione delle fessure è soddisfatta, non è necessario proseguire con la verifica di apertura delle fessure.

### **Piedritto – Incastro inferiore**

$$M = 55580.2 \text{ daNm}$$

$$N = -44721 \text{ daN}$$

$$\sigma_{ct} = 23.03 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < \frac{27.7}{1.2} = 23.08 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

La verifica di formazione delle fessure è soddisfatta, non è necessario proseguire con la verifica di apertura delle fessure.

### **Soletta inferiore**

$$M = 55580.2$$

$$N = 0$$

$$\sigma_{ct} = 25.53 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} > \frac{27.7}{1.2} = 23.08 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

In questo caso la verifica di formazione delle fessure non è soddisfatta. Si procede con la verifica di apertura delle fessure, riportata in tabella 12.

<b>Calcolo della distanza media tra le fessure:</b>			
Barre ad aderenza migliorata(Y/N)?	y		
Coeff. che caratterizza l'aderenza:	k2	0.4	
Coeff. che tiene conto del diagramma delle tensioni:	k3	0.188	
Larghezza efficace:	beff.	100.00	cm
Altezza efficace:	deff.	24.00	cm
Area efficace:	Ac.eff.	2400.30	cm <sup>2</sup>
Area acciaio posta in Ac.eff.:	As	57.43	cm <sup>2</sup>
Percentuale di armatura efficace:	ρr	0.024	
Distanza media tra le fessure:	Srm	<b>22.02</b>	cm
<b>Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura:</b>			
Tensione dell'acciaio:	σs	1205.55	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione dell'acciaio 1° fessurazione:	σsr	1364.34	daN/cm <sup>2</sup>
Coeff. rappresentativo aderenza:	β1	1	
Carichi di lunga durata(Y/N)?	y		
Coeff. durata carichi:	β2	0.5	
Deformazione unitaria media:	εsm	0.0002296	
<b>Calcolo ampiezza delle fessure:</b>			
Coefficiente di riduzione:	cmin/c	0.67	
Ampiezza ridotta:	wrid.	<b>0.057</b>	mm
		<b>VERIFICATO</b>	

Tabella 12: verifica di apertura delle fessure per la sezione di incastro della soletta inferiore

#### 2.10.4 Verifiche alle tensioni di esercizio

##### Calcestruzzo

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$  deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$$

per la combinazione di carico quasi permanente.

Dunque:

$$\sigma_c = 2.765 \frac{N}{mm^2} < 0.45 * 28 = 12.6 \frac{N}{mm^2}, \text{ verifica soddisfatta.}$$

## Acciaio

Per l'acciaio la tensione massima deve rispettare la limitazione:

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$$

Dunque:

$$\sigma_s = 33.505 \frac{N}{mm^2} < 0.8 * 450 = 360 \frac{N}{mm^2}, \text{ verifica soddisfatta.}$$



### 2.11 Armatura di ripartizione dello scatolare

L'armatura di ripartizione viene di solito disposta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale.

La scelta in questo senso è di  $(4+4) \phi 16/m$ , illustrata in figura 39.

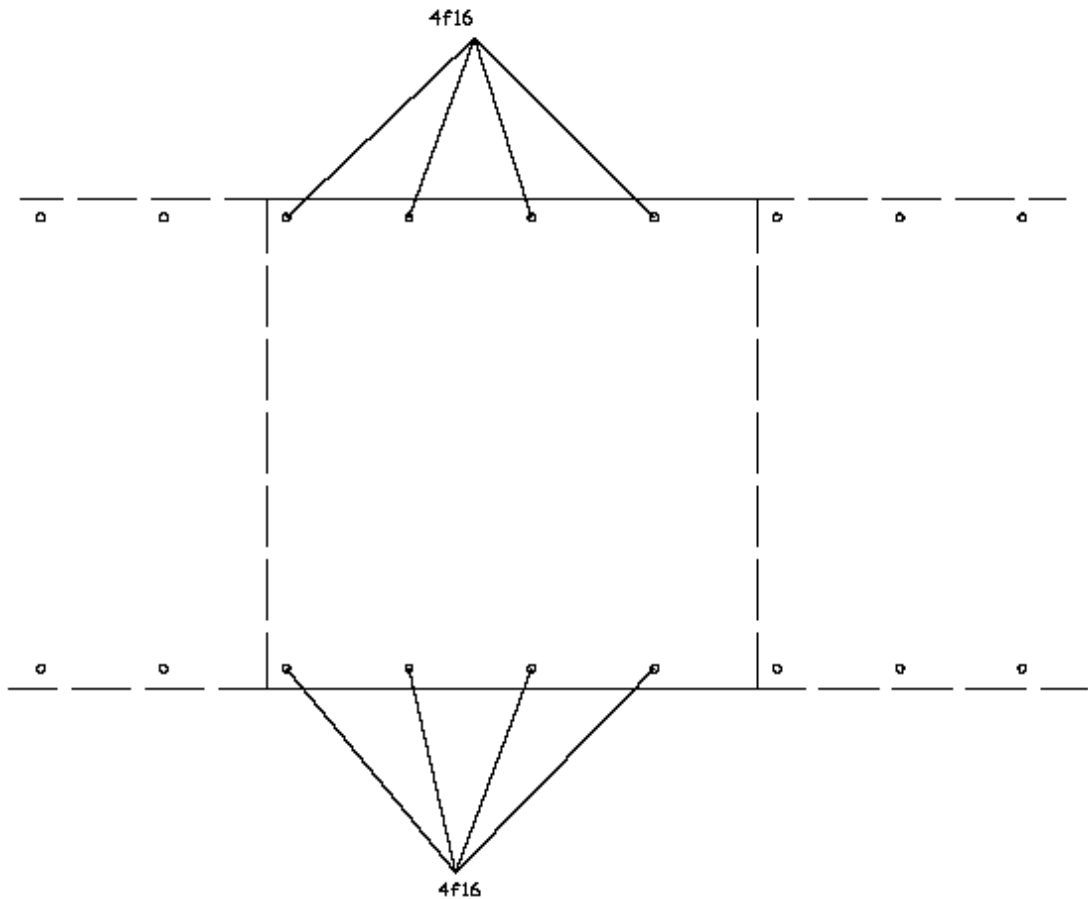


Fig. 39: armatura di ripartizione

La zona dove le sollecitazioni secondarie sono massime è la mezzeria della soletta superiore, dove i carichi presenti non uniformemente sul manufatto producono i massimi effetti flessionali trasversali che devono essere assorbiti dall'armatura di ripartizione.

Schematizzando la soletta superiore come una lastra infinitamente lunga in direzione  $y$  appoggiata sui bordi distanti  $l_x$ , si valuta, con l'ausilio di risultati tabellati (formule di Bitter), il massimo momento flettente in direzione  $y$ , sotto l'effetto di una fascia caricata di larghezza  $t_y$ , (larghezza di impronta del carico localizzato) con pressione pari a  $p$  (fig. 40).

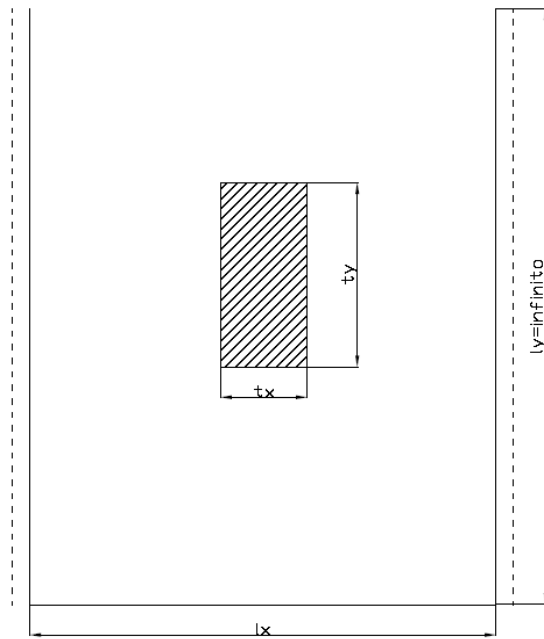


Fig. 40: piastra rettangolare appoggiata sui quattro lati caricata uniformemente su una zona rettangolare centrale

In tabella 13 sono riportati i valori del coefficiente  $\alpha_{ym}$ , utilizzato nel calcolo del massimo momento flettente in direzione y.

$\frac{t_x}{l_x}$ $\frac{t_y}{l_x}$	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05
1.00	0.0210	0.0230	0.0250	0.0268	0.0285	0.0299	0.0312	0.0322	0.0330	0.0334	0.0335
0.90	0.0245	0.0269	0.0292	0.0313	0.0333	0.0351	0.0366	0.0378	0.0388	0.0393	0.0395
0.80	0.0286	0.0314	0.0341	0.0366	0.0390	0.0411	0.0430	0.0445	0.0456	0.0463	0.0465
0.70	0.0333	0.0366	0.0398	0.0428	0.0457	0.0483	0.0506	0.0525	0.0539	0.0548	0.0550
0.60	0.0388	0.0427	0.0464	0.0501	0.0535	0.0567	0.0596	0.0620	0.0639	0.0651	0.0654
0.50	0.0452	0.0496	0.0541	0.0585	0.0627	0.0667	0.0704	0.0736	0.0761	0.0778	0.0782
0.40	0.0525	0.0578	0.0630	0.0683	0.0735	0.0786	0.0834	0.0878	0.0914	0.0938	0.0945
0.30	0.0608	0.0670	0.0732	0.0796	0.0861	0.0927	0.0993	0.1055	0.1111	0.1150	0.1161
0.20	0.0703	0.0774	0.0849	0.0926	0.1008	0.1095	0.1186	0.1280	0.1372	0.1449	0.1471
0.10	0.0809	0.0892	0.0981	0.1075	0.1179	0.1293	0.1422	0.1569	0.1739	0.1921	0.1993
0.05	0.0867	0.0957	0.1053	0.1157	0.1273	0.1405	0.1558	0.1745	0.1979	0.2290	0.2472

Tab. 13: valori di  $\alpha_{ym}$

Siano:

- $l_y = \infty$
- $P = p * t_x * t_y$
- $M_{ym} = \alpha_{ym} * P$

Nel caso in esame abbiamo:

$t_x = l_x = 10.3m$ , misura presa a filo montanti;

$t_y = 4m$ , pari alla larghezza di diffusione;

$p = (23.4 + 51) \frac{kN}{m^2} = 74.4 \frac{kN}{m^2}$ , pressione dovuta al ricoprimento e al treno;

$P = p * t_y * l_x = 74.4 * 4 * 10.3 = 3065.3kN$  ;

$t_y / l_x = 0.39$ ;

$t_x / l_x = 1$

Dalla tabella ricaviamo

$\alpha_{ym} = 0.0542$

da cui

$M_{ym} = 0.0542 * 3065.3 = 166kNm/m$

### 2.11.1 Verifica di resistenza

Considerando l'armatura di ripartizione disposta sull'opera, la verifica è stata condotta con il metodo delle tensioni ammissibili ed è illustrata in tabella 14.

<b>VERIFICA DI RESISTENZA</b>			
<b>Dati sezione e armatura</b>			
H	100	cm	altezza sezione
b	100	cm	larghezza sezione
h'	4	cm	copriferro armatura di ripartizione
A <sub>a</sub>	8.04	cm <sup>2</sup>	1Φ16/25 cm, armatura superiore
A <sub>a'</sub>	8.04	cm <sup>2</sup>	1Φ16/25 cm, armatura inferiore
<b>Dati verifica</b>			
x	13.3	cm	posizione asse neutro
σ <sub>c,amm</sub>	11	MPa	tensione di compressione ammissibile per il cls
σ <sub>s,amm</sub>	255	MPa	tensione ammissibile per l'acciaio
σ <sub>c</sub>	2.42	MPa	massima tensione nel cls
σ <sub>s</sub>	225.3	MPa	massima tensione nell'acciaio

*Tab. 14: verifica di resistenza armatura di ripartizione*

L'armatura disposta è ampiamente sufficiente ad assorbire le modeste sollecitazioni trasversali secondarie che possono nascere nella struttura dello scatolare.

### 3. Platea di varo e muro reggispinta

Come già spiegato 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 reggispinta, necessario per garantire la necessaria azione di contrasto ai martinetti durante le fasi di spinta.

#### 3.1 Azioni e sollecitazioni

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

##### 3.1.1 Configurazione 1

È la configurazione che si ha all'inizio delle operazioni di spinta (fig. 39).

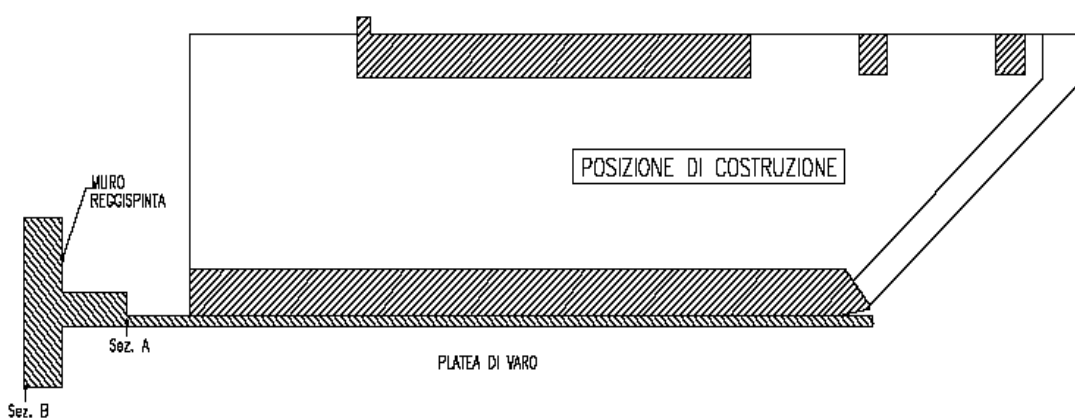


Fig. 41: configurazione all'inizio delle operazioni di spinta.

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, si assume quindi 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 configurazione 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 reggispinta (sez. 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 considera un coefficiente di attrito pari a 0.577, ovvero pari a  $\text{tg}30^\circ$ , essendo  $30^\circ$  l'angolo di attrito fra terreno e soletta di varo.

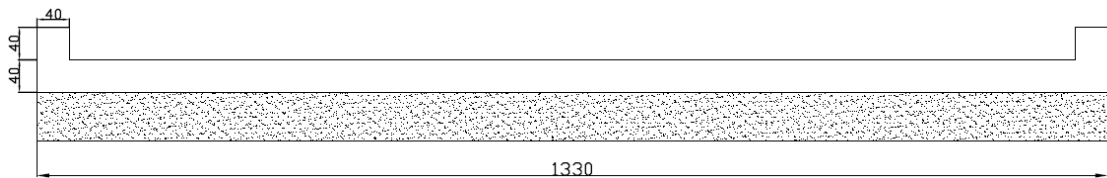


Fig. 42: sezione trasversale platea di varo

Date quindi le seguenti dimensioni

- $L_s=40$  m, lunghezza media dello scatolare
- $L_p=47$  m, lunghezza platea di varo
- $B_p=13.3$  m, larghezza platea di varo (essendo 12.3 m la larghezza totale del monolite, 0.40 m la larghezza delle due guide laterali necessarie per direzionare il monolite e 0.2 m il gioco tra guide laterali e monolite);
- $h_p=0.40$  m, altezza platea di varo, trascurando l'altezza delle due guide laterali;

calcoliamo lo sforzo  $S_A$  nella sezione A, ovvero la sezione di attacco tra muro reggispinta e platea di varo.

$$P_s = [2 * (1 * 12.3) + 2 * (1 * 5.95)] * 40 * 25 = 36500 \text{ kN}, \text{ peso dello scatolare}$$

$$P_p = (0.4 * 13.3 + 2 * 0.4 * 0.4) * 47 * 25 = 6627 \text{ kN}, \text{ peso della platea}$$

$$S_A = 36500 * 1.05 - (36500 + 6627) * 0.577 = 13441 \text{ kN}$$

Per metro di platea la spinta risulta

$$s_A = 13441/13.3 = 1011 \frac{kN}{m}$$

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 reggispinta deve assorbire l'azione dei martinetti diminuita dello sforzo presente nella platea di varo (sez. A). Questa spinta sul muro risulta inferiore a quella presente nella configurazione 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 configurazione 1 alla configurazione finale 2.

### 3.1.2 Configurazione 2

Questa configurazione corrisponde alla fase in cui il monolite è uscito dalla platea di varo e la spinta è nella fasi finali (fig. 41).

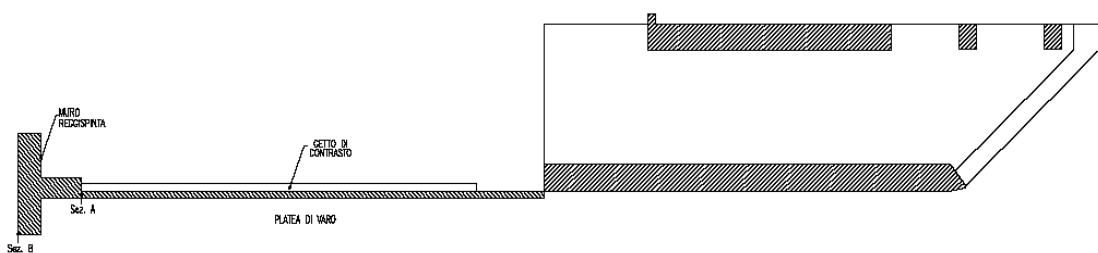


Fig. 43: configurazione 2

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

Pertanto, l'azione applicata al muro reggispinta, valutata nella configurazione 2 nella sezione B, risulta:

$$S_B = A_b + A_l - A_{p-t}$$

con  $A_b$ ,  $A_l$ ,  $A_{p-t}$  rispettivamente:

- $A_b$  = attrito alla base del monolite; in base a quanto accertato da ditte specializzate, si assume un coefficiente di attrito pari a 0.8;
- $A_l$  = attriti laterali; per la natura dei materiali in situ si può individuare il valore di attrito in  $20kN/m^2$ ;
- $A_{p-t}$  = attrito terreno-platea di varo, terreno-muro reggispinta; si assume il coefficiente di attrito platea-terreno e muro-terreno pari a 0.577 definito in precedenza.

Per tali grandezze otteniamo:

$$A_b = 36500 * 0.8 = 29200kN$$

$$A_l = 2 * 40 * 7.95 * 20 = 12720kN$$

In fig. 42 è riportata la sezione longitudinale del muro reggispinta, da cui ricaviamo le dimensioni per il calcolo del peso del muro.



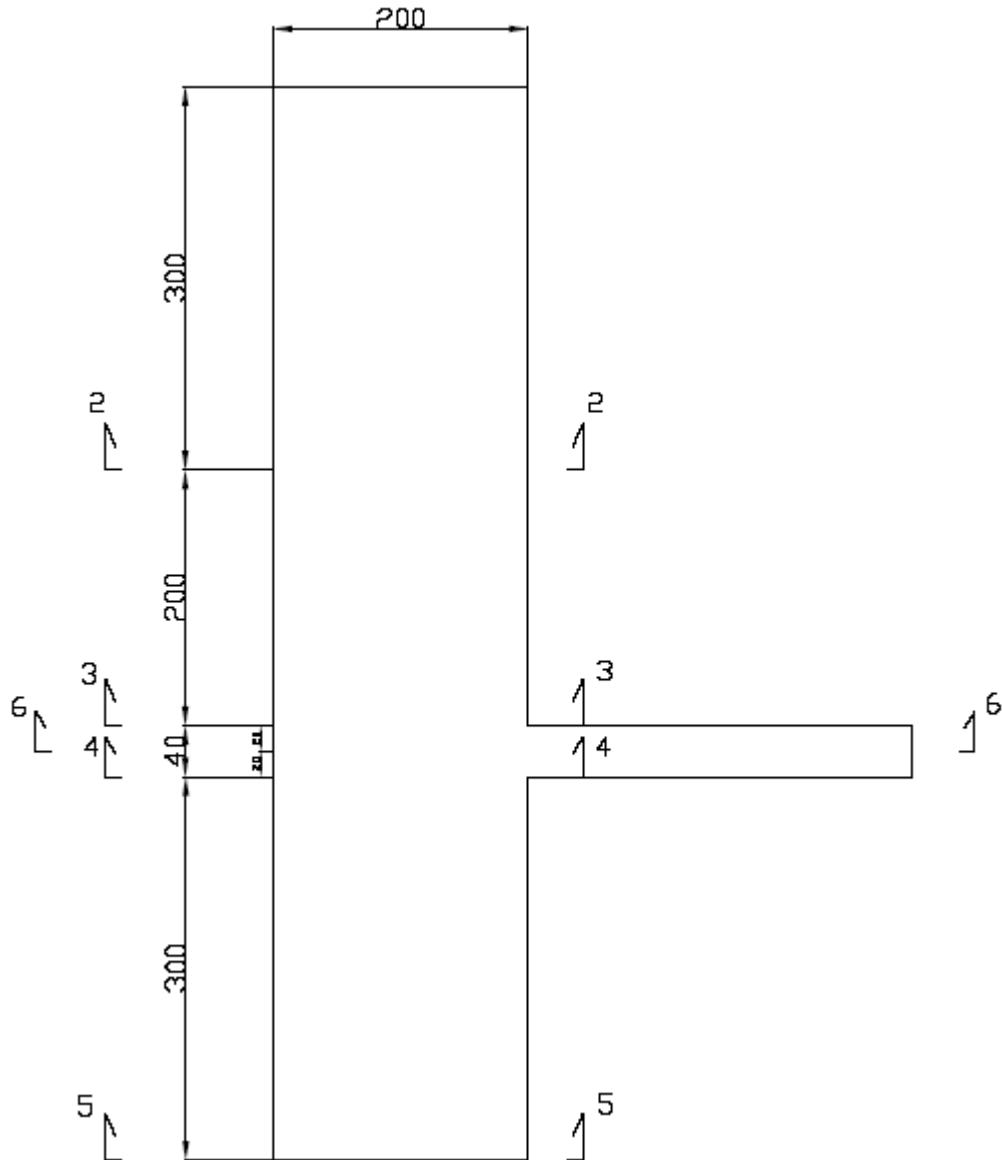


Fig. 44: sezione longitudinale muro reggispinta

$$P_{muro} = 8.40 * 2 * 13.3 * 25 = 5586kN$$

da cui

$$A_{p-t} = (P_p + P_{muro}) * 0.577 = (6627 + 5586) * 0.577 = 7047kN$$

Per la spinta nella sezione B otteniamo dunque:

$$S_B = 29200 + 12720 - 7047 = 34873kN$$

Per metro di muro la spinta risulta:

$$s_B = 34873/13.3 = 2622.1 \frac{kN}{m}$$

Questa spinta deve essere equilibrata dalla spinta passiva del terreno retrostante al muro reggispinta, valutata sull'altezza del muro assumendo i seguenti parametri:

$\phi = 35^\circ$ , angolo di attrito del terreno;

$\gamma_t = 19 \frac{kN}{m^3}$ , peso specifico del terreno;

$h_t = 2m$ , spessore del terreno al di sopra del muro;

Il coefficiente di spinta passiva risulta:

$$\lambda_p = tg^2(45 + \frac{\phi}{2}) = 3.69$$

Si valutano le pressioni dovute alla spinta passiva agenti alle quote corrispondenti alle sezioni 1-1, 2-2, 3-3, 4-4, 5-5:

$$p_p(1-1) = \gamma_t * h_t * \lambda_p = 19 * 2 * 3.69 = 140.22 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_p(2-2) = 140.22 + 19 * 3 * 3.69 = 350.55 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_p(3-3) = 140.22 + 19 * 5 * 3.69 = 490.77 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_p(4-4) = 140.22 + 19 * 5.90 * 3.69 = 518.81 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_p(5-5) = 140.22 + 19 * 8.40 * 3.69 = 729.15 \frac{kN}{m^2}$$

La spinta per metro di muro risulta quindi:

$$s_p = (140.22 + 729.15) * \frac{8.40}{2} = 3651.3 \frac{kN}{m}$$

L'azione applicata al muro reggispinta  $s_B$  risulta inferiore alla spinta passiva del terreno  $s_P$ :

$$s_B = 2622.1 \frac{kN}{m} < s_P = 3651.3 \frac{kN}{m}$$

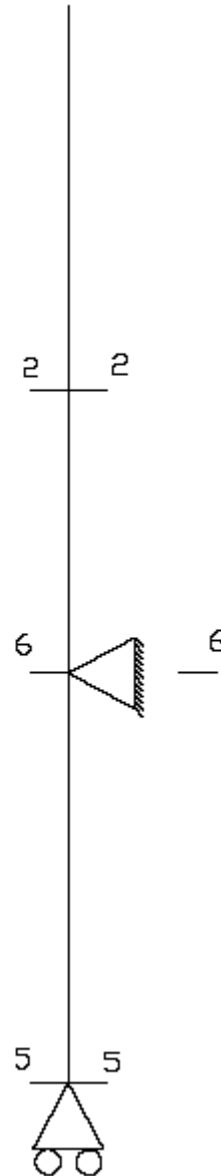
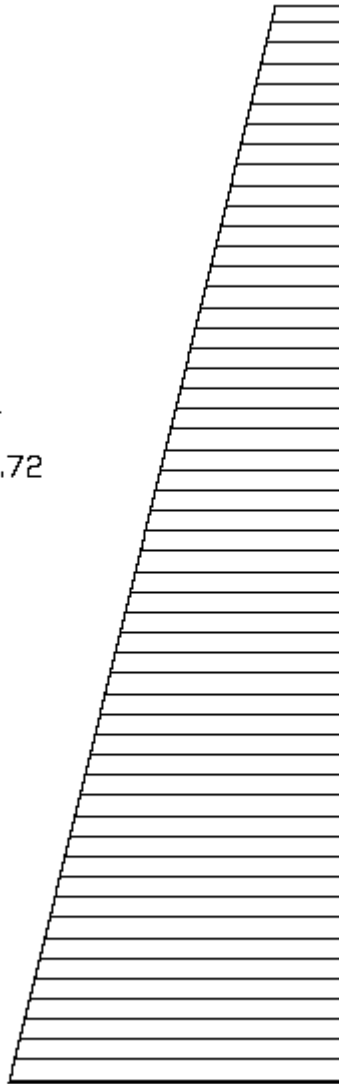
per cui si ha una coefficiente di sicurezza pari al rapporto tra le due spinte:

$$s = \frac{3651.3}{2622.1} = 1.4$$

Si nota inoltre che la quota della risultante delle pressioni passive, posta ad una distanza di 3.20 m a partire dalla base del muro reggispinta, è quasi coincidente con la quota della risultante della spinta dei martinetti e dell'azione resistente della platea di varo.

Per il calcolo dell'armatura verticale del muro reggispinta e per le relative verifiche, si schematizza il muro reggispinta come una trave verticale provvista della situazione di vincolo illustrata in figura 45.

Spinta passiva  
ridotta del  
coefficiente 0.72



Le sollecitazioni flessionali e taglianti vengono valutate a partire della spinta passiva del terreno moltiplicata per un coefficiente riduttivo pari all'inverso del coefficiente di sicurezza  $s$ :

$$\rho = \frac{1}{s} = 0.72$$

In questo modo si tiene conto dell'effettivo stato di sollecitazione del muro (la spinta passiva del terreno non viene evocata completamente ma solo una quota parte, equivalente alla spinta  $s_B$ ).

Le sollecitazioni taglianti e flettenti vengono calcolate per una striscia di muro larga 1 m (fig. 45).

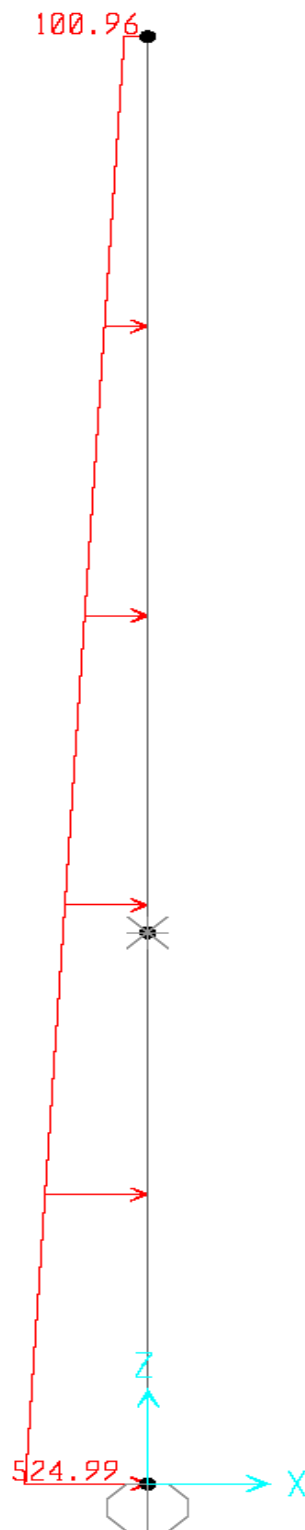
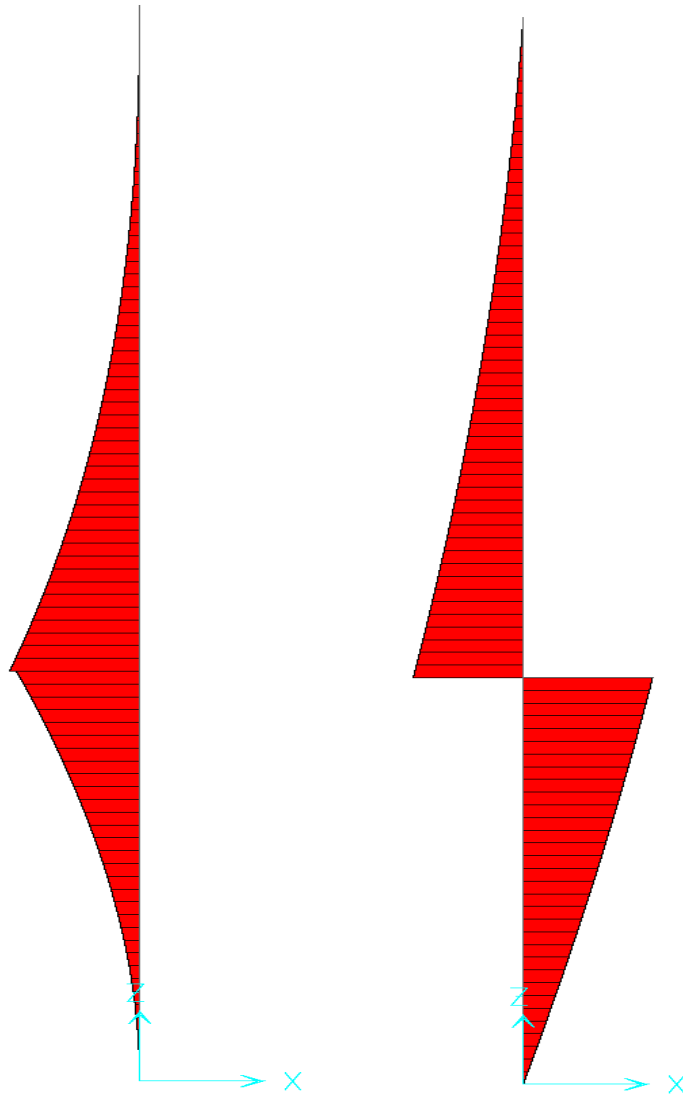


Fig. 45: spinta passiva sul muro reggispinta ridotta del coefficiente 0.72 (kN/m)

In figura 46 e 47 sono riportati i grafici di momento flettente e sforzo di taglio.



*Fig. 46, 47: momento flettente e taglio (muro reggispinta)*

In tabella 15 sono riportati i valori di momento flettente e taglio nelle sezioni 2-2, 3-3, 6-6. Nella sezione 6-6 si hanno i valori massimi di momento flettente e taglio, lo sforzo normale è dovuto esclusivamente al peso proprio del muro.

MURO REGGISPINTA			
Sezione	2_2	3_3	6_6
<b>Sollecitazione</b>			
M (kNm)	681.48	2313.66	2547.96
N (kN)	-150.00	-250.00	-260.00
V (kN)	-530.04	-1135.80	1421.51

Tab. 15: valori di momento flettente e taglio nel muro reggispinta

### 3.2 Verifiche

Le verifiche, sia per il muro reggispinta sia per la platea di varo, sono condotte secondo il metodo delle tensioni ammissibili.

I valori di tensione ammissibile per acciaio B450C e calcestruzzo di classe C16/20 sono:

$$\sigma_{s,amm} = 255MPa$$

$$\sigma_{c,amm} = -7.25MPa$$

### 3.2.1 Muro reggispinta

Le verifiche sono state condotte nelle sezioni 2-2 e 6-6. In tabella 16 sono riportate le verifiche a pressoflessione.

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - MURO REGGISPINTA		
Sezione	2_2	6_6
<b>Dati sezione</b>		
Larghezza b (cm)	100.00	100.00
Altezza h (cm)	200.00	200.00
Copriferro armatura tesa c1 (cm)	7.00	7.00
Copriferro armatura tesa c2 (cm)	/	12.000
Copriferro armatura compressa c' (cm)	7.00	7.00
Armatura tesa 1° strato c1 (cm <sup>2</sup> )	30.41	30.41
Armatura tesa 2° strato c2 (cm <sup>2</sup> )	/	53.09
Armatura compressa (cm <sup>2</sup> )	10.18	10.18
<b>Sollecitazioni di calcolo</b>		
N <sub>Ed</sub> (kN)	-150.00	-260.00
M <sub>Ed</sub> (kNm)	681.48	2547.96
<b>Tensioni nel cls e nell'acciaio</b>		
σ <sub>c</sub> (MPa)	-1.98	-5.02
σ <sub>s</sub> (MPa)	101.60	182.1

Tab.16: verifica a pressoflessione per il muro reggispinta

L'armatura a taglio consta di staffe  $\phi 16$  a 4 bracci, disposte per un tratto di 2.75 m, con passo 25 cm, a partire dalla sezione a quota 1.75 m misurati dalla base del muro. Nelle zone restanti non si dispone armatura a taglio in quanto si verifica che

$$\tau_{\max} < \tau_{c0}$$

La verifica è condotta nelle sezioni 2-2 e 6-6 ed è riportata in tabella 17.



VERIFICA A TAGLIO - MURO REGGISPINTA		
Sezione	2_2	6_6
<b>Dati sezione</b>		
Larghezza b (cm)	100.00	100.00
Altezza h (cm)	200.00	200.00
Copriferro armatura tesa c1 (cm)	7.00	7.00
Copriferro armatura tesa c2 (cm)	/	12.000
Copriferro armatura compressa c' (cm)	7.00	7.00
Armatura a taglio (cm <sup>2</sup> /m)	non disposta	32.15
<b>Sollecitazioni di calcolo</b>		
V <sub>Ed</sub> (kN)	-530.04	1421.51
<b>Tensioni nel cls e nell'acciaio</b>		
τ <sub>c0</sub> (MPa)	0.47	0.47
τ <sub>max</sub> (MPa)	0.31	0.82
σ <sub>s</sub> (MPa)	/	254.40

Tab. 17 verifica a taglio del muro reggispinta

### 3.2.2 Platea di varo

Le azioni flessionali e taglianti in direzione trasversale, dovute al peso del manufatto che poggia sulla platea, sono modeste, si dispone quindi l'armatura (1+1)φ 10/50 cm in direzione trasversale, trascurando le verifiche a flessione e taglio.

Le azioni maggiormente sollecitanti, illustrate nel paragrafo 4.1.1, sono in direzione longitudinale. Essendo la platea di varo soggetta allo sforzo di trazione  $s_A$  (valore massimo di trazione, presente nella sezione di attacco con il muro reggispinta), si verificano solo le armature trascurando il contributo del calcestruzzo.

$$\sigma_{s,amm} = 255 \text{ MPa} = 255000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}, \text{ tensione ammissibile dell'acciaio}$$

$$A_{s,min} = \frac{s_A}{\sigma_{s,amm}} = \frac{1011}{255000} = 39.65 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}, \text{ area minima per metro di platea}$$

Si dispone quindi l'armatura  $(5+5) \phi 26/m$ , ovvero

$$A_s = 53.07 \frac{cm^2}{m}$$

$$\sigma_s = \frac{S_A}{A_s} = 190.5 MPa < \sigma_{s,amm}$$

Allontanandosi dal muro reggispinta, l'armatura viene ridotta poiché diminuisce lo sforzo di trazione, fino a diventare nullo nella sezione libera.

## Conclusioni

Il lavoro svolto per la tesi ha riguardato il dimensionamento delle strutture in calcestruzzo armato di un sottovia carrabile e delle opere di contrasto, quali il muro reggispinta e la platea di varo, necessarie per effettuare la spinta oleodinamica del monolite nel rilevato ferroviario. Opere di questo tipo sono di solito inserite in contesti più ampi che prevedono la modifica della viabilità di una certa zona. Infatti a tali opere si accompagnano, spesso, l'eliminazione di passaggi a livello che penalizzano la circolazione stradale e la realizzazione, ad esempio, di rotatorie che agevolano l'ingresso delle automobili nel sottopasso e che ridisegnano la viabilità della zona.

Per cui, il presente lavoro di tesi può essere visto come il progetto definitivo dell'opera principale di un intervento più ampio che prevede, sostanzialmente, la modifica della viabilità della zona interessata dall'intervento.

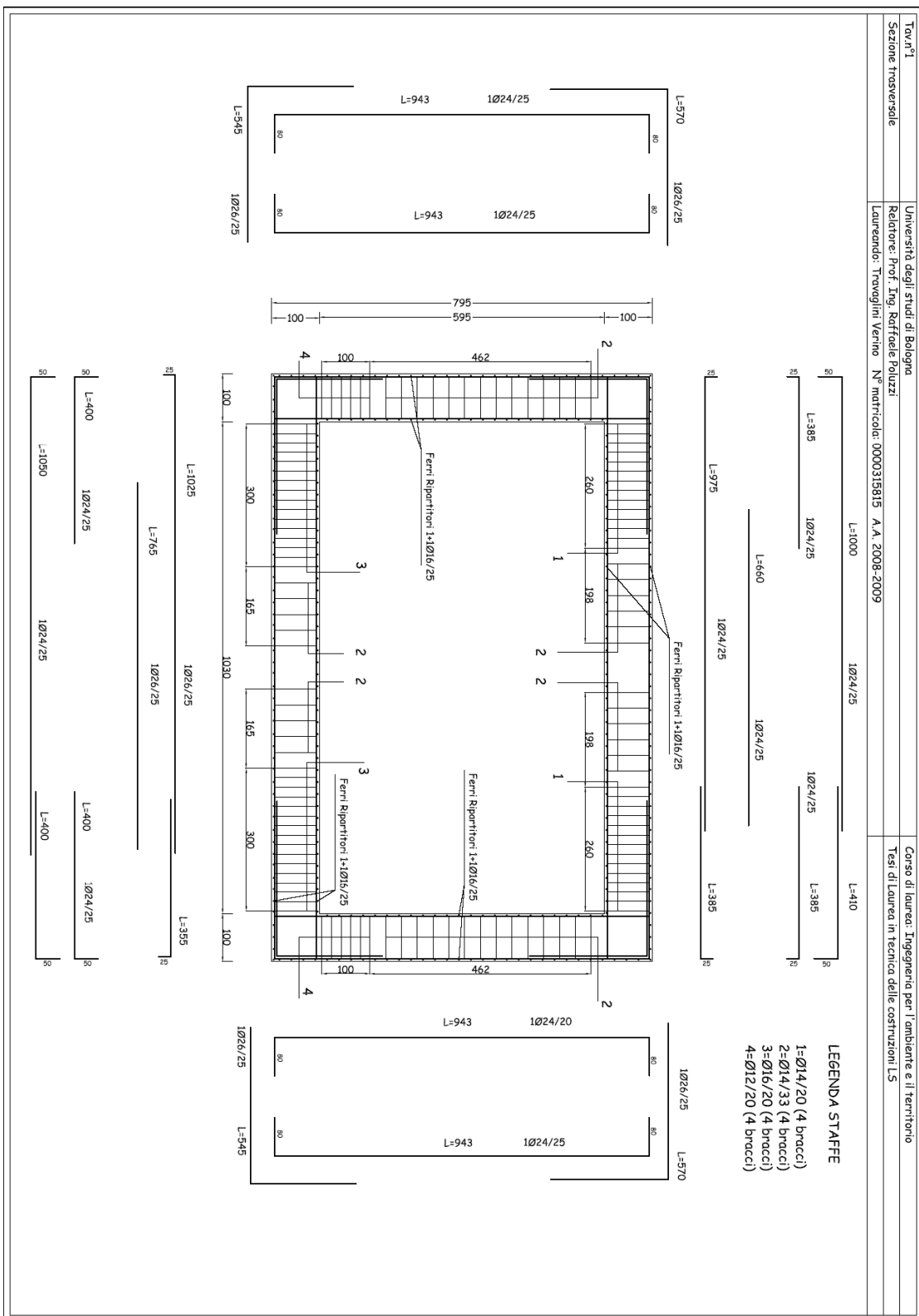
Il dimensionamento del monolite è stato effettuato considerando le azioni classiche che interessano una struttura interrata, l'azione sismica in un sito di categoria 2 e le azioni derivanti dal traffico ferroviario. I risultati hanno portato alla definizione dell'armatura in acciaio riportata nella tavola 1, i cui particolari sono indicati nelle tavole 2,3,4. Le verifiche sono state eseguite con il metodo degli stati limite.

Il dimensionamento della platea di varo e del muro reggispinta è stato 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. L'armatura disposta per la platea di varo e per il muro reggispinta è illustrata in tavola 5. Le verifiche, in questo caso, sono state condotte con il metodo delle tensioni ammissibili.

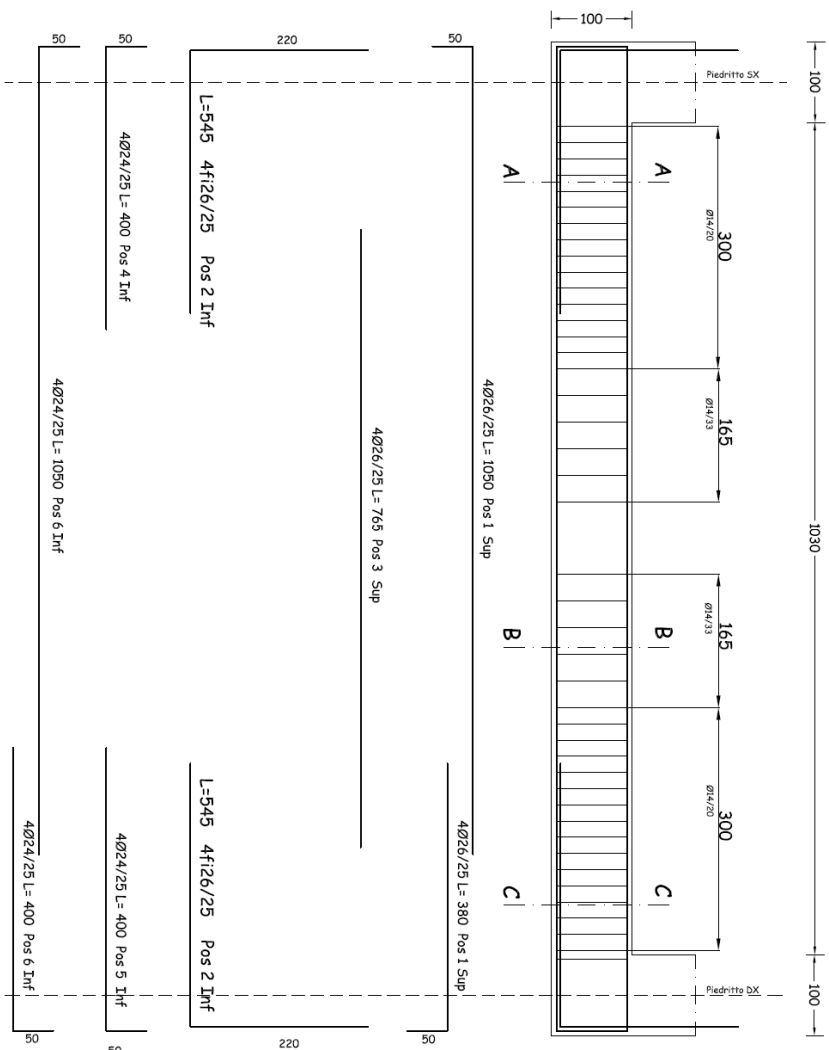
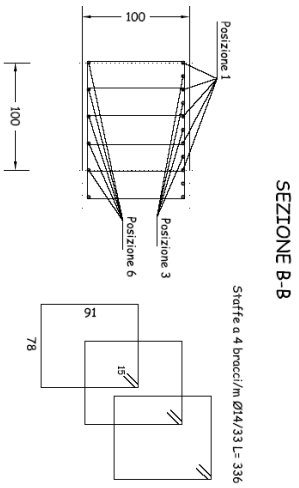
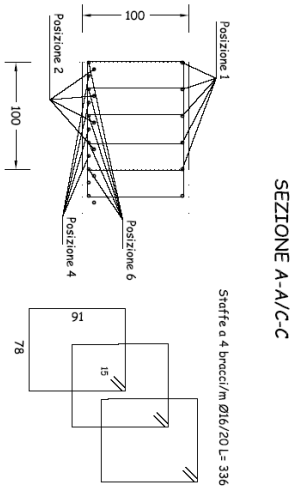
## **Bibliografia**

- *Studio sui ponti provvisori* – Associazione Ferroviaria Mantova Peschiera
- *Il Sistema Essen per l'esecuzione del sottopasso ferroviario di Viale Belfiore a Firenze – Stazione di S.M. Novella* – Dott. Ing. Leopoldo Impellizzeri
- *Nuovo ponte provvisorio Bologna* – Dott. Ing. Modesto Di Nuzzo, Dott. Ing. Aldo Isi

# Allegati – Tavole 1, 2, 3, 4, 5

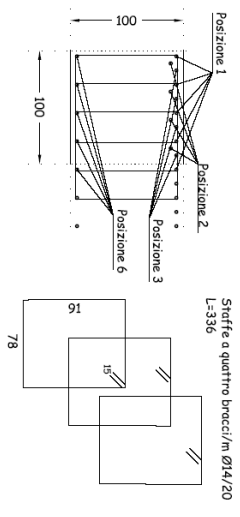


Tav. n° 2	Università degli studi di Bologna	Corso di laurea: Ingegneria per l'ambiente e il territorio
Soletta inferiore	Relatore: Prof. Ing. Raffaele Poluzzi	Tesi di laurea in Tecnica delle costruzioni LS
	Laureando: Traoviglini Verano N° matricola: 0000315815 A.A. 2008-209	



Tav. n°3	Università degli studi di Bologna	Corso di laurea: Ingegneria per l'ambiente e il territorio
Soletta Superiore	Relatore: Prof. Ing. Raffaele Poluzzi	Tesi di laurea in tecnica delle costruzioni L5
	Laureando: Trovagnoli Verino N° matricola: 0000315815 A.A. 2008-2009	

**SEZIONE A-A/C-C**



**SEZIONE B-B**

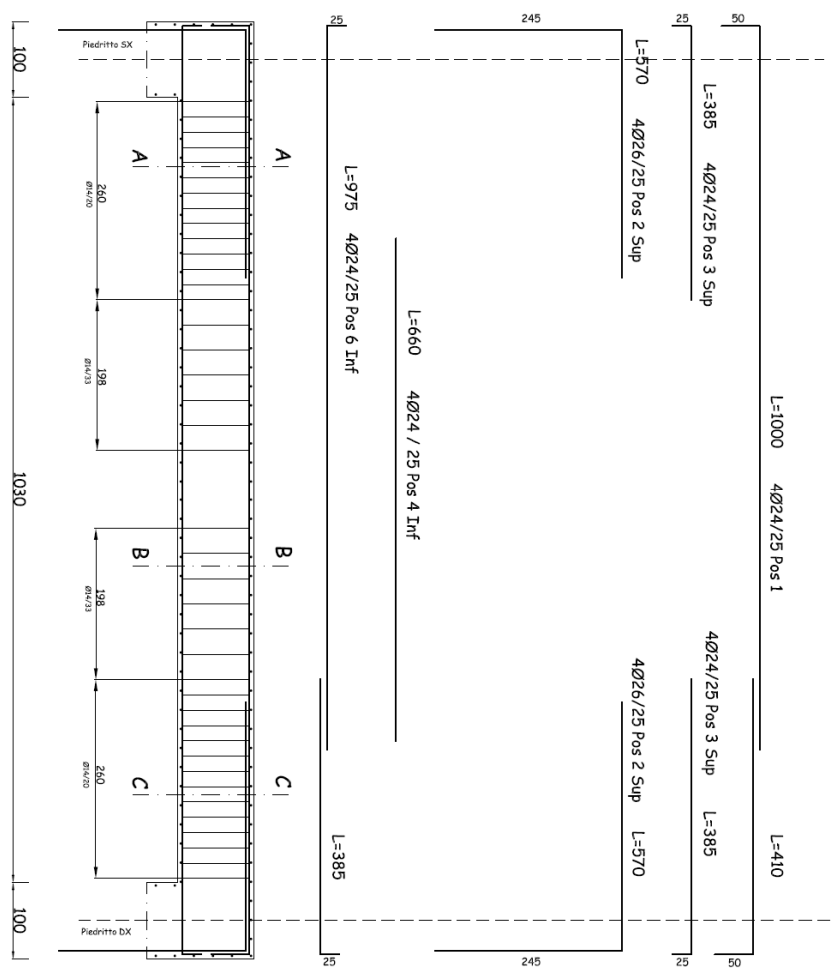
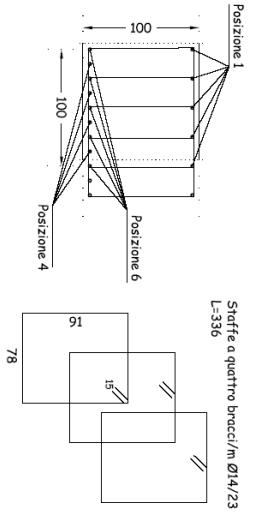
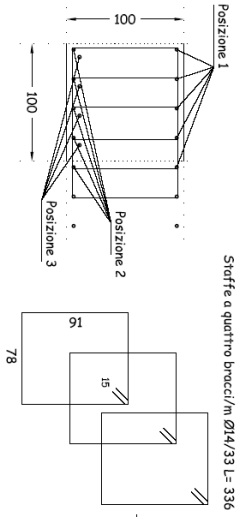
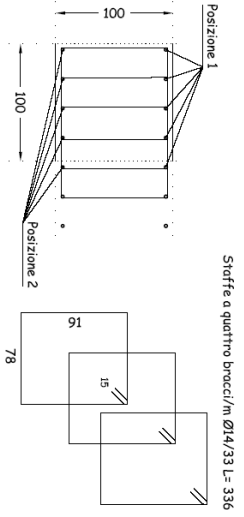


Tavola 4	Università degli studi di Bologna	Corso di laurea: Ingegneria per l'ambiente e il territorio
Pedretti	Relatore: Prof. Ing. Raffaele Poluzzi	Tesi di Laurea in tecnica delle costruzioni LS
	Laureando: Travoglini Verino N° matricola: 0000315815 A.A. 2008-2009	

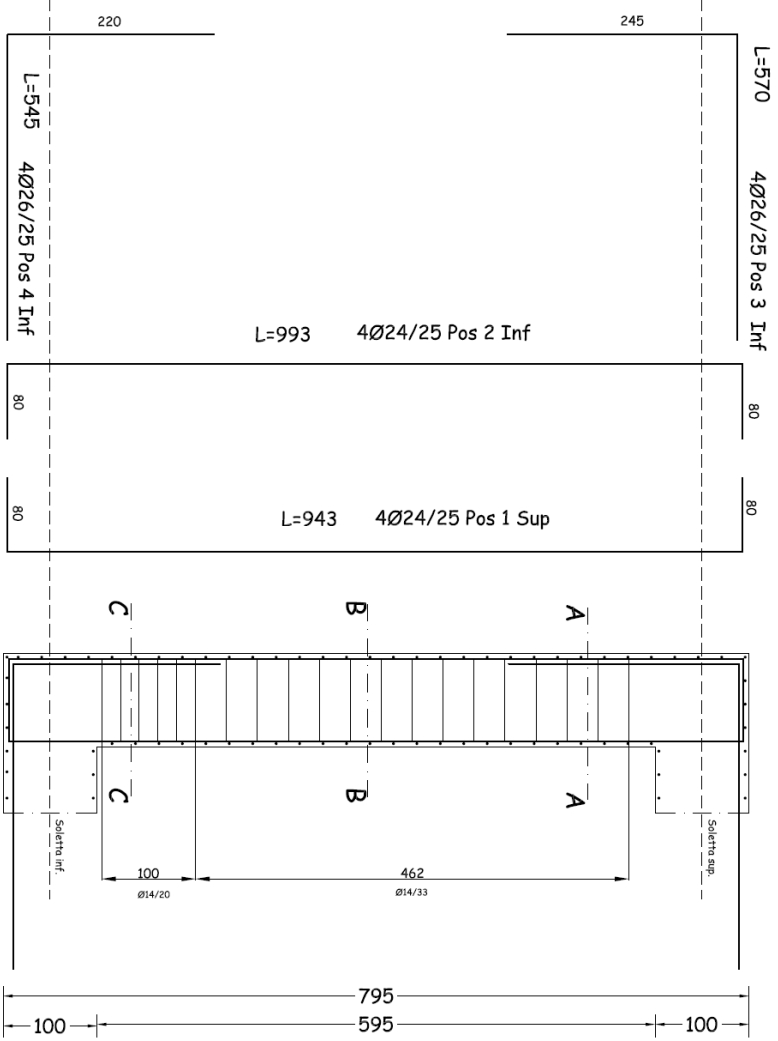
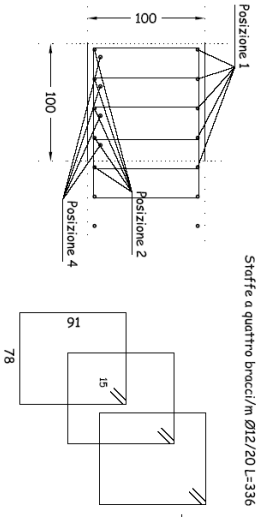
### SEZIONE A-A



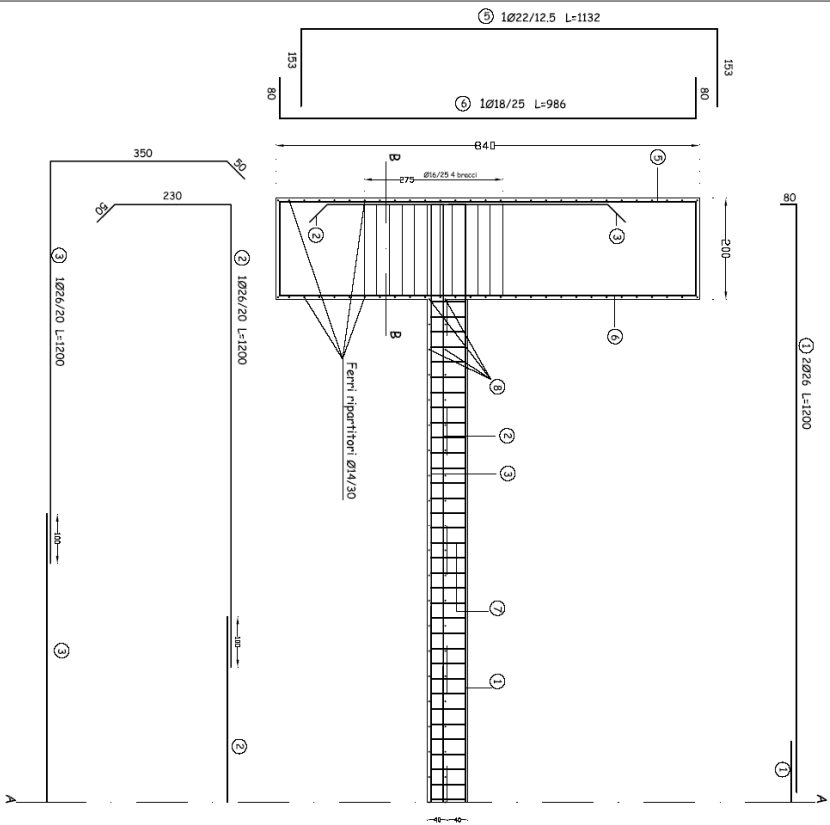
### SEZIONE B-B



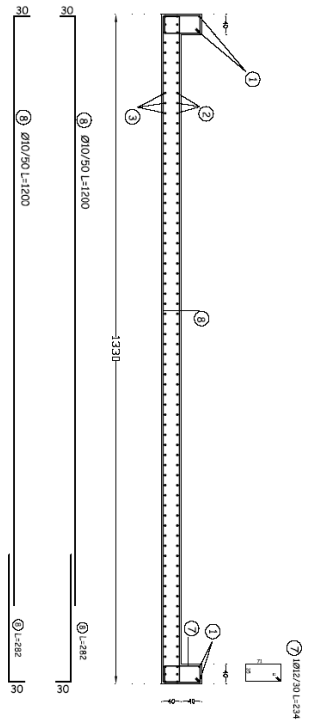
### SEZIONE C-C







Sezione trasversale A-A



Sezione B-B

