



# POLITECNICO DI MILANO

## Area Tecnico Edilizia

P.zza Leonardo da Vinci, 32 - 20133 M I L A N O

PHONE: +39 02 2399.1 [www.polimi.it](http://www.polimi.it)

Campus: Leonardo

Edificio N°: 4  
piazza Leonardo da Vinci, 32

Struttura:  
D.I.I.A.R.

Codice Lavoro:  
823\_10

Oggetto:

Realizzazione nuovo locale tecnico interrato tra gli edifici 4 e 4A

### PROGETTO ESECUTIVO

Responsabile del procedimento:

arch. Riccardo Licari - A.T.E.

Responsabile del Progetto:

ing. Gianluca Noto - A.T.E.

Progetto Opere Civili:

Studio Tecnico Associato Brambilla - Colombo

- ing. Maurizio Colombo (R)

- ing. Ferdinando Brambilla

- arch. Adriana Campanile

- ing Marco Solari

Progetto Impianti Elettrici:

ing. Fabio Innao - A.T.E.

sig. Daniele Ornaghi - A.T.E.

Coordinatore per la sicurezza  
in fase di progettazione

arch. Diana Bruno - A.T.E.

Titolo Tavola RELAZIONE DI CALCOLO OPERE STRUTTURALI		Categoria Tavola OPERE STRUTTURALI			
Codice Tavola PROGR.		SCALA: VARIE	PLOTTAGGIO: 1=1	FORMATO: A4	
REVISIONE		NOME FILE: BC07-26-LOCALE TECN.-STRUTTURE.dwg			
FASE		NOTE:			
07	ST01./	/	/		
3					
2					
1	REVISIONE				
0	EMISSIONE	14/09/10	M.S.	M.C.	G.N.
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



# 1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA

## 1.1 GENERALITÀ

Oggetto della presente relazione sono le opere strutturali nell'ambito della relazione di un locale tecnico interrato all'interno del Campus Leonardo del Politecnico di Milano.

La struttura consta di un piano interrato e ha forma in pianta approssimativamente rettangolare di dimensioni 40×10m con orientamento nord-sud. Confinerà ad ovest e a est rispettivamente con gli edifici 4 e 4a, a sud con il cunicolo interrato che collega i due edifici e a nord, in direzione di via Bonardi, terminerà a ~2.50m da un locale dell'edificio 4 a piano terreno, aggettante rispetto alla facciata del resto dell'edificio.

Verrà realizzato un locale centrale largo 6.20m e alto 3.15m dove verranno alloggiati gli impianti, fiancheggiato da due camminamenti laterali, adiacenti ai due edifici; quello su lato dell'edificio 4a sarà interamente coperto, l'altro, lato edificio 4, per più di metà sarà a cielo libero per garantire l'illuminazione delle aule presenti nell'interrato dell'edificio esistente. Rispetto ai cunicoli laterali, il blocco centrale sarà fondato ad una quota inferiore e avrà uno strato di ricoprimento più alto (55cm).

Il nuovo edificio verrà collegato sul lato sud al cunicolo interrato, tramite l'apertura di due porte nelle pareti di quest'ultimo, per le quali è previsto il rinforzo dei voltini con l'inserimento di profili metallici UPN accoppiati. Sul fronte opposto verrà invece realizzato il collegamento con un intercapedine esistente a lato dell'edificio 4; in questa zona sarà necessario demolire e ricostruire una scala esistente in c.a. di accesso all'intercapedine. A livello del piano terra verrà inoltre demolita e ripristinata una scala esterna di accesso all'edificio 4a.

In ultimo verrà realizzato un pozzo di calata (dimensioni in pianta 3.10×2.70m) che al piano terra verrà chiuso con un piano grigliato carrabile rimovibile.

Gli scavi per la realizzazione della cabina saranno preceduti dalla realizzazione di opere di presidio sui 4 lati. Sul lato nord verrà realizzata una berlinese di micropali con micropalo inclinato in testa con funzione di tirante, mentre sui rimanenti tre lati verranno realizzate delle iniezioni armate verticali e inclinate, disposte a quinconce.

Nel seguito vengono descritti nel dettaglio i vari elementi strutturali. Si rimanda agli elaborati grafici per una completa presa visione.

## 1.2 OPERE DI SOSTEGNO SCAVI

La berlinese di micropali su lato nord ha un'estensione paria ~10.0m.

Il paramento verticale è costituito da micropali realizzati in perforazione  $\phi 200\text{mm}$  circa, posti ad interasse di 33cm e della lunghezza di 7.0m; l'armatura dei pali è costituita da tubolari  $\phi_{\text{est}} 127\text{mm}$  spessore 9mm. In sommità è prevista la realizzazione di una trave di coronamento in c.a. con sezione 50×50cm, avente funzione di collegamento tra i micropali verticali e di ripartizione degli elementi di contrasto in testa.

Il contrasto viene realizzato in testa alla berlinese, con un ordine di micropali inclinati a 30°, posti ad un interasse di 1.33m, e con lunghezza 8.0m; l'armatura dei pali è costituita da un tubolare  $\phi 88.9$  sp. 9mm. I pali inclinati sono inglobati nella trave di coronamento in c.a.; la connessione delle armature tubolari dei pali inclinati viene realizzata mediante la posa di n.° 1 spezzoni  $\phi 26$  l=100, alloggiati in adeguati fori praticati nelle armature tubolari stesse.

La testa dei tubolari è posta a quota -1.60m con piano di lavoro a quota -1.40m, 75cm al di sotto della quota di pavimento finito di progetto.



Sui rimanenti tre lati della costruzione (edifici 4 e 4a e cunicolo interrato di collegamento tra questi) verranno realizzate delle iniezioni armate per un'estensione complessiva pari a ~77.0m.

Verranno realizzati due ordini di iniezioni, verticali e inclinati a 20° nella direzione degli edifici esistenti, con tubolari  $\Phi$ est127mm spessore 9mm posti ad interasse di 50cm e della lunghezza di 3.0m. Sui due lati lunghi (lati est e ovest) i due ordini di iniezioni verranno disposti a quinconce, a 50cm (inclinati) e 80cm (verticali) dai muri degli edifici esistenti; sul lato del cunicolo (lato sud) i due ordini avranno disposizione coassiale alla distanza di 45cm dal muro esistente.

La testa dei tubolari è posta a quota -3.90m con piano di lavoro a quota -3.45m, 35cm al di sopra della quota di pavimento finito di progetto. Si prevede il getto della porzione di platea al di sopra dei tubolari (camminamenti laterali) prima del completamento degli scavi nella zona centrale dell'edificio.

### 1.3 FONDAZIONI

Le fondazioni dell'edificio sono del tipo a platea in c.a., di altezza e quota di imposta variabile; per tutto l'edificio le fondazioni sono gettate su uno strato di calcestruzzo magro di altezza 10cm. Sono sostanzialmente identificabili due zone, in direzione longitudinale, estese per tutta la lunghezza dell'edificio:

- La zona centrale larga 6.70 dove la platea è alta 35cm e la quota di fondo scavo è impostata a -5.25m.
- Le zone dei camminamenti laterali, di larghezza variabile da 1.70m a 2.45m, dove la platea è alta 20cm e la quota di fondo scavo è impostata a -4.10m.

Le porzioni di platea laterali al di sopra delle iniezioni armate verranno realizzate subito dopo quest'ultime, prima di procedere con gli scavi e la realizzazione della platea nella zona centrale. Inoltre queste porzioni verranno spinate alle fondazioni degli edifici esistenti.

Infine è previsto il rinforzo di un tratto della fondazione del muro del cunicolo interrato per ~2.5m, al di sotto del quale è necessario scavare per consentire l'attraversamento di alcune tubazioni. In questo tratto, dovendo scavare per ~90cm in adiacenza alle fondazioni esistenti, la platea e i muri trasversali soprastanti verranno realizzati per conci.

### 1.4 STRUTTURE PORTANTI VERTICALI

Sono costituite da:

- Muri in c.a. di larghezza 25cm e altezza variabile
- n°3 pilastri in c.a. 40×25cm
- n°3 pilastri in c.a. 20×25cm

### 1.5 ORIZZONTAMENTI PIANO TERRA

Al piano terra verranno realizzate solette piene in c.a. di altezze e a quote differenti:

- Soletta centrale: altezza 35cm e estradosso a quota -1.25m. In semplice appoggio con luce netta variabile da 470cm a 240cm.
- Soletta inclinata lato edificio 4: altezza 20cm e inclinazione 34°. Luce netta 120cm.
- Soletta orizzontale lato edificio 4a: altezza 20cm e estradosso a quota -0.90m. In semplice appoggio con luce netta 156.5cm.
- Soletta orizzontale lato nord (lato corto parallelo alla berlinese): altezza 20cm e estradosso a quota -1.20m. In semplice appoggio con luce netta 150cm.



- 
- Soletta "alta" sopra UTA: altezza 25cm e stradosso a quota -0.85m. A due campate con luce massima 285cm. Campo di soletta di dimensioni pari a ~10.0×5.0m situato a lato dell'edificio 4.

È inoltre a progetto la realizzazione di un pozzo di calata di dimensioni 310×270cm sul quale verrà posizionato un piano grigliato carrabile. Il piano grigliato è del tipo pressato e poggia su un profilo HEB220 intermedio rimovibile e su travi in c.a. perimetrali; le barre portanti hanno dimensioni 4×100mm e sono ad interasse 15mm.



## 2 CLASSIFICAZIONE DELLA STRUTTURA

### 2.1 NORMATIVA ADOTTATA

La normativa tecnica utilizzata per il dimensionamento e la verifica delle strutture è la seguente:

- **D.M. 14-01-2008** "Nuove norme Tecniche per le Costruzioni"
- **Circolare** Ministero Infrastrutture e Trasporti **02-02-2009 n° 617** "Istruzioni per l'Applicazione delle Nuove norme Tecniche per le Costruzioni"

Per la definizione delle sollecitazioni e le metodologie di verifica dei piani grigliati, si è fatto riferimento alla **Norma UNI 11002-1** "Pannelli e gradini di grigliato elettrosaldato e/o pressato: terminologia, tolleranze, requisiti e metodi di prova per pannelli per applicazioni in piano di calpesti e carrabili".

Il cortile al di sopra del locale tecnologico dovrà essere transitabile da autotreni/autoarticolati compresi i veicoli dei VV.F senza limitazioni di portata o di manovra. Per la definizione della massa e delle caratteristiche dell'automezzo di progetto si è fatto riferimento all' art. 62.5 del **D.L.vo n. 151 del 27.06.2003** (Nuovo Codice della Strada) che specifica che per qualunque tipo di veicolo, la massa gravante sull'asse più caricato non deve eccedere le 12ton.

### 2.2 CLASSIFICAZIONE E ANALISI DELLA STRUTTURA

In considerazione degli aspetti seguenti:

- Opera esclusivamente in interrato, di dimensioni limitate,
- Azione sismica attesa in sito di modesta entità (Comune di Milano – zona 4),
- Tipologia di struttura regolare in pianta ed in elevazione ad elevato fattore di struttura,

**non sono state effettuate analisi sismiche della struttura** limitando le verifiche alle combinazioni di carico statiche.

Si riporta tuttavia per completezza la classificazione della struttura definita dalle norme.

Ai fini della definizione delle azioni di progetto, la struttura in risulta classificata come segue:

- **TIPO 2** (Opere ordinarie) → Vita Nominale:  $V_N \geq 50$  anni
- **CLASSE III** (Affollamenti Significativi) → Coefficiente d'uso:  $C_u = 1.5$



## 3 MATERIALI E TERRENI

### 3.1 MATERIALI

Per la realizzazione delle opere di cui sopra si prescrive l'impiego dei seguenti materiali.

#### 3.1.1 Calcestruzzi e trave coronamento berlinese

Si impiegano calcestruzzi confezionati con cemento **R32.5**:

- |                            |                 |            |
|----------------------------|-----------------|------------|
| ▪ Classe di resistenza:    | <b>C 25/30</b>  | (R'ck 300) |
| ▪ Classe di esposizione:   | <b>XC 2</b>     |            |
| ▪ Consistenza al getto:    | <b>S3</b>       |            |
| ▪ Diametro massimo inerti: | <b>20-22 mm</b> |            |

#### 3.1.2 Calcestruzzi per fondazioni e muri

Si impiegano calcestruzzi confezionati con cemento **R32.5**:

- |                            |                 |            |
|----------------------------|-----------------|------------|
| ▪ Classe di resistenza:    | <b>C 25/30</b>  | (R'ck 300) |
| ▪ Classe di esposizione:   | <b>XC 2</b>     |            |
| ▪ Consistenza al getto:    | <b>S3</b>       |            |
| ▪ Diametro massimo inerti: | <b>20-22 mm</b> |            |

#### 3.1.3 Calcestruzzi per pilastri, solette e travi

Si impiegano calcestruzzi confezionati con cemento **R32.5**:

- |                            |                |            |
|----------------------------|----------------|------------|
| ▪ Classe di resistenza:    | <b>C 28/35</b> | (R'ck 350) |
| ▪ Classe di esposizione:   | <b>XC 2</b>    |            |
| ▪ Consistenza al getto:    | <b>S3</b>      |            |
| ▪ Diametro massimo inerti: | <b>16 mm</b>   |            |

#### 3.1.4 Miscela di Iniezione Micropali:

Si utilizza una miscela cementizia dosata con rapporto  $a/c=0.5$  <sup>1</sup>

#### 3.1.5 Acciai in tondo per opere in c.a.

- |                                   |               |          |
|-----------------------------------|---------------|----------|
| ▪ Barre ad aderenza migliorata in | <b>B 450C</b> | (FeB44k) |
|-----------------------------------|---------------|----------|

#### 3.1.6 Acciai per profili metallici

- |                |              |         |
|----------------|--------------|---------|
| ▪ Acciaio tipo | <b>S 275</b> | (Fe430) |
|----------------|--------------|---------|

#### 3.1.7 Acciai per piatti e piastre e piani grigliati

- |                |              |         |
|----------------|--------------|---------|
| ▪ Acciaio tipo | <b>S 235</b> | (Fe360) |
|----------------|--------------|---------|

#### 3.1.8 Acciai Per Armature Tubolari Micropali

- |                |              |         |
|----------------|--------------|---------|
| ▪ Acciaio tipo | <b>S 275</b> | (Fe430) |
|----------------|--------------|---------|

<sup>1</sup> La miscela cementizia non viene conteggiata nella resistenza dei pali; ha solo funzione di ingranamento tra i pali ed il terreno.



### 3.1.9 Bulloneria corrente

- Barre filettate in acciaio tipo **S235** (Fe360)
- Viti ad alta resistenza - classe **8.8**
- Dadi ad alta resistenza - classe **8**

## 3.2 TERRENI IN SITO

I terreni in sito sono stati oggetto di una campagna geognostica condotta dallo Studio Tecnico Celotti S.r.l. e relazionata dal Dott. Ing. Umberto Croce, consistita nell'esecuzione di n.° 3 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT.

Dalla relazione, cui si rimanda per una completa presa di visione, è emerso che al di sotto di uno strato di ricoprimento superficiale, è presente uno strato costituito da sabbia e ghiaia, variamente gradata arealmente e con la profondità, che presenta buone caratteristiche meccaniche.

Ai fini delle verifiche geotecniche sono stati assunti i seguenti parametri<sup>2</sup>:

Strato numero	Quota inferiore	angolo d'attrito $\phi$	peso di volume $\gamma$	peso efficace $\gamma'$	coesione c
1	4.7-5.1m	23°	1.9 t/m <sup>3</sup>	---	0.0 t/m <sup>2</sup>
2	6.3-6.9m	30°	1.9 t/m <sup>3</sup>	---	0.0 t/m <sup>2</sup>
3	oltre	32°	1.9 t/m <sup>3</sup>	---	0.0 t/m <sup>2</sup>

Non è stata rilevata presenza di acqua di falda.

Non essendo stata effettuata la misura diretta della propagazione delle onde di taglio, ai fini della definizione dell'azione sismica si classifica il terreno sulla base dei risultati delle prove penetrometriche. La classificazione sismica del sottosuolo è la seguente:

- **Categoria di sottosuolo:** **C** (terreni a grana grossa mediamente addensati)
- **Condizioni Topografiche:** **T1** (Superficie pianeggiante)

La platea di fondazione verrà impostata direttamente sul 2° strato per il quale si è assunta una portata di sicurezza (SLE rara) pari a:

$$\sigma_{T(SLE)} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

<sup>2</sup> Le caratteristiche dei terreni dovranno essere verificate in corso d'opera a cura della D.L. segnalando tempestivamente eventuali discordanze rispetto ai dati riportati.

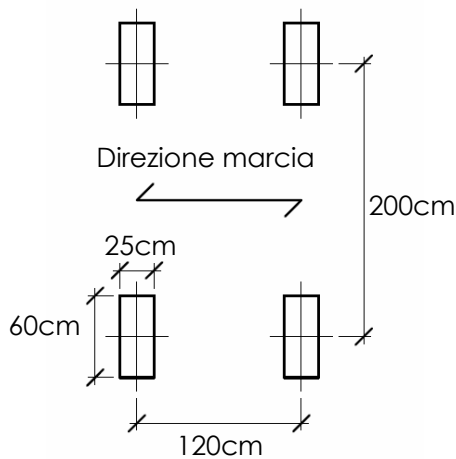
## 4 RELAZIONE DI CALCOLO

### 4.1 CARICHI DI PROGETTO E COMBINAZIONI DI CARICO

La struttura in progetto deve consentire il passaggio di automezzi senza limitazioni, in quanto l'area deve essere transitabile da parte di veicoli dei VV. F.

In accordo con le norme sopracitate è stato considerato un automezzo di progetto con **massa totale** a terra (statica) pari a **45ton**, con massa gravante massima su un **singolo asse** pari a **12ton** e distanza minima tra gli assi del veicolo pari a 1.2m.

Le ruote hanno impronta 600×250mm e, in direzione trasversale al senso di marcia del veicolo, sono poste a distanza 2.0m secondo lo schema seguente.



Al carico statico è stato inoltre applicato un **coefficiente di amplificazione dinamico** pari a **1.5**.

Risulta quindi un carico caratteristico su ogni singola ruota pari a:

$$F_k = 12000 / 2 \times 1.5 = \mathbf{9000 \text{ kg}}$$

A favore di sicurezza sono state considerate combinazioni di carico che prevedono entrambe le direzioni di marcia del mezzo, parallela e perpendicolare agli edifici adiacenti (v. elaborati grafici).

Non sono state applicate alla struttura altre azioni accidentali (quali la neve o la presenza di persone) in considerazione del fatto che la loro presenza non può essere contemporanea alla presenza del veicolo, e che i loro effetti in termini di sollecitazioni, presi singolarmente, sono sicuramente inferiori a quelli dovuti al mezzo di progetto.

Di seguito vengono riportati i carichi permanenti e i pesi propri agenti sugli elementi di impalcato. Ai fini dell'applicazione dei coefficienti parziali di sicurezza nelle combinazioni di carico, i carichi riportati sono da intendersi come caratteristici.

#### 4.1.1 Carichi di superficie sugli impalcati

- Soletta centrale H=35cm

Peso Proprio = 900 kg/mq

Permanente (ricoprimento 55cm) = 1000 kg/mq



Totale	= 1900 kg/mq
▪ Solette laterali H=20/25cm	
Peso Proprio	= 650 kg/mq
Permanente (ricoprimento 25cm)	= 450 kg/mq
Totale	= 1100 kg/mq
▪ Soletta inclinata H=20cm	
Peso Proprio	= 500 kg/mq
Permanente (ricoprimento 55cm)	= 1000 kg/mq
Totale	= 1500 kg/mq

## 4.2 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le procedure di verifica utilizzate seguono il **metodo semiprobabilistico degli stati limite ultimi e di esercizio**.

La **verifica** nei riguardi degli **SLU di resistenza** è espressa dall'equazione formale:

$$R_D \geq E_D$$

Dove:

**$R_D$**  è il **valore di progetto della resistenza** dell'elemento considerato, calcolato assumendo le resistenze ultime dei materiali strutturali.

**$E_D$**  è il **valore di progetto della sollecitazione**, calcolato amplificando le azioni caratteristiche per ricondursi a condizioni di carico ultime.

La **verifica** di sicurezza nei confronti dello **SLE** si esprime controllando aspetti di funzionalità quali la **deformazione** delle membrature, applicando le sollecitazioni indotte dalle azioni caratteristiche.

Si attesta che tutte le **verifiche degli elementi strutturali** sono **positive** con adeguato margine di sicurezza.

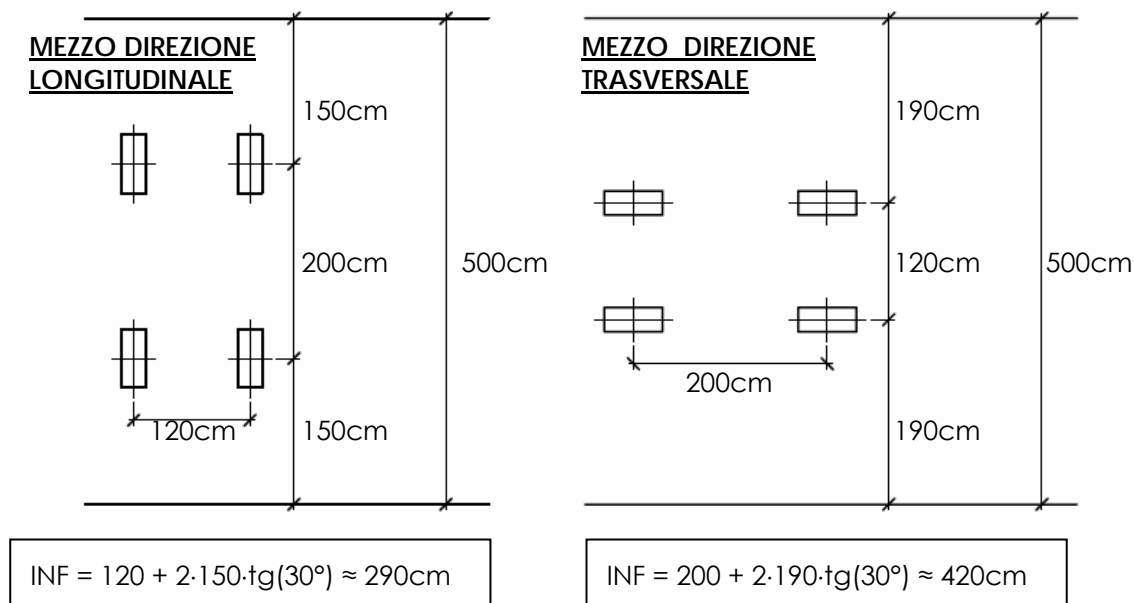
Di seguito vengono riportate le verifiche degli elementi strutturali maggiormente significative, in particolare:

- Verifica di resistenza a flessione della soletta centrale (h=35cm)
- Verifica di resistenza a flessione della TRAVE 2 del solaio
- Verifica di resistenza a flessione e di deformabilità del piano grigliato carrabile
- Verifica di resistenza a flessione e di deformabilità del profilo HEB220

### 4.2.1 Verifica soletta centrale (h=35cm)

La verifica viene condotta nella posizione più gravosa, ovvero nel tratto tra i nuclei n22-n13. Questa porzione di soletta ha un funzionamento monodirezionale in direzione trasversale; la porzione alta 35cm lavora in semplice appoggio con luce netta pari a 4.65m (interasse assunto pari a 5.00m).

Sono state considerate due combinazioni di carico, applicando il mezzo di progetto in direzione longitudinale e trasversale rispetto agli edifici. La collaborazione trasversale offerta dalla soletta è stata tenuta in conto considerando un angolo di diffusione del carico concentrato delle ruote pari a 30°.



#### ▪ **Verifica di resistenza**

La verifica viene condotta su una striscia di soletta unitaria larga 1.0m.

Allo SLU (coeff. di amplificazione per p. proprio  $\gamma_{g1} = 1.3$ , per azioni permanenti  $\gamma_{g2} = 1.5$ , per azioni variabili  $\gamma_Q = 1.5$ ) le azioni agenti risultano:

Carico distrib. (p. proprio + perm):	p	=	2670 kg/ml	(900·1.3 + 1000·1.5)
Forza conc. ruote veicolo (var.):	F	=	13500 kg	(9000·1.5)

Il momento flettente massimo si ottiene per la combinazione di carico con il veicolo disposto in direzione longitudinale. Risulta pari a:

$$M_{Ed} = 22300 \text{ kg}\cdot\text{m/ml}$$

Le caratteristiche della sezione oggetto di verifica sono le seguenti:

Dimensioni:	b × h	=	100×35 cm	
Armatura longitudinale lembo sup.:	$A_{S \text{ SUP}}$	=	5Φ16	(copriferro 3cm)
Armatura longitudinale lembo inf.:	$A_{S \text{ INF}}$	=	7.5Φ20	(copriferro 4cm)

Il momento resistente della sezione risulta pari a:

$$M_{Rd} = 26750 \text{ kg}\cdot\text{m/ml}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**  $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.83 < 1$

Campo di rottura della sezione: 2

Distanza asse neutro dal bordo compresso: 5.89 cm

## 4.2.2 Verifica TRAVE 2 del solaio

La trave del solaio in oggetto poggia sui pilastri P1 e P2 ed è disposta in direzione longitudinale; consta di una campata centrale lunga 6.15m e di sbalzi alle estremità lunghi 2.00m. La trave ha sezione rettangolare 45×70cm; su di essa grava, da un lato la soletta centrale alta 35cm (influenza 1.40m) e dall'altro la soletta laterale da 25cm (influenza 1.7m).

I carichi distribuiti caratteristici agenti sulla trave sono i seguenti:

Pesi propri	$p_{G1}$	=	2900 kg/ml	(500 + 900·1.4 + 650·1.7)
Permanenti	$p_{G2}$	=	2200 kg/ml	(1000·1.4 + 450·1.7)

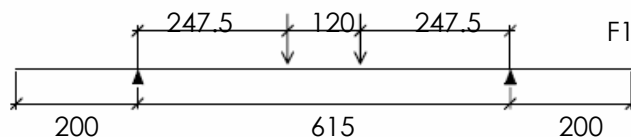
Allo SLU (coeff. di amplificazione per p. proprio  $\gamma_{G1} = 1.3$ , per azioni permanenti  $\gamma_{G2} = 1.5$ , per azioni variabili  $\gamma_Q = 1.5$ ) le azioni distribuite risultano:

Carico distrib. (p. proprio + perm):  $p = 7070 \text{ kg/ml}$   $(2900 \cdot 1.3 + 2200 \cdot 1.5)$

Per quanto riguarda il carico accidentale del veicolo, sono state considerate 4 combinazioni di carico, disponendo il mezzo di progetto in direzione longitudinale e trasversale rispetto alla trave; nel primo caso sulla trave gravano 2 ruote per intero e il 60% di quelle sull'altro asse, nel secondo caso 2 ruote per intero e l'85% di quelle sull'altro asse.

### C. CARICO A

VEICOLO  
LONGITUDINALE

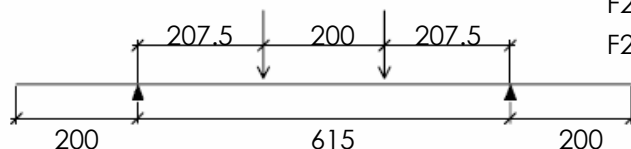


$$F1 = 9000 \cdot (1 + 0.6) = 14400 \text{ kg}$$

$$F1_{SLU} = 14400 \cdot 1.5 = 21600 \text{ kg}$$

### C. CARICO B

VEICOLO  
TRASVERSALE



$$F2 = 9000 \cdot (1 + 0.85) = 16500 \text{ kg}$$

$$F2_{SLU} = 16500 \cdot 1.5 = 25000 \text{ kg}$$

### C. CARICO C

VEICOLO  
LONGITUDINALE



$$F1 = 9000 \cdot (1 + 0.6) = 14400 \text{ kg}$$

$$F1_{SLU} = 14400 \cdot 1.5 = 21600 \text{ kg}$$

### C. CARICO D

VEICOLO  
TRASVERSALE



$$F2 = 9000 \cdot (1 + 0.85) = 16500 \text{ kg}$$

$$F2_{SLU} = 16500 \cdot 1.5 = 25000 \text{ kg}$$



▪ **Verifica di resistenza (max. momento positivo)**

Il momento flettente massimo in campata si ottiene per la comb. di carico A. Risulta pari a:

$$M^{+Ed} = 70100 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Le caratteristiche della sezione oggetto di verifica sono le seguenti:

Dimensioni:	$b \times h$	=	45×70 cm	
Armatura longitudinale lembo sup.:	$A_{S \text{ SUP}}$	=	4Φ24	(copriferro 3cm)
Armatura longitudinale lembo inf.:	$A_{S \text{ INF}}$	=	9Φ24	(copriferro 4cm)

Il momento resistente della sezione risulta pari a:

$$M^{+Rd} = 99200 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**  $M^{+Ed} / M^{+Rd} = 0.71 < 1$

Campo di rottura della sezione: 2

Distanza asse neutro dal bordo compresso: 15.53 cm

▪ **Verifica di resistenza (max. momento negativo)**

Il momento flettente minimo agli appoggi si ottiene per la comb. di carico C. Risulta pari a:

$$M^{-Ed} = -64650 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Le caratteristiche della sezione oggetto di verifica sono le seguenti:

Dimensioni:	$b \times h$	=	45×70 cm	
Armatura longitudinale lembo sup.:	$A_{S \text{ SUP}}$	=	7Φ24	(copriferro 3cm)
Armatura longitudinale lembo inf.:	$A_{S \text{ INF}}$	=	5Φ24	(copriferro 4cm)

Il momento resistente della sezione risulta pari a:

$$M^{-Rd} = -79200 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**  $M^{-Ed} / M^{-Rd} = 0.82 < 1$

Campo di rottura della sezione: 2

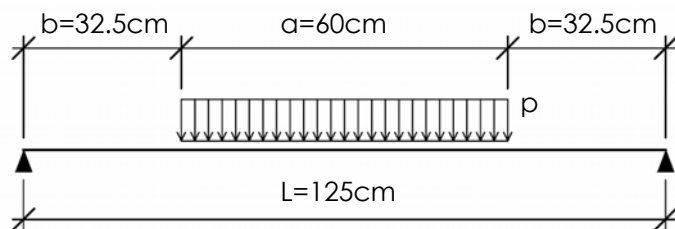
Distanza asse neutro dal bordo compresso: 11.74 cm

#### 4.2.3 Verifica di resistenza a flessione e di deformabilità del piano grigliato

Il piano grigliato del pozzo di calata ha le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

Interasse netto appoggi (L)	=	122 cm
Base piatto (b)	=	4 mm
Altezza piatto (h)	=	100 mm
Interasse piatti (i)	=	15 mm
Mod. plastico ( $W_p$ ) (singolo piatto)	=	10.0 cm <sup>3</sup>
Mom. d'inerzia (J) (singolo piatto)	=	33.3 cm <sup>4</sup>

La combinazione di carico più gravosa è quella con la ruota del veicolo in mezzzeria alle barre del grigliato disposta in direzione trasversale secondo lo schema seguente:



$$p = F / a$$

$$M_{MAX} = p \cdot a \cdot (2 \cdot L - a) / 8$$

$$\delta_{MAX} = p \cdot (a^4 - 4 \cdot a^3 \cdot L + 8 \cdot a \cdot L^3) / 384 \cdot E \cdot J$$

In direzione trasversale alle barre portanti l'impronta della ruota è pari a 25cm. Prendendo in considerazione l'effetto di redistribuzione offerto dalle barre trasversali del grigliato entrano in gioco un numero di barre portanti superiore rispetto a quelle al di sotto dell'impronta di carico (metodo delle "barre collaboranti"): in questo caso, per un grigliato con barre portanti a passo 15mm è possibile considerare 2.5 barre aggiuntive.

Risultano in definitiva:

$$n^{\circ} \text{ barre collaboranti: } \sim 19 \quad (25 / 1.5 + 2.5)$$

Il peso proprio del piano grigliato viene trascurato in quanto ininfluenza ai fini delle verifiche.

#### ▪ Verifica di resistenza

Allo SLU (coeff. di amplificazione per azioni variabili  $\gamma_Q = 1.5$ ) il carico distribuito agente è pari a:

$$p_{SLU} = 22500 \text{ kg/m} \quad (9000 / 0.6 \cdot 1.5)$$

Risulta un momento sollecitante massimo in mezzzeria pari a:

$$M_{Ed} = 3200 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Il momento resistente della singola barra è pari a:

$$M_{Rd} = 261.9 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad (10.0 \cdot 2750 / 1.05 / 100)$$

Il momento resistente complessivo (considerando 19 barre collaboranti) risulta:

$$M_{Rd(TOT)} = 4976 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad (261.9 \cdot 19)$$

La verifica risulta soddisfatta:  $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.60 < 1$

#### ▪ Verifica di deformabilità

Allo SLE (combinazione di carico rara) il carico distribuito agente è pari a:

$$p_{SLE} = 15000 \text{ kg/m} \quad (9000 / 0.6)$$

Risulta una freccia elastica in mezzzeria (considerando 19 barre collaboranti) pari a:

$$\delta_{MAX} = 2.5 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta:  $f / L = 1/505 < 1/200$



#### 4.2.4 Verifica di resistenza a flessione e di deformabilità del profilo HEB220

L'elemento oggetto di verifica è situato in corrispondenza del pozzo di calata e costituisce l'appoggio intermedio per i pannelli del grigliato. Il profilo ha le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche:

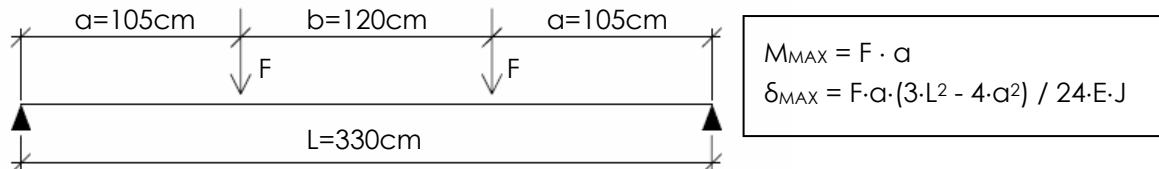
Larghezza (b)	=	220 mm	(c = b / 2)
Altezza (h)	=	220 mm	(d = h - 2 · (t <sub>f</sub> + r <sub>1</sub> ))
Spessore ali (t <sub>f</sub> )	=	16 mm	
Spessore anima (t <sub>w</sub> )	=	9.5 mm	
Raggio di raccordo (r <sub>1</sub> )	=	18 mm	
Modulo plastico (W <sub>p</sub> )	=	827 cm <sup>3</sup>	
Momento d'inerzia (J)	=	8091 cm <sup>4</sup>	

Classificazione del **profilo HEB220** (S 275) per **flessione semplice**:

**CLASSE 1**

S 275 → Coefficiente $\varepsilon$	=	0.92	
Verifica ala compressa:	=	7.47	< 9    c / (t <sub>f</sub> · $\varepsilon$ )
Verifica anima inflessa:	=	17.39	< 72    d / (t <sub>w</sub> · $\varepsilon$ )

Il profilo è in semplice appoggio con una luce netta tra gli appoggi pari a 310cm (luce di calcolo pari a 330cm). La combinazione di carico più gravosa è quella con due ruote del veicolo di progetto disposte in senso longitudinale, come rappresentato nello schema seguente:



Oltre ai carichi accidentali concentrati, sull'elemento è applicato anche il carico distribuito dovuto al peso proprio del profilo e del grigliato pari a:

Pesi propri	p <sub>G1</sub>	=	350 kg/ml	(200 · 1.4 + 70)
-------------	-----------------	---	-----------	------------------

##### ▪ Verifica di resistenza

Allo SLU (coeff. di amplificazione per p. proprio  $\gamma_{G1} = 1.3$ , per azioni variabili  $\gamma_Q = 1.5$ ) le azioni distribuite risultano:

Carico distrib. (p. proprio):	p	=	455 kg/ml	(350 · 1.3)
	F	=	13500 kg	(9000 · 1.5)

Risulta un momento sollecitante massimo in mezzeria pari a :

$$M_{Ed} = 14500 \text{ kg-m}$$

Il momento resistente del profilo risulta pari a:

$$M_{Rd} = M_{pIRd} = 21660 \text{ kg-m} \quad (827 \cdot 2750 / 1.05 / 100)$$



---

La verifica risulta soddisfatta:  $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.67 < 1$

▪ **Verifica di deformabilità**

Allo SLE (combinazione di carico rara) le forze agenti sono:

$$p = 350 \text{ kg/m}$$

$$F = 9000 \text{ kg/m}$$

Risulta una freccia elastica massima in mezzzeria pari a:

$$\delta_{MAX} = 6.9 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta:  $f / L = 1/478 < 1/300$