

RTI Progettisti:

SYSTRA

SOTECNI  
SYSTRA GROUP

architector  
engineering

AEGIS  
CANTARELLI + PARTNERS

STUDIO MATTIOLI  
Ambiente - Ingegneria - Energia

cooperativa archeologia

## PROGETTO DEFINITIVO DELLA SECONDA LINEA TRANVIARIA DI BOLOGNA (TRATTO NORD LINEA VERDE)

### OPERE CIVILI LUNGO LINEA Opere puntuali - Strutturale O04 - Nuovo ponte su Canale Navile Relazione di calcolo

COMUNE DI BOLOGNA  
SETTORE MOBILITA' SOSTENIBILE E INFRASTRUTTURE

IL DIRETTORE DEL SETTORE  
ING. CLETO CARLINI

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
ING. GIANCARLO SGUBBI

IL DIRETTORE DELL'ESECUZIONE DEL CONTRATTO  
ING. MIRKA RIVOLA

SEGRETERIA TECNICA

ing. Barbara Baraldi  
arch. Virginia Borrello  
ing. Giulio Cimbali  
geom. Agnese Fero  
ing. Stefania Guadagnini  
geom. Luciano Notte  
ing. Lisa Ombra  
ing. Marco Pesare

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

RESPONSABILE DI COMMESSA  
ING. PAOLO MARCHETTI

COORDINATORE TECNICO  
ING. ALESSANDRO PIAZZA

SISTEMA TRANVIARIO  
ING. SANTI CAMINITI

ARCHITETTURA E INSERIMENTO URBANISTICO  
ARCH. SEBASTIANO FULCI DE SARNO

OPERE A VERDE  
ARCH. NICOLA CANTARELLI

OPERE STRUTTURALI  
ING. STEFANO TORTELLA

SEGNALAMENTO E TELECOMUNICAZIONI  
ING. ANGELA TORTORELLA

AMBIENTE  
PROF. MATTEO MATTIOLI

SICUREZZA  
ARCH. SERGIO MOSCHEO

ARCHEOLOGIA  
DOTT. CRISTINA BIGAZZI

BIM MANAGER  
GEOM. MIRKO CASAROLI

RESP. INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  
ING. SANTI CAMINITI

IMPIANTI TECNOLOGICI  
ING. SIMONE VILLA

STUDI TRASPORTISTICI  
ING. ANDREA SPINOSA

VIABILITA' INTERFERENTE E SOTTOSERVIZI  
ING. PIETRO CAMINITI

IDRAULICA E IDROLOGIA  
ING. ANDREA BENVENUTI

DEPOSITO  
ING. GIORGIO COLETTI

ARMAMENTO  
ING. MAURIZIO FALZEA

GEOLOGIA E GEOTECNICA  
DOTT. GEOL. ANTONIO PAONE

TRAZIONE ELETTRICA  
ING. DOMENICO D'APOLLONIO

IMPIANTI MECCANICI  
ING. SALVATORE GIUA

COMMESSA	FASE	LOTTO	WBS	DISCIPLINA	TIPO	NUMERO	REV.	SCALA	NOME FILE
B381	C	D	X00	O04	STR	RT	01	A	B381C-D-X00-O04-STR-RT-01-A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	Ago. 2023	PRIMA EMISSIONE	SISTO	TORTELLA	S. CAMINITI
B					
C					
D					

## Indice

1.	INTRODUZIONE.....	4
2.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
2.1	CRITERI DI CALCOLO .....	5
3.	CRITERI DI VERIFICA.....	5
4.	NORMATIVE E RIFERIMENTI .....	6
4.1	NORMATIVE E STANDARD .....	6
5	MATERIALI .....	6
5.1	ACCIAIO .....	6
5.1.1	ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A. ....	6
5.1.2	ACCIAIO PER LA CARPENTERIA METALLICA DEGLI IMPALCATI .....	7
5.1.3	UNIONI SALDATE.....	7
5.1.4	UNIONI BULLONATE.....	8
5.1.5	CALCESTRUZZO .....	8
6	ANALISI DEI CARICHI .....	10
6.1	IMPALCATO METALLICO .....	10
6.2	SOLETTA IN C.A. ....	10
6.3	CARICHI PERMANENTI PORTATI .....	10
6.4	AZIONI VARIABILI .....	10
6.4.1	CARICHI MOBILI INDOTTI DALLA LINEA TRAMVIARIA .....	10
6.4.2	AZIONI DELLA TEMPERATURA .....	11
6.4.3	AZIONI SISMICHE.....	12
6.5	COMBINAZIONE DEI CARICHI .....	18
6.5.1	COMBINAZIONI SLU E IN ESERCIZIO .....	20
6.5.2	COMBINAZIONI SISMICHE .....	20

7.	PREDIMENSIONAMENTO.....	22
7.1	PESO PROPRIO .....	22
7.1.1	TRAVE ACCIAIO .....	22
7.1.2	SOLETTA CLS .....	22
7.2	CARICO PERMANENTE.....	23
7.3	CARICO MOBILE .....	23
7.4	COMBINAZIONE SLE .....	23
7.5	COMBINAZIONE SLU.....	25
8.	SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE.....	26
8.1	SCHEMA DI CALCOLO.....	26
8.2	SCHEMA DI VINCOLO .....	27
8.3	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE .....	28
9	ANALISI DEGLI ELEMENTI .....	30
9.1	SOLLECITAZIONI .....	30
9.1.1	FASE 0.....	30
9.1.2	FASE 1.....	31
9.1.3	FASE 2.....	32
9.1.4	SOLLECITAZIONE DI TAGLIO .....	33
9.1	VERIFICHE TRAVI .....	33
9.1.1	CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI .....	33
9.1.2	CAPACITÀ RESISTENTE DELLE SEZIONI .....	36
9.1.3	TRAVI LONGITUDINALI .....	37
10	ANALISI DELLE DEFORMAZIONI .....	40
10.1	DEFORMAZIONI MASSIME.....	40
11.	AZIONI AGLI APPOGGI .....	42
11.1	SPALLA FISSA.....	42

11.2	SPALLA CARRELLO .....	45
12.	SPALLE .....	47
12.1	SPALLA FISSA .....	47
12.1.1	AZIONE SUL SINGOLO PALO.....	47
12.2	SPALLA CARRELLO .....	49
12.1.2	AZIONE SUL SINGOLO PALO.....	49
13.	PALI DI FONDAZIONE $\Phi 60$ – L=14 M .....	52
14.	PALI DI FONDAZIONE $\Phi 60$ – L=18 M .....	70

## 1. INTRODUZIONE

Nell'ambito del "Progetto Definitivo della seconda Linea tranviaria di Bologna (tratto Nord-Direttrice Corticella – Castel Maggiore)", al fine di consentire il passaggio della nuova linea tranviaria si prevede la realizzazione di un ponte sul Canale Navile.

Per il nuovo manufatto si prevede la realizzazione di un impalcato a graticcio costituito da travi longitudinali saldate a doppio T in acciaio con soletta in calcestruzzo collaborante e collegate puntualmente da elementi irrigidenti trasversali. L'impalcato sarà sostenuto da spalle in calcestruzzo armato impostate su fondazioni su pali.

## 2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il manufatto è un viadotto a una campata in semplice appoggio sulle due spalle di luce pari a circa 60m.

L'impalcato è costituito dall'accostamento di quattro travi in acciaio a doppio T saldate di altezza pari a 2.25m rese collaboranti alla soletta in calcestruzzo di 30 cm di spessore. Le travi longitudinali, disposte a interasse di circa 1.95m, sono collegate da traversi con funzione di irrigidimenti trasversali.

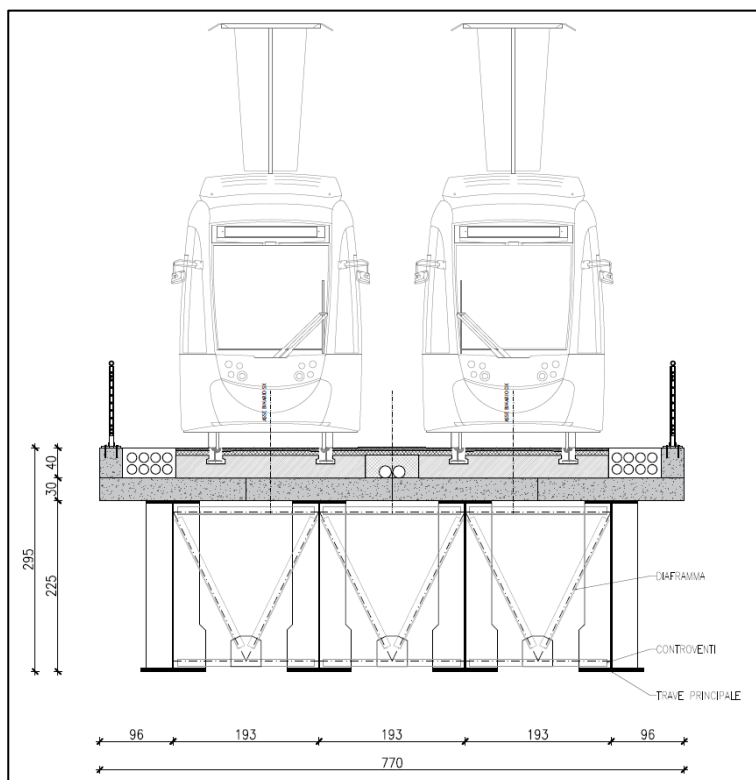


Figura 1 - Sezione trasversale tipo dell'impalcato

## 2.1 CRITERI DI CALCOLO

Il calcolo è stato effettuato con schema a graticcio di travi. Le travi longitudinali sono state modellate come elementi “beam” mentre i trasversi, ipotizzati come bielle, sono stati modellati tramite elementi “truss”. Le opere oggetto della presente relazione sono state calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.).

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 17.01.2018 “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa (Circolare 21.01.2019 n. 7/C.S.LL.PP.).

Vita nominale VN = 50 anni

Classe d’uso IV

(§ 2.4.2, “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della

protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie

di tipo A o B e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì

serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.

Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a

impianti di produzione di energia elettrica.”)

Coefficiente d’uso CU = 2,0

## 3. CRITERI DI VERIFICA

Tutte le verifiche strutturali agli stati limite sono state condotte in accordo al quanto indicato nella normativa vigente D.M. 17/01/2018, “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare applicativa Circolare 21 gennaio 2019 n. 7.

## 4. NORMATIVE E RIFERIMENTI

### 4.1 NORMATIVE E STANDARD

Gli interventi sono progettati con riferimento alla seguente normativa:

- D.M. 17/1/2018: *Nuove Norme tecniche per le costruzioni*
- Circolare 21/01/2019 n.7 *“Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018”*

## 5 MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali. I coefficienti di sicurezza dei materiali adottati in sede di dimensionamento e verifica per gli elementi strutturali sono quelli riportati nel Capitolo 4 del D.M. 17/01/2018, “Norme tecniche per le costruzioni”.

Tutti i materiali impiegati nel progetto, soddisfano le caratteristiche ai fini delle prestazioni strutturali antisismiche ai sensi delle D.M. 17/01/2018, “Norme tecniche per le costruzioni”, come risulta dalle verifiche riportate nei successivi capitoli.

### 5.1 ACCIAIO

Per l'acciaio da carpenteria si assume il seguente peso per unità di volume:

$$\gamma_{\text{Acciaio}} = 78,50 \text{ kN/m}^3$$

#### 5.1.1 Acciaio per armatura convenzionale di strutture in c.a.

Barre a aderenza migliorata: acciaio tipo B450C

Per  $\phi < 26 \text{ mm}$

- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} > 4.500 \text{ daN / cm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} > 5.400 \text{ daN / cm}^2$

Le tensioni di design risultano:

$$\text{Per lo S.L.U.} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4500}{1.15} = 3.913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Per lo S.L.E.} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4500}{1.25} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

### 5.1.2 Acciaio per la carpenteria metallica degli impalcati

**Tab. 4.2.1 – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi**

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
<b>S 355</b>	<b>355</b>	<b>510</b>	<b>335</b>	<b>470</b>
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Figura 2 - Tabella estratta da capitolo 4.2.1.1 NTC2018

Acciaio tipo S355 (Fe 510)

- Tensione di rottura:  $f_t > 5100 \text{ daN / cm}^2$
- Tensione di snervamento:  $f_y = 3550 \text{ daN / cm}^2$

La tensione di confronto risulta con  $\gamma_m = 1,05$  (Rif. tab. 4.2.V D.M. 17.01.2018) coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza del materiale

Per lo S.L.U. 
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{3550}{1.05} = 3380 \text{ daN/cm}^2$$

Per la stabilità 
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{2750}{1.1} = 2500 \text{ daN/cm}^2 \text{ dove } \gamma_m = 1.1$$

### 5.1.3 Unioni saldate

Saldature a completa penetrazione (UNI EN 1011)

Saldature a cordone d'angolo (UNI EN 1011), altezza di gola minima di 0,7 volte lo spessore più piccolo dell'elemento da unire dove non diversamente indicato.



#### 5.1.4 Unioni bullonate

Viti ad alta resistenza (UNI EN ISO 898/1) Classe 10.9

Dadi ad alta resistenza (UNI EN 20898/2) Classe 10

Rosette (UNI EN 10083/2) Acciaio C50

Piastrine (UNI EN 10083/2) Acciaio C50

Stato limite ultimo

Coefficiente parziale  $\gamma_{M2} = 1.25$

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yb} = 900$  MPa

Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tb} = 1.000$  MPa

#### 5.1.5 Calcestruzzo

##### 5.1.5.1 Premessa

Di seguito si riportano le caratteristiche e le proprietà meccaniche principali (indipendenti dalla sezione dell'elemento strutturale) definite in accordo alla normativa di riferimento (NTC2018). Per il calcestruzzo si assume il seguente peso per unità di volume:  $\gamma_{CLS} = 25,00$  kN/m<sup>3</sup>.

Di seguito vengono elencati i materiali usati nel modello:

##### Dati generali

- ID = numero identificativo del materiale
- E = modulo di Elasticità
- $\nu$  = coefficiente di Poisson
- G = modulo di Elasticità Tangenziale
- Ps = peso specifico
- $\alpha$  = coefficiente di Dilatazione Termica
- $f_{yk}$  = tensione caratteristica di snervamento
- $f_u$  = resistenza ultima a trazione
- $\epsilon_{ud}$  = deformazione ultima
- $\gamma_{M,c}$  = coeff. parziale materiale per la resistenza a SLU per compressione
- $\gamma_{M,t}$  = coeff. parziale materiale per la resistenza a SLU per trazione
- $\gamma_M$  = coeff. parziale materiale per la resistenza a SLU
- $\gamma_{M,ecc}$  = coeff. parziale materiale per la resistenza a SLU per situazioni eccezionali

##### Dati specifici per calcestruzzo

- $R_{ck}$  = resistenza caratteristica cubica di compressione del calcestruzzo
- $f_{ck}$  = resistenza caratteristica cilindrica di compressione del calcestruzzo
- $f_{ctk}$  = resistenza caratteristica di trazione del calcestruzzo
- $f_{ctm}$  = resistenza media di trazione del calcestruzzo

- $f_{tc,eff}$  = resistenza media di trazione efficace del calcestruzzo al momento in cui si suppone l'insorgere delle prime fessure
- $\gamma_c$  = coeff. parziale materiale per la resistenza a SLU per compressione del calcestruzzo
- $\alpha_{cc}$  = coefficiente riduttivo per la resistenza a compressione di lunga durata
- $\alpha_{ct}$  = coefficiente riduttivo per la resistenza a trazione di lunga durata
- Dati specifici per acciaio da carpenteria
- $f_y$  = tensione di snervamento acciaio per spessori minori o uguali a 40 mm
- $f_{y1}$  = tensione di snervamento acciaio per spessori maggiori di 40 mm
- $\gamma_{M0,c}$  = coeff. parziale materiale per la resistenza a SLU per compressione per acciaio da carpenteria (per il D.M. 14/09/2005 corrisponde a  $\gamma_M$ )
- $\gamma_{M0,t}$  = coeff. parziale materiale per la resistenza a SLU per trazione per acciaio da carpenteria
- $\gamma_{M1}$  = coeff. parziale materiale per la resistenza a SLU per acciaio da carpenteria per verifiche di instabilità (per il D.M. 14/09/2005 corrisponde a  $\gamma_M$ )

#### 5.1.5.2 Calcestruzzo impalcato

2) Per la realizzazione dei piedritti e della soletta di copertura si prevede l'utilizzo di

calcestruzzo in classe  $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ , che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.92 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.94 \text{ N/mm}^2$

#### Cls C32/40

Proprietà reologiche:

$E = 33643 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\nu = 0.200$

$G = 15292 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$P_s = 2.5e-005 \text{ (N/mm}^3\text{)}$

$\alpha = 1e-005 \text{ (1/}^\circ\text{C)}$

Parametri di verifica:

$\gamma_{M,c} = 1.5$

$\gamma_{M,t} = 1.5$

$\gamma_{M,ecc} = 1$

$R_{ck} = 4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$f_{ck} = 32 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$f_{ctk} = 2.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\alpha_{cc} = 0.85$

$\alpha_{ct} = 1$

$GrpEsig = a$

Valori di progetto

$F_{cd} = 18.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$F_{ctd} = 1.25 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

## 6 ANALISI DEI CARICHI

### 6.1 IMPALCATO METALLICO

Il peso degli impalcati metallici è stato assegnato ad ogni elemento nella modellazione ad elementi finiti imponendo il peso per unità di volume  $\gamma_s = 78,50 \text{ kN/m}^3$ .

### 6.2 SOLETTA IN C.A.

Il peso della soletta in c.a. è stato assegnato considerando il peso per unità di volume del calcestruzzo  $\gamma_c = 25,00 \text{ kN/m}^3$ . Avendo una soletta con altezza pari a 0.3 m si ottiene un carico superficiale:

$$q_{soletta} = 25.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.3\text{m} = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

### 6.3 CARICHI PERMANENTI PORTATI

Il contributo della pavimentazione è stato considerato come un carico distribuito pari a

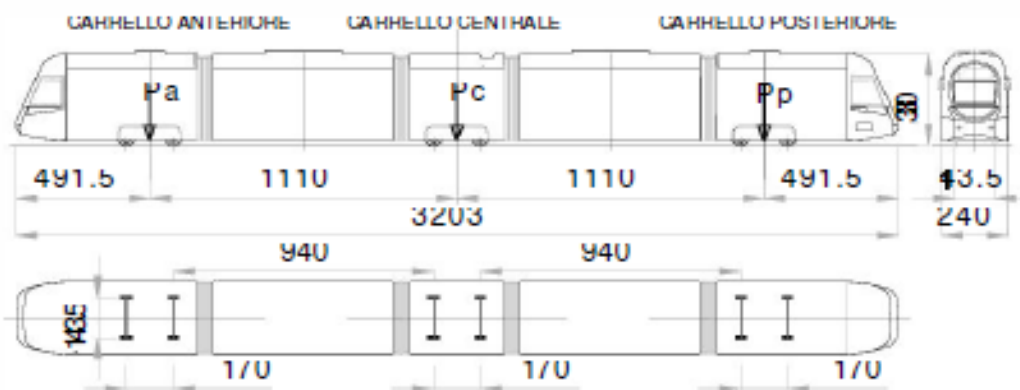
$$q_{finitura} = 8.0 \text{ kN/m}^2$$

### 6.4 AZIONI VARIABILI

#### 6.4.1 Carichi mobili indotti dalla linea tramviaria

Per la valutazione dei carichi si fa riferimento al veicolo tranviario denominato Sirio Firenze; lo scartamento dei binari è pari a 1.435 mm.

Il carico accidentale dovuto al peso del tram Sirio Firenze a pieno carico è stato calcolato considerando una carrozza avente le caratteristiche riportate nella seguente immagine.



Caratteristiche del tram Sirio Firenze

#### 6.4.1.1 Carichi verticali statici

Il carico per asse a pieno carico della vettura è il seguente:  
(passeggeri seduti + 6/m<sup>2</sup> passeggeri in piedi):

Carrello motore anteriore Pa .....	198,94 kN
Carrello trascinato centrale Pc .....	201,14 kN media 99,8 kN/asse
Carrello motore posteriore Pp .....	198,94 kN
Carico totale .....	599,02 kN

#### 6.4.1.2 Effetti dinamici

In analogia a quanto riportato per i ponti ferroviari nel paragrafo 5.2.2.2.3 “Effetti dinamici” delle NTC 2018 per le strutture dell’armamento si può considerare il caso di “linee con elevato standard manutentivo” considerando un aumento dei carichi statici applicando la formula

(a) per linee con elevato standard manutentivo:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad [5.2.6]$$

Nel caso in oggetto si ottiene:

$$\Phi_2 = 1.01$$

A favore di sicurezza si è scelto di considerare un incremento del 5% da cui il carico equivalente diviene:

Carico statico equivalente per asse centrale = 201 / 2 x 1,05 = 105,5 kN

Carico statico equivalente per asse anteriore/posteriore = 199 / 2 x 1,05 = 104,5 kN

#### 6.4.2 Azioni della temperatura

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente  $\Delta T$ , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Tab. 3.5.II – Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici

Tipo di struttura	$\Delta T_u$
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$

#### 6.4.3 Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, che costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) e allo stato limite di danno (SLD).

##### 6.4.3.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l’opera ricade all’interno del tipo di costruzione con livelli di prestazioni ordinari. La vita nominale si assume pertanto pari a  $V_N = 50$  anni.

##### 6.4.3.2 Classe d’uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe III.

Il coefficiente d’uso si assume pertanto pari a  $C_U = 1.5$ .

##### 6.4.3.3 Periodo di riferimento per l’azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d’uso  $C_U$ . Tale coefficiente è funzione della classe d’uso.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \times 1.5 = 75 \text{ anni}$$

#### 6.4.3.4 Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I D.M. 17/01/18.

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di  $P_{VR}$  forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{V_R}$  in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

#### 6.4.3.5 Parametri di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno  $T_R$  considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

$a_g$  il valore previsto dalla pericolosità sismica;

$F_0$  e  $T_C^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste

dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento.

A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{V_R}$  associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento

$V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

Pericolosità sismica

Tipo costruzione (Art. 2.4.1)  Classe d'uso (Art. 2.4.2)

Vita Nominale di progetto Vn (anni):

Periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_n \cdot C_u = 50.00 \cdot 2.00 = 100.00$  anni

Pvr % (Art. 3.2.1)

SLO	81.00
SLD	63.00
SLV	10.00
SLC	5.00

Periodo di ritorno Tr (anni)

SLO	60.21
SLD	100.58
SLV	949.12
SLC	1949.57

Posizione del sito

Comune:

Longitudine

Latitudine

☐ Isola:

Nodi intorno al sito

ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)
16730	11.3170	44.5150	3.1847
16952	11.3190	44.4650	4.1047
16953	11.3890	44.4660	4.7194
16731	11.3880	44.5160	3.9429

Parametri di pericolosità sismica

	$a_g$ (g/10)	$F_0$ (adim)	$T_C^*$ (sec)
SLO	0.72413183	2.48167107	0.27792769
SLD	0.89225564	2.47113762	0.28547835
SLV	2.10368166	2.42789935	0.31428305
SLC	2.61726694	2.45349059	0.32186061

N.B. Dal valore tabellato, per ottenere  $a_g$  in (g), dividerlo per 10; per ottenerlo in  $m/sec^2$ , moltiplicarlo per 0.9806

#### 6.4.3.6 Classificazione sismica del terreno

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in accordo con le NTC, si fa riferimento all'approccio semplificato che si basa sulla individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.



Come riportato nella relazione geotecnica il terreno in sito può essere classificato come tipo C.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

#### 6.4.3.7 Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Categoria topografica T1

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

#### 6.4.3.8 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

#### 6.4.3.9 Spettro di progetto

Di seguito si riportano i dati utilizzati per la determinazione degli spettri di progetto una volta definita la categoria di sottosuolo e la categoria topografica.

Parametri sismici

Categoria di sottosuolo (Art. 3.2.2) **C** Categoria topografica (Art. 3.2.2) **T1**

Rapporto h/H altezza pendio: **1.00** Coeff. amplif. topografica  $S_t$ : **1.00**

Coeff. smorzamento (%)  $\xi$ : **5.00**  $\Rightarrow \eta = 1.000$

Parametri spettri orizzontali e  $F_v$

	S	TB	TC	TD	$F_v$	$C_c$	$S_s$
SLO	1.500	0.148	0.445	1.890	0.902	1.602	1.500
SLD	1.500	0.151	0.453	1.957	0.996	1.588	1.500
SLV	1.394	0.161	0.483	2.441	1.503	1.538	1.394
SLC	1.315	0.164	0.491	2.647	1.695	1.526	1.315

Ricalcola =>

Parametri spettri verticali

$S_s$	TB	TC	TD
1.000	0.050	0.150	1.000

Tipo comportamento  
☒ Non dissipativo  
☐ Dissipativo

Classe di duttilità  
☐ Alta (CD'A')  
☒ Media (CD'B')

Fattori di comportamento q (par. 7.3 NTC)

	SLO	SLD	SLV	SLC
Direz. X1	1.000	1.500	1.000	1.500
Direz. Y1	1.000	1.500	1.000	1.500
Direz. Z	1.000	1.500	1.000	1.500

Calcola q per SLV

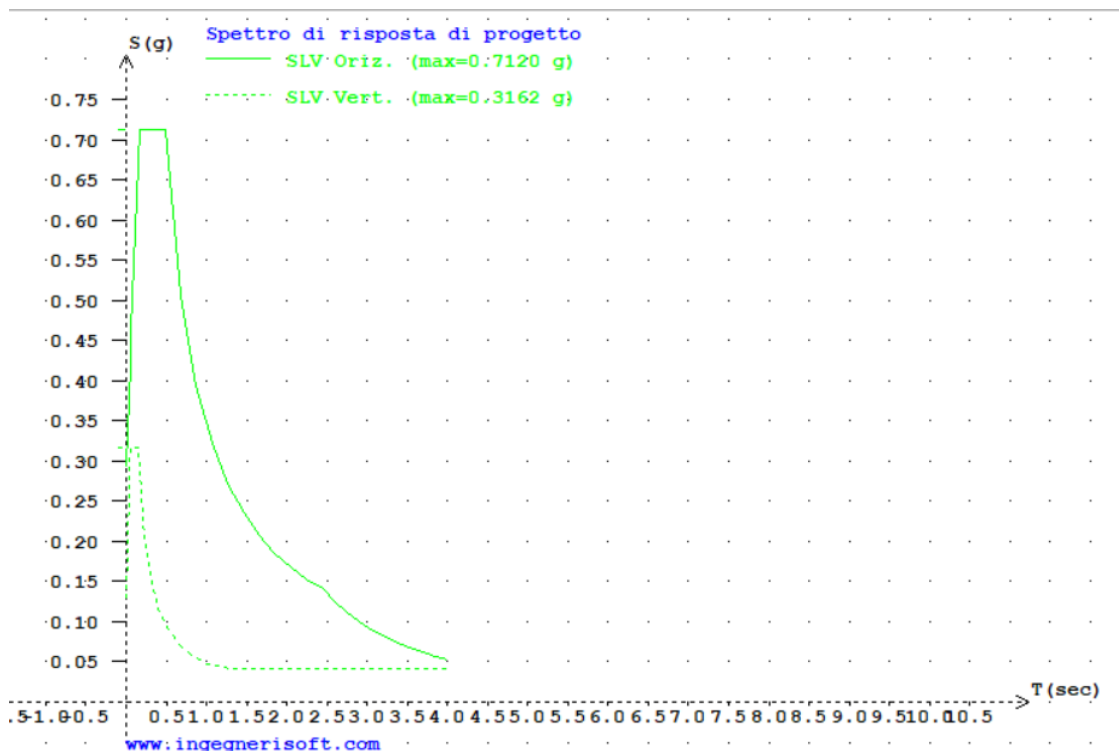
Calcola q per SLV

Regolarità edificio  
☐ In pianta  
☐ In altezza

Ok e avanti >  
 Annulla e avanti >  
 ?  
 < Indietro

Figura 3 - Parametri sismici per la determinazione degli spettri di progetto

Di seguito si riportano i grafici dello spettro, sia componente verticale che orizzontale, riferite ai diversi stati limiti.



## 6.5 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Si applicano le combinazioni di carico del DM 14. 01 .2008. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
(\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
(\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$ ,  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLUI

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{e2}$ , $\gamma_{e3}$ , $\gamma_{e4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

#### 6.5.1 Combinazioni SLU e in esercizio

In accordo al § 2.5.3 del D.M. 17/01/18 "Combinazioni delle azioni", ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (S.L.E.):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6 D.M. 14/01/2008):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.6)$$

#### 6.5.2 Combinazioni sismiche

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando l'espressione (7.3.15) di cui al D.M. 17/01/18, con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali (3.2.17 D.M. 17/01/2018):

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Le combinazioni sismiche risultano:

$$1.00 E_x + 0.30 E_y + 0.30 E_z$$

$$0.30 E_x + 1.00 E_y + 0.30 E_z$$

$$0.30 E_x + 0.30 E_y + 1.00 E_z$$

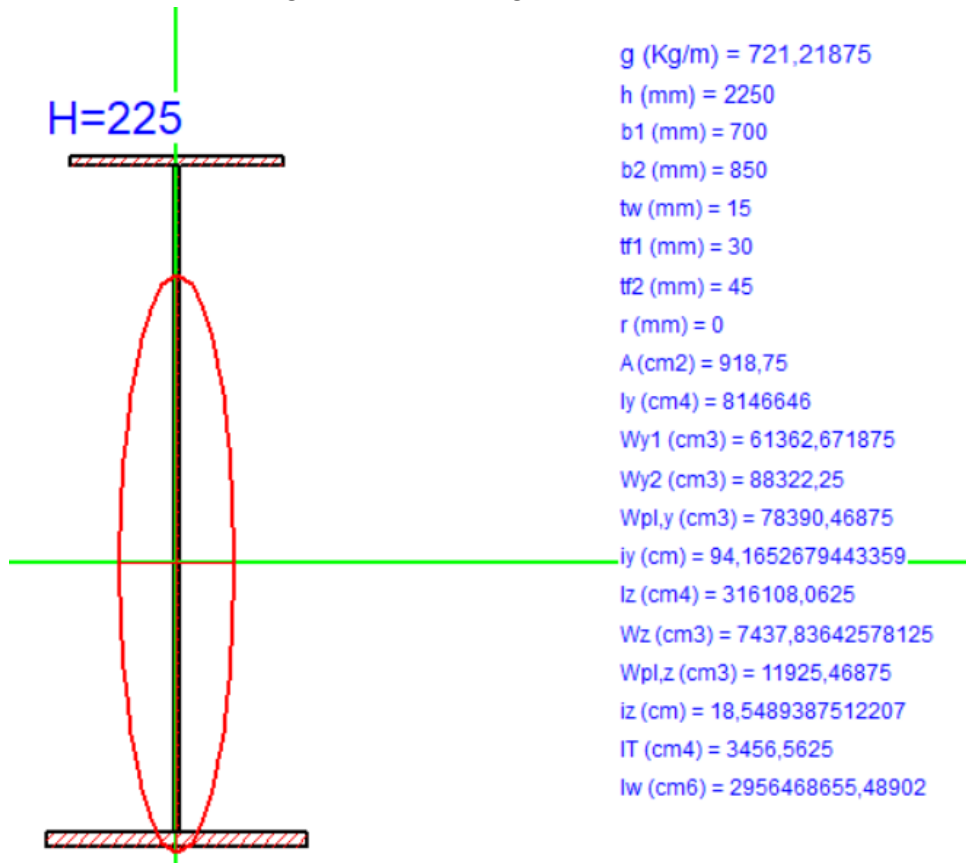
Viene successivamente definita una combinazione involucro sismico, costituito dall'involuppo lineare delle tre precedenti.

## 7. PREDIMENSIONAMENTO

### 7.1 PESO PROPRIO

#### 7.1.1 Trave acciaio

$$M'_{pp} = \frac{p_{tr} \cdot L^2}{8} = \frac{7.21 \text{ kN/m} \cdot (59.5)^2}{8} = 3190 \text{ kNm}$$



#### 7.1.2 Soletta cls

Considerando una  $b_{eff}=193$  cm e  $h=30$ cm si ha un carico lineare pari a

$$p_{sol} = 1.93 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 14.5 \text{ kN/m}$$

$$M''_{pp} = \frac{p_{sol} \cdot L^2}{8} = \frac{14.5 \text{ kN/m} \cdot (59.5)^2}{8} = 6416.7 \text{ kNm}$$

## 7.2 CARICO PERMANENTE

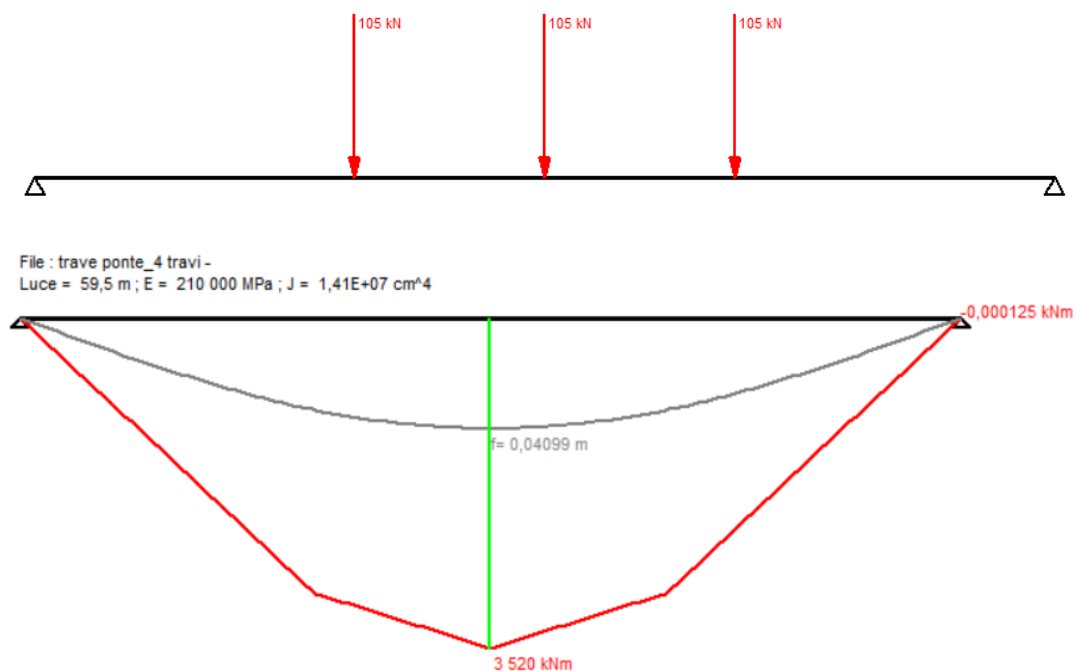
Considerando il carico di

$$q_{finitura} = 8.0 \text{ kN/m}^2$$

Si ottiene un momento pari a:

$$M_{perm} = \frac{q_{finitura} \cdot b_{eff} \cdot L^2}{8} = \frac{8.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.93 \text{ m} \cdot (59.5)^2}{8} = 6832 \text{ kNm}$$

## 7.3 CARICO MOBILE



$$M_{mob} = 3520 \text{ kNm}$$

## 7.4 COMBINAZIONE SLE

$$\begin{aligned} M_{SLE} &= M'_{pp} + M''_{pp} + M_{perm} + M_{mob} \\ &= 3190 \text{ kNm} + 6416.7 \text{ kNm} + 6832 \text{ kNm} + 3520 \text{ kNm} \\ &= 19958.7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

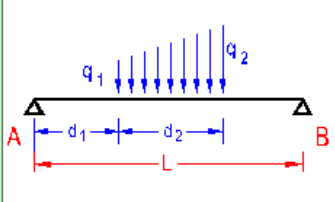
Ipotizzando freccia pari a  $f = \frac{L}{400} = 24 \text{ cm}$



Trave 1 Campata - File: trave\_ponte\_4 travi

File Unità Opzioni ?

Titolo :



**Vincoli**

☒ App. - App.

☐ Inc. - Inc.

☐ Inc. - App.

☐ Mensola

☐ Fondazione

**N° Carichi dist. TRAPEZI**  **Zoom**

N°	q1	q2	d1	d2
1	7	7	0	59,5
2	14,45	14,45	0	59,5
3	15,4	15,4	0	59,5

**N° Carichi CONCENTRATI**  **Zoom**

N°	F	d
1	105	18,65
2	105	11,1
3	105	11,1

**N° Coppie CONCENTRATE**  **Zoom**

Luce  m  $J$   cm<sup>4</sup> **Sezione**

E  MPa ☒ Distanze parziali

**Risultati**

**Reazioni vincolari**

	MA	MB	RA	RB
kNm	0	0		
kN			1 254	1 254

	$\Phi_A$	$\Phi_B$	max M+	x max M+	max M-	x max M-	f max	x f max
[rad]	0,01227	0,01227						
			19 827	29,75	0	0	0,2294	29,75

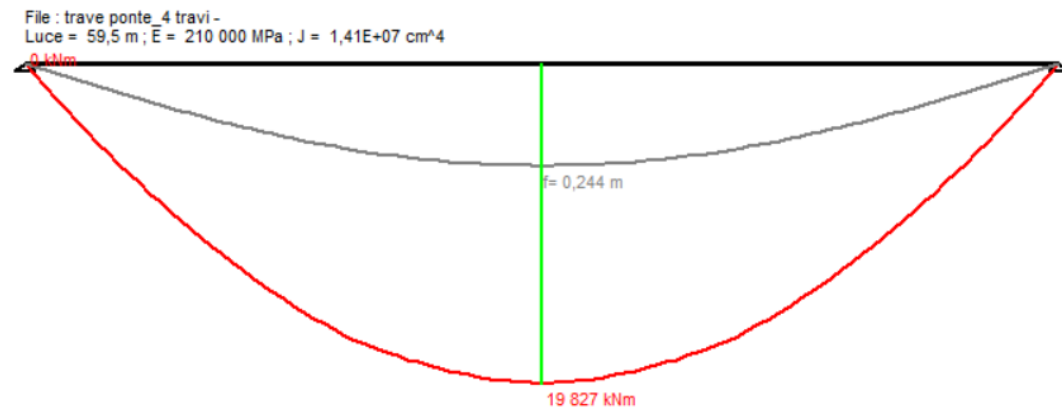
**Risultati all'ascissa x**

x	M(x)	V(x)	f(x)
29,75	19 827	-52,5	0,2294

N° sezioni di calcolo  **Calcola**

**Diagrammi**

☒ Visualizza ☐ Stampa



## 7.5 COMBINAZIONE SLU

$$M_{SLE} = \gamma_{G1} M'_{pp} + \gamma_{G1} M''_{pp} + \gamma_{G2} M_{perm} + \gamma_{mob} M_{mob} =$$

$$1.35 \cdot 3190 \text{ kNm} + 1.35 \cdot 6416.7 \text{ kNm} + 1.5 \cdot 6832 \text{ kNm} + 1.35 \cdot 3520 \text{ kNm}$$

$$= 27969 \text{ kNm}$$

AcciaioCls/Flessione - File

File

Titolo progetto:

**Tipo di profilo**  
H=225

**Materiali**  
Tipo Acciaio  
S355 (Fe510)  
 $f_y$  355 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{sk}$  430 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  25 N/mm<sup>2</sup>

**Dati Profilo**  
b1 700 mm  
b2 850 mm  
tf1 30 mm  
tf2 45 mm  
h 2250 mm  
tw 15 mm  
r1 0 mm  
r2 0 mm  
r 0 mm

**Tipo di soletta**  
☒ Piena  
☐ Grecata trasv.  
☐ Grecata paral.

**Dati soletta**  
 $h_c$  300 mm  
 $b$  1930 mm  
 $A_s^{eff}$  1900 mm<sup>2</sup>  
 $h'_s$  30 mm  
 $n$  15

$M_{Sd}$  27969 kNm

**Metodo di calcolo**  
**Sezione di classe 4** ☒ Metodo n M+  
**Solo verifica elastica** ☐ Metodo n M-

**Metodo n**  
 $V_l$  8119 kN  $\sigma_c$  -15,2 N/mm<sup>2</sup>  
 $y_n$  1174 mm  $\sigma_s$  -223 N/mm<sup>2</sup>  
 $S_s$  41693 cm<sup>3</sup>  $\sigma_{a1}$  -170 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{a2}$  268 N/mm<sup>2</sup>  
 $J_{id}$  1,436E+07 cm<sup>4</sup>  $J_{id}/J_a$  1,76

Zoom

Plotta in Form

Progetto Connessione

## 8. SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE

### 8.1 SCHEMA DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti "Midas Gen 2023".

Trattandosi di una struttura misto acciaio calcestruzzo è necessario valutare le sollecitazioni dovute alle fasi costruttive. Risulta quindi necessario valutare le seguenti fasi:

Fase	Caratteristiche inerziali	Carichi applicati
0	Solo struttura acciaio	Peso proprio della struttura metallica, peso getto del cls
1	Struttura mista $n=n_1$	Pesi permanenti portati
2	Struttura mista $n=n_2$	Carichi accidentali

A seguito della definizione delle fasi risulta necessario valutare due diversi modelli. Per la fase 0, infatti, è necessario considerare come resistente solo la trave in acciaio senza il contributo della soletta in calcestruzzo che in questa fase di montaggio risulta essere solo un carico

Per la fase 1 e 2, invece, nella modellazione ad elementi finiti l'impalcato viene schematizzato come graticcio di travi in cui si individuano due entità strutturali, quali le travi principali ed i trasversi. Le travi principali, in acciaio collaboranti con la soletta in calcestruzzo di 30cm, sono state modellate come sezione composta. Al fine di tenere in considerazione l'inerzia trasversale la soletta trasversale è stata modellata con elementi beam di larghezza unitaria.

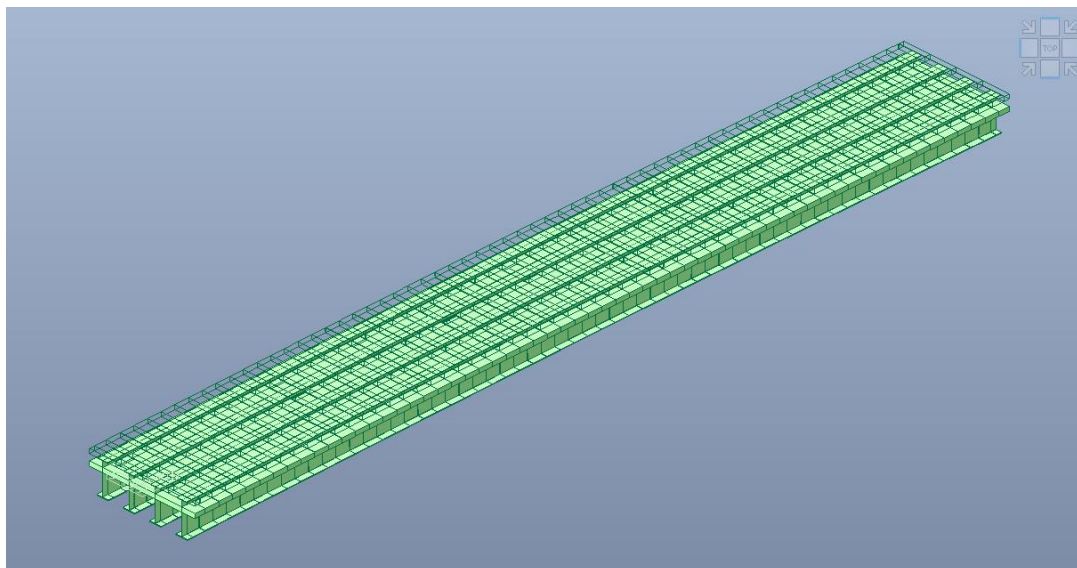


Figura 4 - Modello FEM fase 1 e 2

## 8.2 SCHEMA DI VINCOLO

Di seguito si riporta lo schema di vincolo utilizzato per gli appoggi delle quattro travi principali.

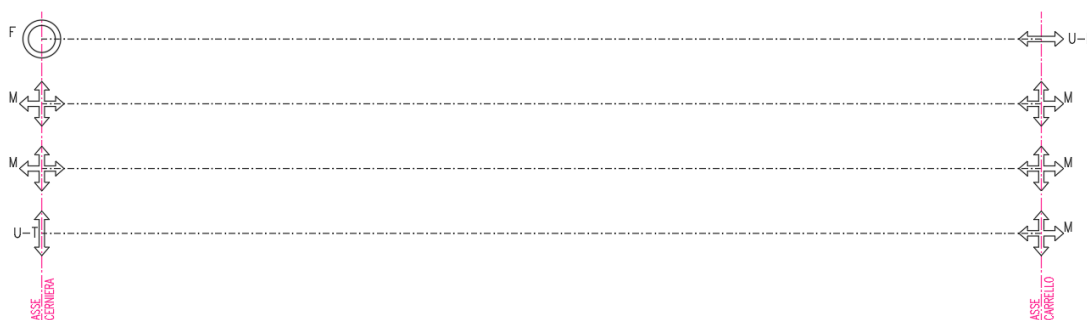


Figura 5 - Schema dei vincoli delle travi longitudinali

- F appoggio fisso
- U-T appoggio unidirezionale trasversale
- U-L appoggio unidirezionale longitudinale
- M appoggio multidirezionale

### 8.3 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Tabella 1 1 : H=225 + cls

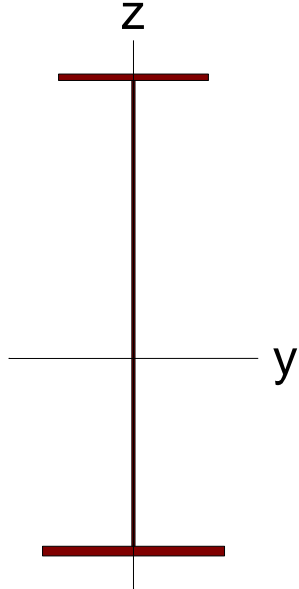
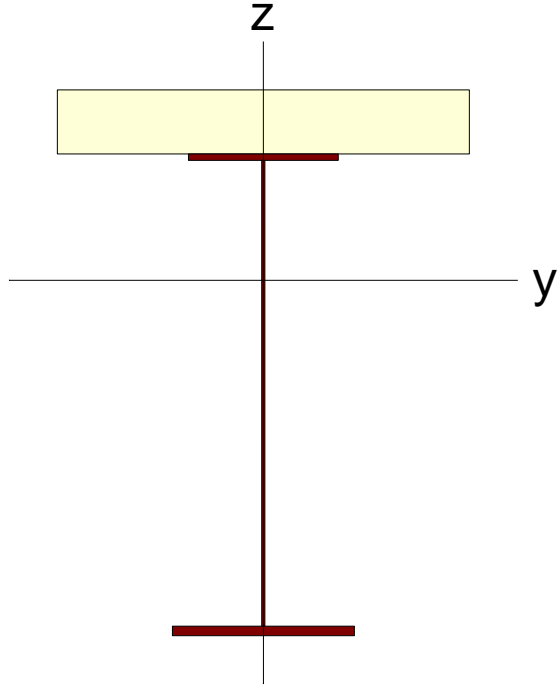
Before Composite					After Composite				
									
A (cm <sup>2</sup> )	As <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>z</sub> (cm <sup>2</sup> )	z (+) (cm)	z (-) (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	As <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>z</sub> (cm <sup>2</sup> )	z (+) (cm)	z (-) (cm)
919.500	481.500	328.094	133.042	92.458	1836.487	1175.342	372.071	59.122	166.378
I <sub>xx</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>zz</sub> (cm <sup>4</sup> )	y (+) (cm)	y (-) (cm)	I <sub>xx</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>zz</sub> (cm <sup>4</sup> )	y (+) (cm)	y (-) (cm)
3461.344	8186896.252	316108.188	42.500	42.500	390705.294	18317966.531	3147784.691	42.500	42.500
-	-	-	-	-	Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc
-	-	-	-	-	6.298	5.813	3.079	0.300	0.200

Tabella 2 2 : soletta 1000

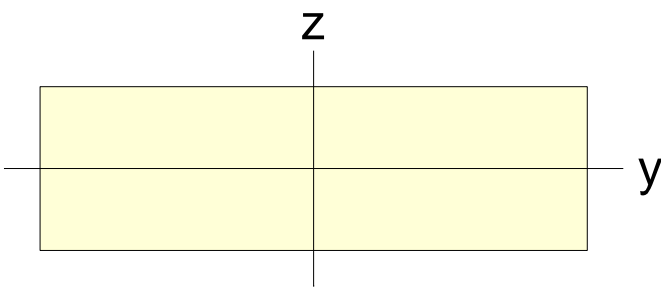
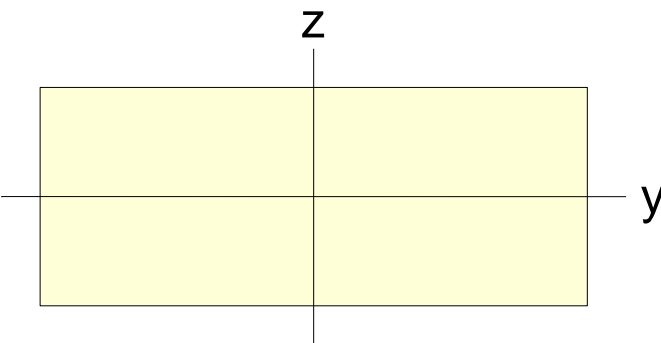
				
A (cm <sup>2</sup> )	Asy (cm <sup>2</sup> )	Asz (cm <sup>2</sup> )	z (+) (cm)	z (-) (cm)
3000.000	2500.000	2500.000	15.000	15.000
Ixx (cm <sup>4</sup> )	Iyy (cm <sup>4</sup> )	Izz (cm <sup>4</sup> )	y (+) (cm)	y (-) (cm)
730014.818	225000.000	2500000.000	50.000	50.000

Tabella 3 3 : soletta 750

				
A (cm <sup>2</sup> )	Asy (cm <sup>2</sup> )	Asz (cm <sup>2</sup> )	z (+) (cm)	z (-) (cm)
2250.000	1875.000	1875.000	15.000	15.000
Ixx (cm <sup>4</sup> )	Iyy (cm <sup>4</sup> )	Izz (cm <sup>4</sup> )	y (+) (cm)	y (-) (cm)
505262.880	168750.000	1054687.500	37.500	37.500

## 9 ANALISI DEGLI ELEMENTI

### 9.1 SOLLECITAZIONI

#### 9.1.1 Fase 0

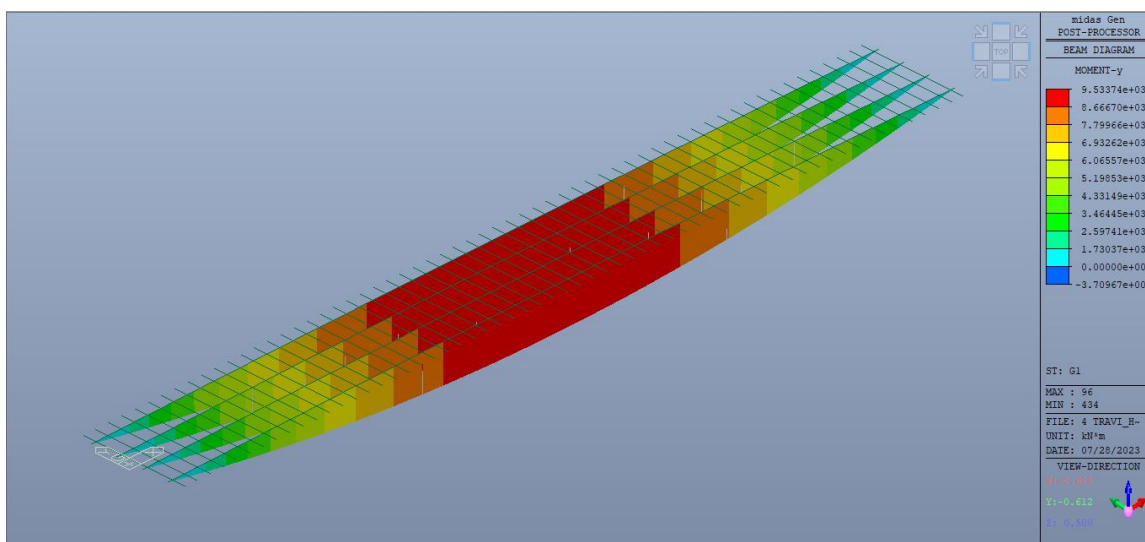


Figura 6 - Momento flettente [kNm]

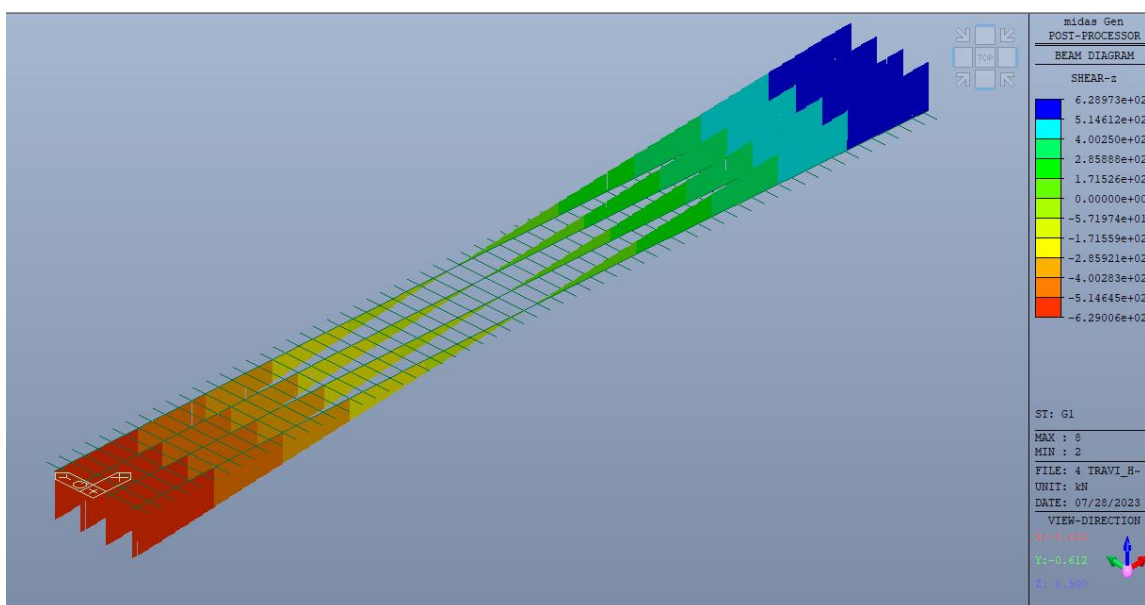


Figura 7 - Taglio [kN]

### 9.1.2 Fase 1

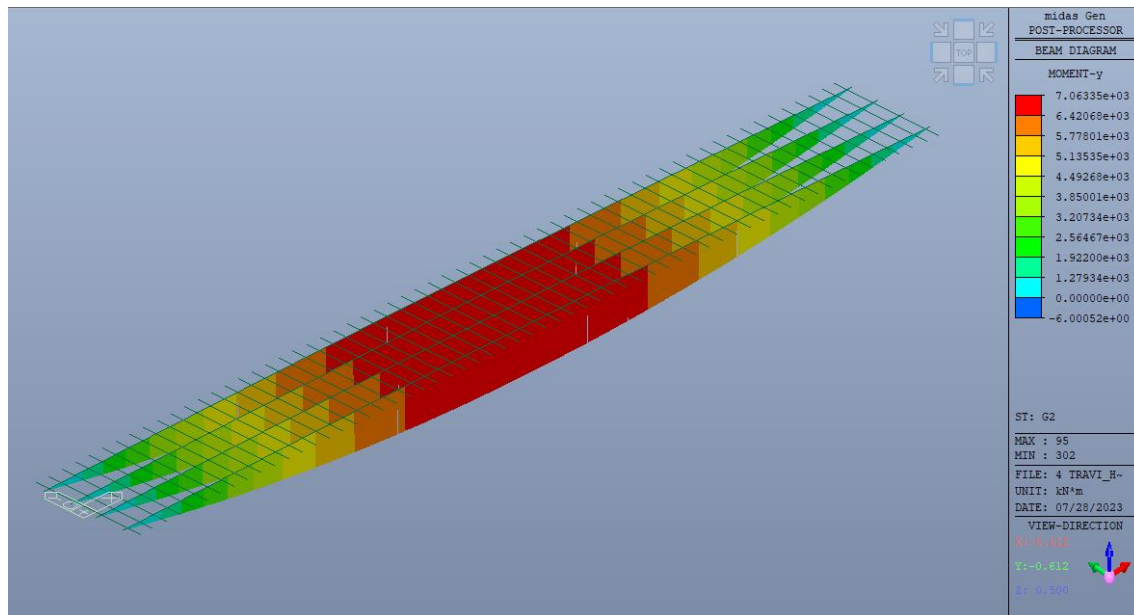


Figura 8 - Momento flettente [kNm]

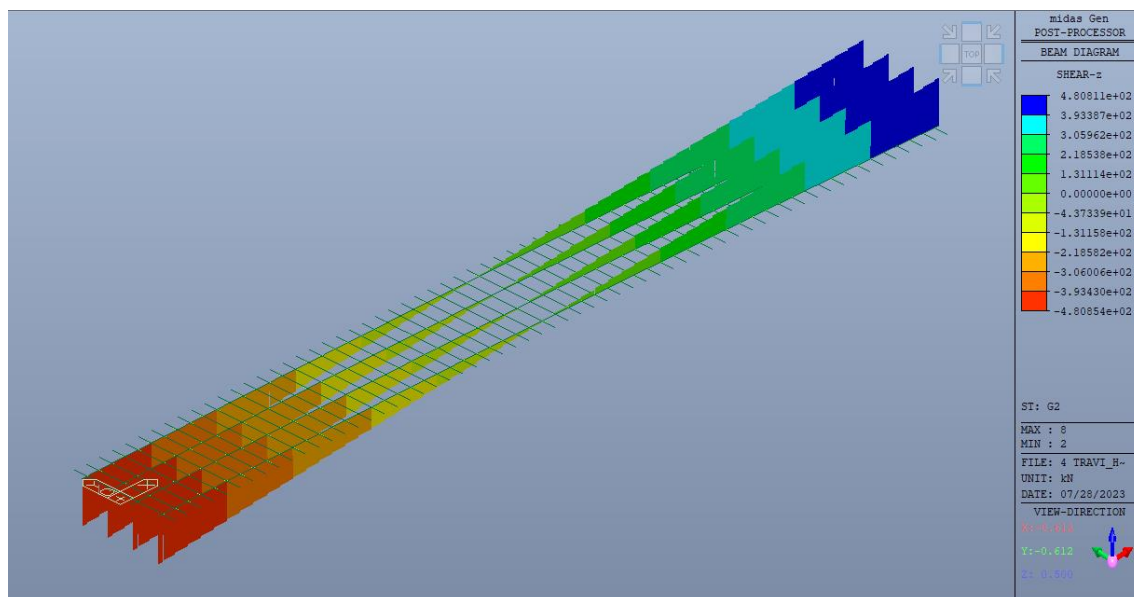


Figura 9 - Taglio [kN]



### 9.1.3 Fase 2

Per la determinazione delle sollecitazioni del carico mobile si sono considerate diverse disposizioni di carico per la determinazione del momento e del taglio massimo.

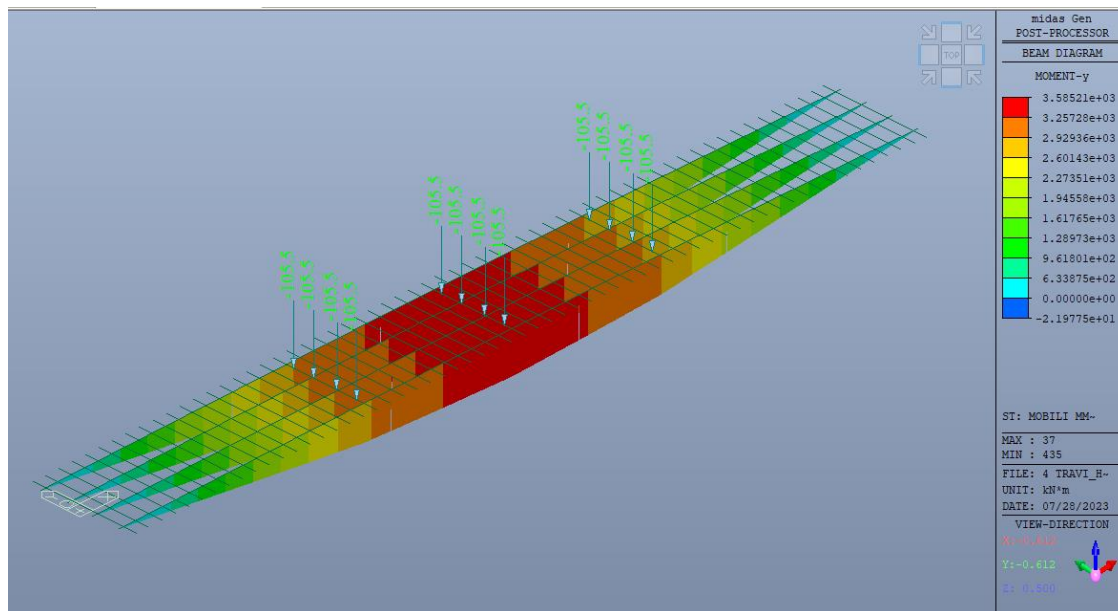


Figura 10 - Momento flettente [kNm]

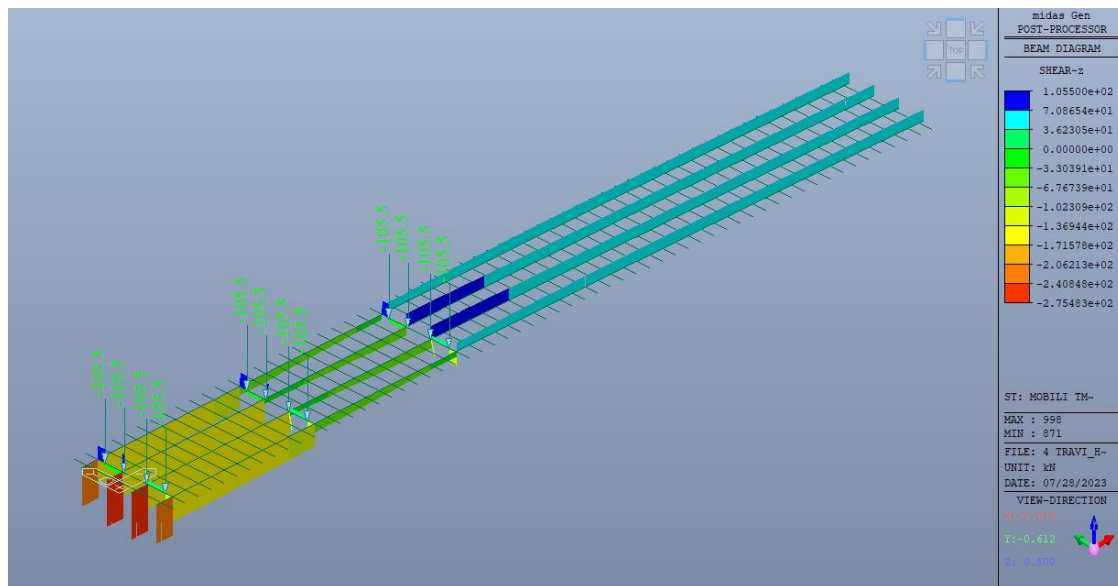


Figura 11 - Taglio [kNm]

#### 9.1.4 Sollecitazione di taglio

Poiché per la verifica a taglio la norma (cap. 4.3.4.2.2 NTC2018) prescrive di considerare solo la sezione in acciaio, in questo caso non è necessario considerare la sezione composta e di conseguenza il diverso comportamento durante le fasi di costruzione. Per questo motivo di seguito si riportano il taglio allo SLU.

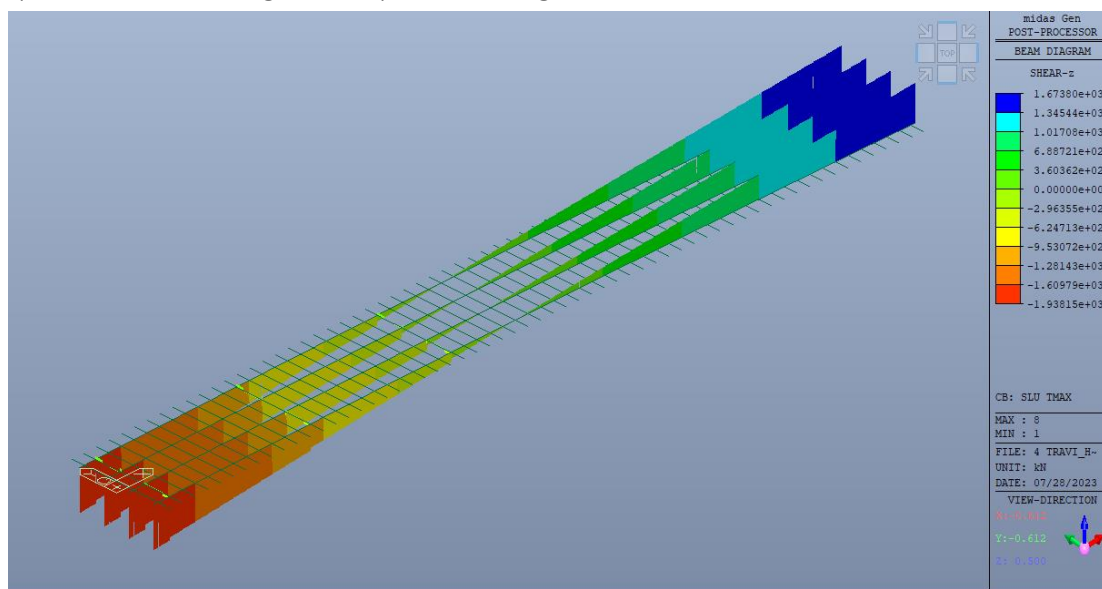


Figura 12 - Taglio allo SLU [kNm]

$$V_{Ed} = 1938 \text{ kN}$$

### 9.1 VERIFICHE TRAVI

Le travi d'impalcato hanno la funzione statica di supportare l'impalcato, sostenendo la soletta in C.A. cui sono connessi mediante connettori a taglio tipo Nelson.

#### 9.1.1 Classificazione delle sezioni

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale  $C_\theta$  definita come:

$$C_\theta = \theta_r / \theta_y - 1$$

Essendo  $\theta_r$  e  $\theta_y$  le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

- Classe 1 quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al §4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\theta < 3$ ;
- Classe 2 la sezione può sviluppare il proprio momento resistente elastico, ma ha una capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\theta \geq 1.50$ ;
- Classe 3 sono quelle sezioni trasversali dove la fibra d'acciaio estrema compressa può raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale può impedire il raggiungimento del momento resistente plastico;
- Classe 4 quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*.

La definizione delle classi è fornita dalla NTC2018 e nel caso di una sezione composta, la classificazione è in funzione della classe più sfavorevole relativa alle varie parti che la compongono (piattabanda superiore, inferiore e pannello d'anima).

Questa classificazione delle sezioni trasversali dipende dalla proporzione di ciascuno dei suoi elementi compressi quindi dai rapporti geometrici tra la larghezza e lo spessore per tutti gli elementi di acciaio dell'impalcato si ricava il coefficiente adimensionale che consentirà di stabilire la classe di appartenenza dei vari elementi.

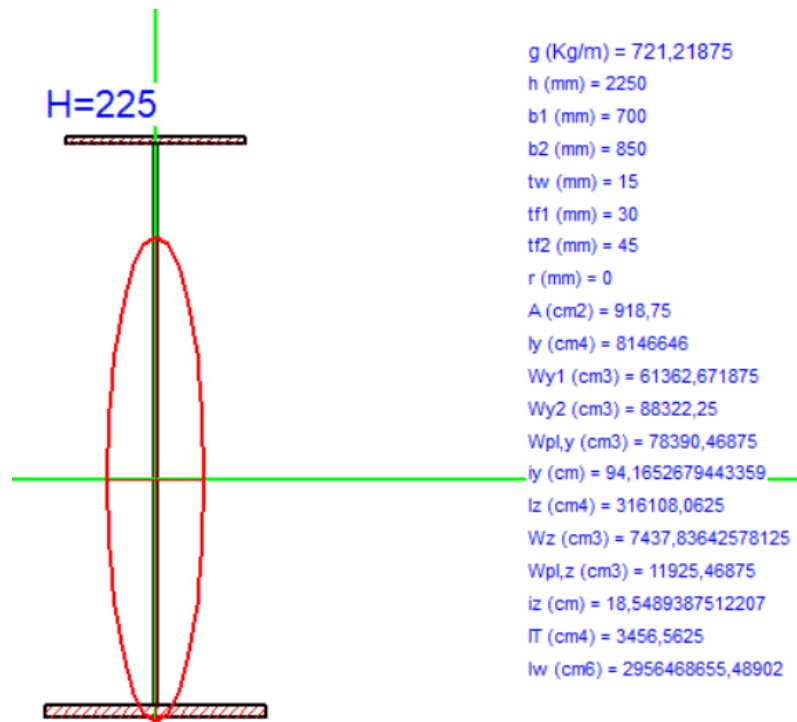
I rapporti di snellezza delle varie lamiere che compongono la sezione trasversale vengono confrontati con i valori limite suggeriti nelle tabelle tab. 4.2.III e tab. 4.2.IV.

Quando la sezione composta è di classe 4, si può ricorrere all'analisi elastica, utilizzando però una geometria efficace, calcolata secondo le prescrizioni riportate nel capitolo 4 delle N.T.C

Il metodo di classificazione proposto dipende dal rapporto tra la larghezza e lo spessore delle parti della sezione soggette a compressione, per cui nel procedimento di classificazione devono essere considerate tutte quelle parti completamente o parzialmente compresse.

Di seguito si riporta la classificazione delle sezioni che compongono l'impalcato metallico.

#### 9.1.1.1 Sezione trave longitudinale



Classificazione - EC3 #5.5.2

H=225 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm²) 355

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

A L A S U P.	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{342,5}{30 \times 0,81} = 14,03$	
	<p><b>FLESSIONE Mz</b></p> <p><math>10 &lt; \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 15,9</math> Classe 3</p>	<p><b>COMPRESSIONE</b></p> <p><math>10 &lt; \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 14</math> Classe 4</p>
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{2175,0}{15 \times 0,81} = 178,22$	
	<p><b>FLESSIONE My</b></p> <p><math>124 &lt; \frac{d}{t_w \epsilon} \leq \infty</math> Classe 4</p>	<p><b>COMPRESSIONE</b></p> <p><math>42 &lt; \frac{d}{t_w \epsilon} \leq \infty</math> Classe 4</p>
A L I N F.	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{417,5}{45 \times 0,81} = 11,4$	
	<p><b>FLESSIONE Mz</b></p> <p><math>10 &lt; \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 15,9</math> Classe 3</p>	<p><b>COMPRESSIONE</b></p> <p><math>10 &lt; \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 14</math> Classe 3</p>

Aeff Comp.

Aeff My

Classe Presso-Flessione 4 ?

Figura 13 - Classificazione della Sezione 1

### 9.1.2 Capacità resistente delle sezioni

Secondo il capitolo 4.2.3.2 delle NTC 2018 la capacità resistente della sezione si determina con uno dei seguenti metodi.

#### Metodo elastico (E)

Si assume un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento.

Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni, con l'avvertenza di riferirsi al metodo delle sezioni efficaci o a metodi equivalenti, nel caso di sezioni di classe 4.

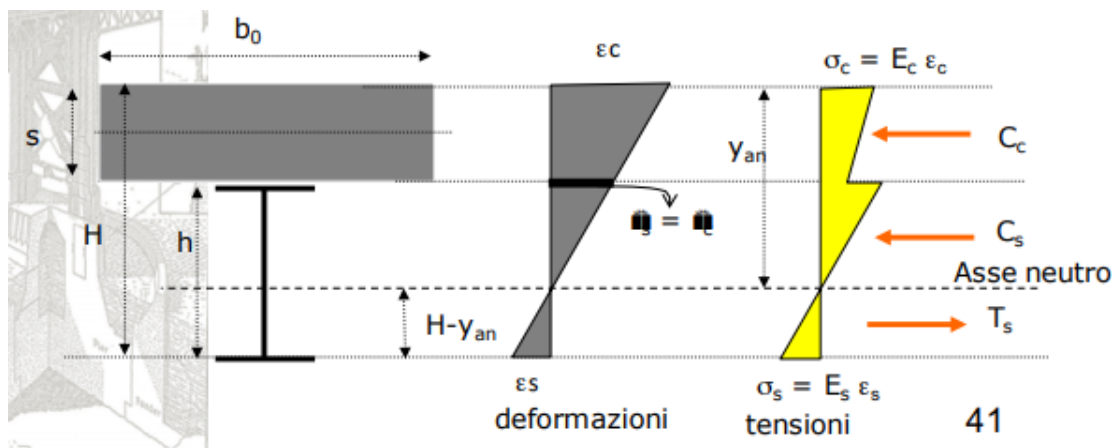
#### Metodo plastico (P)

Si assume la completa plasticizzazione del materiale. Il metodo può applicarsi solo a sezioni di classe 1 e 2.

#### Metodo elasto-plastico (EP)

Si assumono legami costitutivi tensione-deformazione del materiale di tipo bilineare o più complessi. Il metodo può applicarsi a qualsiasi tipo di sezione.

Poiché i profili delle travi principali sono di classe 4 la verifica della sezione viene effettuata tramite un'analisi elastica. In tal caso il cls è tutto compresso come lo è parte del profilo d'acciaio. L'asse neutro si trova semplicemente imponendo l'equilibrio alla traslazione della sezione che come noto corrisponde all'annullamento del momento statico della sezione omogeneizzata. È d'uso omogeneizzare tutto ad acciaio.



$$S_{id} = 0 \Rightarrow y_{an} = \frac{A_s \left( H - \frac{h}{2} \right) + \frac{A_c}{n} \left( \frac{s}{2} \right)}{A_s + \frac{A_c}{n}} \quad \text{dove } n = E_s/E_c \text{ coeff di omogeneizzazione Acciaio-cls}$$

$$\sigma_{s,max} = \frac{M_{est}}{J_{id}} (H - y_n) \quad \sigma_{c,max} = \frac{1}{n} \frac{M_{est}}{J_{id}} y_n \quad J_{id} = J_s + \frac{J_c}{n} + A_s \left( \frac{h}{2} + s - y_{an} \right)^2 + \frac{A_c}{n} \left( y_{an} - \frac{s}{2} \right)^2$$

Nelle fasi in cui la soletta risulta effettivamente collaborante con la struttura si considerano i seguenti moduli di omogeneizzazione:

$n_{accidentali} = 15$  per tenere in considerazione l'effetto della viscosità

$$n_{accidentali} = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{33643} = 6.3$$

### 9.1.3 Travi longitudinali

#### 9.1.3.1 Verifica taglio

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

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

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

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

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

Nel caso in oggetto si ha:

$$A_v = h_w \cdot t_w = 2175mm \cdot 15mm = 32625mm^2$$

La resistenza di progetto a taglio risulta quindi pari a:

$$V_{c,Rd} = \frac{32625mm^2 \cdot 355MPa}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 6368kN > V_{Ed} = 1938 kN$$

→ VERIFICATO

#### 9.1.3.2 Verifica a flessione

Trattandosi di profilo in classe 4 per la verifica a flessione si ricorre al metodo elastico determinando le tensioni, nel calcestruzzo e nell'acciaio nelle diverse fasi. Le tensioni di progetto si ricavano dalla somma delle varie fasi.

FASE 0

In questa fase si considera solo il contributo della sezione in acciaio di conseguenza si ricavano le tensioni massime nelle flange come:

$$\sigma_{a1} = \frac{M_{SLU, fase 0}}{W_a} = \frac{12870 \text{ kNm}}{61363 \text{ cm}^3} = -209 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2} = \frac{M_{SLU, fase 0}}{W_a} = \frac{12870 \text{ kNm}}{88322 \text{ cm}^3} = 145.7 \text{ MPa}$$

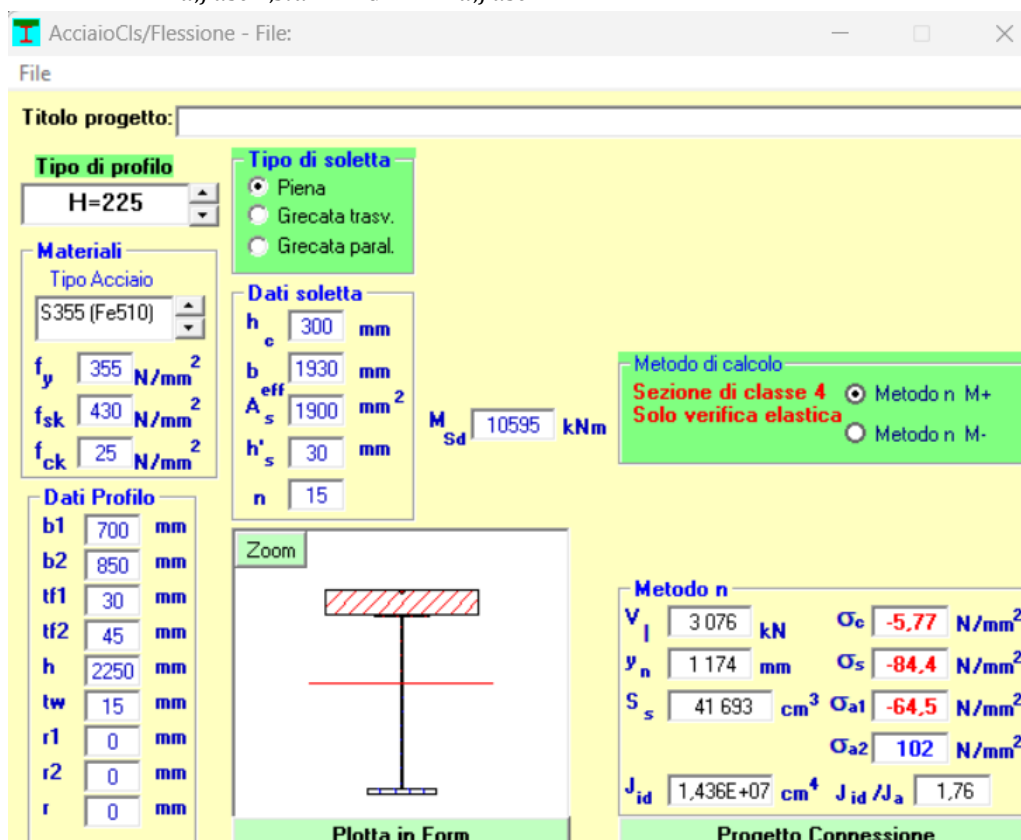
Dove

$\sigma_{a1}$  tensione lembo superiore

$\sigma_{a2}$  tensione lembo inferiore

### FASE 1

$$M_{Ed, fase 1, slu} = \gamma_{G2} \cdot M_{Ed, fase 1} = 1.5 \cdot 7063 \text{ kN} = 10595$$



The screenshot shows the 'AcciaioCls/Flessione' software interface. The 'Titolo progetto' field is empty. The 'Tipo di profilo' is set to 'H=225'. The 'Materiali' section shows 'Tipo Acciaio' as 'S355 (Fe510)' with properties:  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{sk} = 430 \text{ N/mm}^2$ , and  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ . The 'Dati soletta' section shows:  $h_c = 300 \text{ mm}$ ,  $b = 1930 \text{ mm}$ ,  $A_s^{eff} = 1900 \text{ mm}^2$ ,  $h'_s = 30 \text{ mm}$ , and  $n = 15$ . The 'Metodo di calcolo' section shows 'Sezione di classe 4' and 'Solo verifica elastica'. The 'Metodo n' section shows:  $V_l = 3076 \text{ kN}$ ,  $y_n = 1174 \text{ mm}$ ,  $S_s = 41693 \text{ cm}^3$ ,  $J_{id} = 1.436E+07 \text{ cm}^4$ ,  $J_{id}/J_a = 1.76$ ,  $\sigma_c = -5.77 \text{ N/mm}^2$ ,  $\sigma_s = -84.4 \text{ N/mm}^2$ ,  $\sigma_{a1} = -64.5 \text{ N/mm}^2$ , and  $\sigma_{a2} = 102 \text{ N/mm}^2$ . A 'Zoom' button and a 'Plotta in Form' button are also visible.

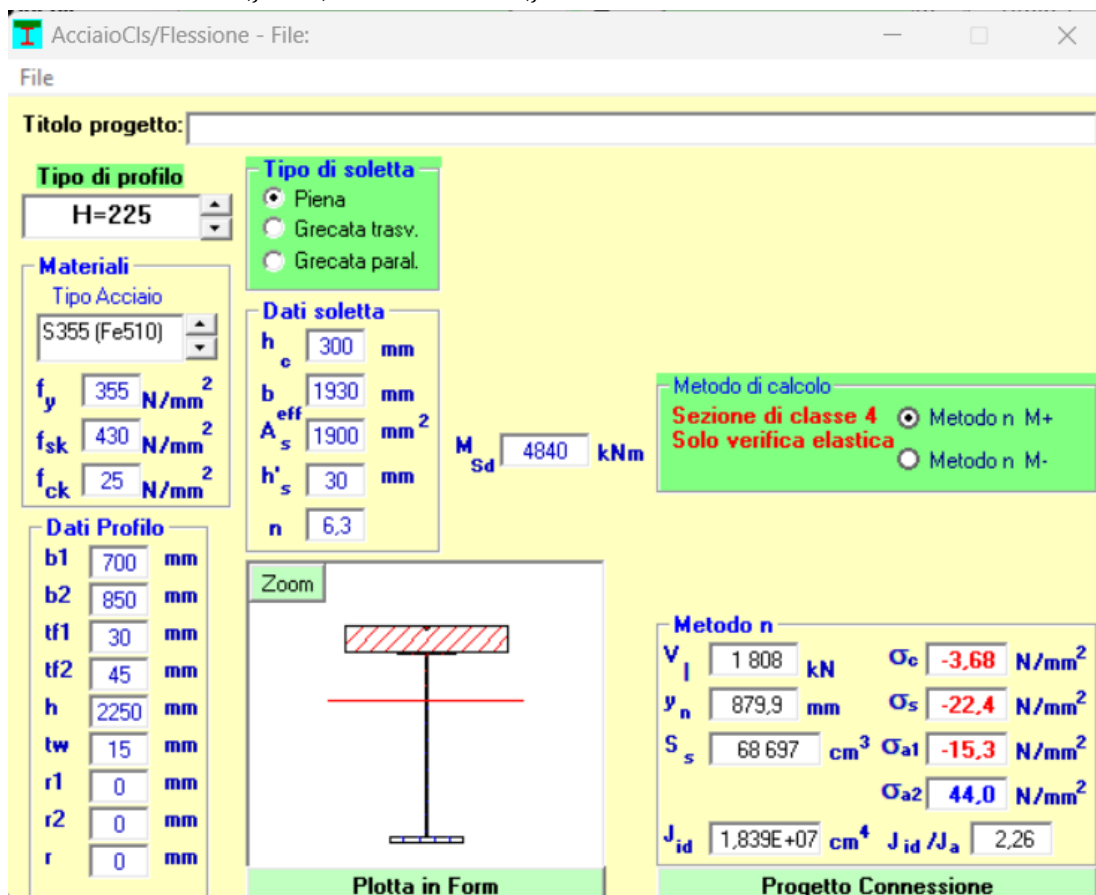
$\sigma_c$  tensione lembo superiore cls

$\sigma_s$  tensione armatura soletta collaborante



## FASE 2

$$M_{Ed, fase\ 2, slu} = \gamma_{G2} \cdot M_{Ed, fase\ 2} = 1.35 \cdot 3585\ kN = 4840$$



The screenshot shows the 'AcciaioClis/Flessione' software interface. The 'Titolo progetto' field is empty. The 'Tipo di profilo' is set to 'H=225'. The 'Materiali' section shows 'Tipo Acciaio' as 'S355 (Fe510)' with properties:  $f_y = 355\ N/mm^2$ ,  $f_{sk} = 430\ N/mm^2$ , and  $f_{ck} = 25\ N/mm^2$ . The 'Dati Profilo' section lists dimensions:  $b_1 = 700\ mm$ ,  $b_2 = 850\ mm$ ,  $t_{f1} = 30\ mm$ ,  $t_{f2} = 45\ mm$ ,  $h = 2250\ mm$ ,  $t_w = 15\ mm$ ,  $r_1 = 0\ mm$ ,  $r_2 = 0\ mm$ , and  $r = 0\ mm$ . The 'Tipo di soletta' is set to 'Piena'. The 'Dati soletta' section shows:  $h_e = 300\ mm$ ,  $b_{eff} = 1930\ mm$ ,  $A_s = 1900\ mm^2$ ,  $h'_s = 30\ mm$ , and  $n = 6.3$ . The 'Metodo di calcolo' section shows 'Sezione di classe 4' and 'Solo verifica elastica'. The 'Metodo n' section shows:  $V_l = 1808\ kN$ ,  $y_n = 879.9\ mm$ ,  $S_s = 68697\ cm^3$ ,  $J_{id} = 1.839E+07\ cm^4$ ,  $\sigma_c = -3.68\ N/mm^2$ ,  $\sigma_s = -22.4\ N/mm^2$ ,  $\sigma_{a1} = -15.3\ N/mm^2$ ,  $\sigma_{a2} = 44.0\ N/mm^2$ , and  $J_{id}/J_a = 2.26$ . The 'M<sub>Sd</sub>' value is 4840 kNm. A 'Zoom' button and a 'Plotta in Form' button are also visible.

Nella tabella seguente riportano in maniera riassuntiva i risultati precedentemente ricavati (+ trazioni):

fase	$\sigma_c$	$\sigma_s$	$\sigma_{a1}$	$\sigma_{a2}$
0	0	0	-209	145.7
1	-5.77	-84.5	-64.5	102
2	-3.68	-22.4	-15.3	44
totale	-9.45	-106.9	-288.8	291.7



Di seguito si riportano le verifiche della sezione maggiormente sollecitata:

$$\sigma_{c,tot} = 9.45 \text{ MPa} < f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \frac{32 \text{ MPa}}{1.5} = 18.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,tot} = 106.9 \text{ MPa} < f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450 \text{ MPa}}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,tot} = 288.8 \text{ MPa} < f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1.05} = 338 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,tot} = 291.7 \text{ MPa} < f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{335}{1.05} = 319 \text{ MPa}$$

Le verifiche tensionali risultano verificate.

## 10 ANALISI DELLE DEFORMAZIONI

### 10.1 DEFORMAZIONI MASSIME

Al fine di comprendere meglio il comportamento della struttura si riportano le deformate dello schema a graticcio in diversi casi di carico:

- Condizione G1
- Condizione G2
- Condizione variabili da traffico tramviario

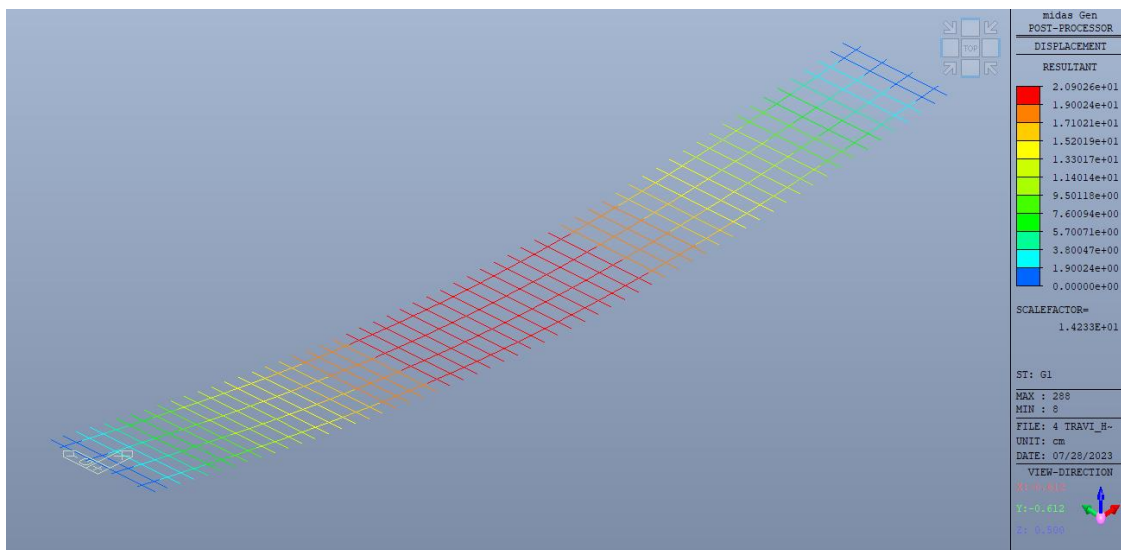


Figura 14 - Deformata in condizione G1

A seguito della valutazione della deformata rispetto al peso proprio si prevede una contromonta delle travi in acciaio di 21 cm.

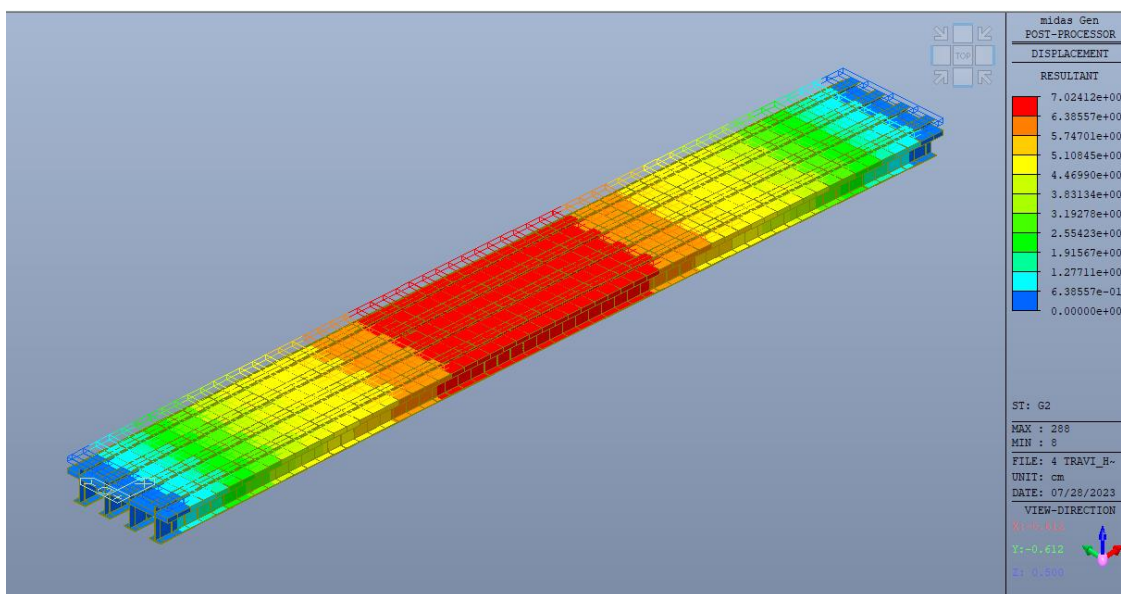


Figura 15 - Deformata in condizione G2

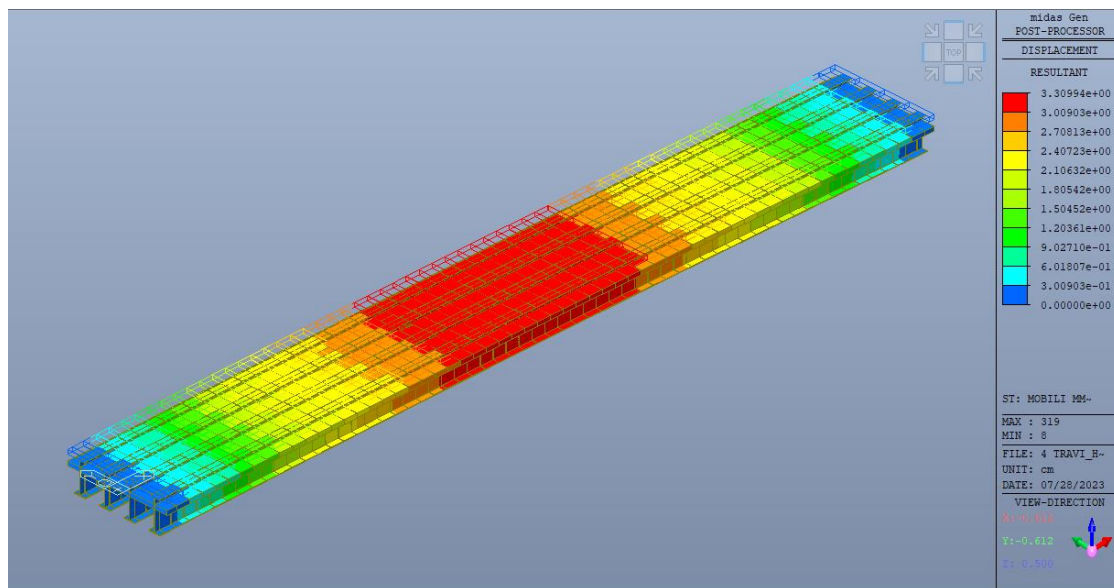


Figura 16 - Deformata in condizione Carichi mobili

## 11. AZIONI AGLI APPOGGI

### 11.1 SPALLA FISSA

Nel presente capitolo si riportano le sollecitazioni dell'appoggio fisso dell'impalcato.

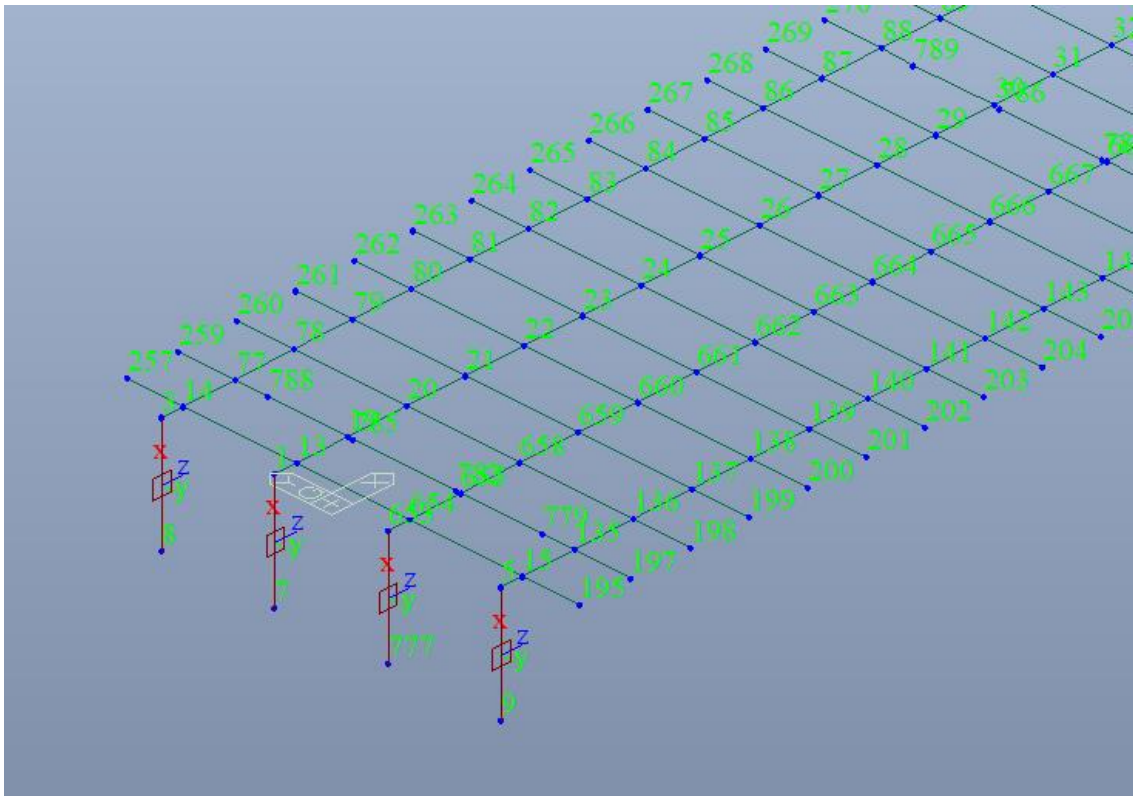


Figura 17 - Rappresentazione nodi di vincolo alla spalla

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
M	7	G1	0	0	640.1203
FISSO	8	G1	0.000005	0	640.1203
U-T	9	G1	0.000005	0	640.1203
M	777	G1	0	0	640.1203
M	7	G2	0	0	468.073
FISSO	8	G2	0.585017	-0.05678	480.8544
U-T	9	G2	-0.58501	0	480.4321
M	777	G2	0	0	467.9689
		MOBILI			
M	7	Tmax	0	0	275.4631
		MOBILI			
FISSO	8	Tmax	0.003691	-0.00036	227.2065
		MOBILI			
U-T	9	Tmax	-0.00369	0	227.2006
		MOBILI			
M	777	Tmax	0	0	275.4828
M	7	slv-x(RS)	0	0	7.832567
FISSO	8	slv-x(RS)	1908.08	241.8159	20.24903
U-T	9	slv-x(RS)	1940.074	0	21.22657
M	777	slv-x(RS)	0	0	7.873983
M	7	slv-y(RS)	0	0	7.793174
FISSO	8	slv-y(RS)	7001.117	3147.037	55.59332
U-T	9	slv-y(RS)	7035.998	0	58.67296
M	777	slv-y(RS)	0	0	7.569408
M	7	slv-Z(RS)	0	0	434.3234
FISSO	8	slv-Z(RS)	31.06158	2.93953	436.9605
U-T	9	slv-Z(RS)	32.4606	0	436.4487
M	777	slv-Z(RS)	0	0	434.1887
M	7	SLE	0	0	1267.161
FISSO	8	SLE	0.589617	-0.05723	1283.829
U-T	9	SLE	-0.5896	0	1283.411
M	777	SLE	0	0	1267.048
M	7	SLU Tmax	0	0	1938.147
FISSO	8	SLU Tmax	0.882515	-0.08565	1892.173
U-T	9	SLU Tmax	-0.88249	0	1891.531
M	777	SLU Tmax	0	0	1938.017
		SLV			
M	7	ENV(max)	0	0	1547.204
		SLV			
FISSO	8	ENV(max)	7583.444	3220.407	1580.688

U-T	9	SLV ENV(max)	7627.174	0	1580.971
M	777	SLV ENV(max)	0	0	1546.911
M	7	SLV ENV(min)	0	0	669.1821
FISSO	8	SLV ENV(min)	-7582.27	-3220.52	661.2614
U-T	9	SLV ENV(min)	-7628.34	0	660.1339
M	777	SLV ENV(min)	0	0	669.2674
M	7	SLV ENV(all)	0	0	1547.204
FISSO	8	SLV ENV(all)	7583.444	-3220.52	1580.688
U-T	9	SLV ENV(all)	-7628.34	0	1580.971
M	777	SLV ENV(all)	0	0	1546.911

## 11.2 SPALLA CARRELLO

Nel presente capitolo si riportano le sollecitazioni dell'appoggio mobile dell'impalcato.

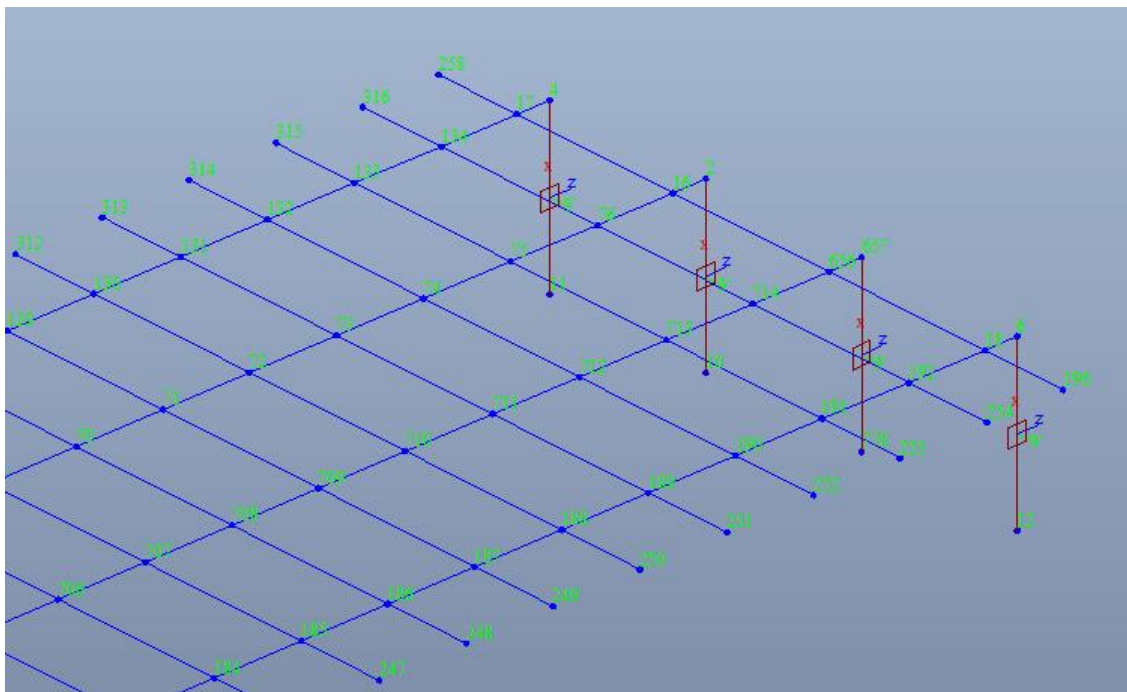


Figura 18 - Rappresentazione nodi di vincolo alla spalla

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
M	10	G1	0	0	640.1203
U-L	11	G1	0	0	640.1203
M	12	G1	0	0	640.1203
M	778	G1	0	0	640.1203
M	10	G2	0	0	468.0395
U-L	11	G2	0	0.056781	480.8106
M	12	G2	0	0	480.4163
M	778	G2	0	0	467.9418
M	10	MOBILI Mmax	0	0	153.6266
U-L	11	MOBILI Mmax	0	0.000446	157.5558
M	12	MOBILI Mmax	0	0	157.5594
M	778	MOBILI Mmax	0	0	153.6195
M	10	slv-x(RS)	0	0	7.722326
U-L	11	slv-x(RS)	0	144.6833	7.881297
M	12	slv-x(RS)	0	0	7.826486
M	778	slv-x(RS)	0	0	7.702488
M	10	slv-y(RS)	0	0	7.544386
U-L	11	slv-y(RS)	0	1972.363	29.85835
M	12	slv-y(RS)	0	0	29.5958
M	778	slv-y(RS)	0	0	8.034547
M	10	slv-Z(RS)	0	0	434.2393
U-L	11	slv-Z(RS)	0	1.861669	437.0882
M	12	slv-Z(RS)	0	0	436.5917
M	778	slv-Z(RS)	0	0	434.1076
M	10	SLE	0	0	1261.786
U-L	11	SLE	0	0.057226	1278.487
M	12	SLE	0	0	1278.096
M	778	SLE	0	0	1261.682
M	10	SLU Mmax	0	0	1773.617
M	11	SLU Mmax	0	0.085773	1798.079
U-L	12	SLU Mmax	0	0	1797.492
M	778	SLU Mmax	0	0	1773.461
M	10	SLV ENV(max)	0	0	1546.979
M	11	SLV ENV(max)	0	2016.383	1569.341
U-L	12	SLV ENV(max)	0	0	1568.355
M	778	SLV ENV(max)	0	0	1546.891
M	10	SLV ENV(min)	0	0	669.3405
M	11	SLV ENV(min)	0	-2016.27	672.5208
U-L	12	SLV ENV(min)	0	0	672.7182



M	778	SLV ENV(min)	0	0	669.2334
M	10	SLV ENV(all)	0	0	1546.979
M	11	SLV ENV(all)	0	2016.383	1569.341
U-L	12	SLV ENV(all)	0	0	1568.355
M	778	SLV ENV(all)	0	0	1546.891

## 12. SPALLE

### 12.1 SPALLA FISSA

#### 12.1.1 Azione sul singolo palo

Nel presente capitolo si riportano le valutazioni svolte per la determinazione delle azioni agenti sui pali di fondazione.

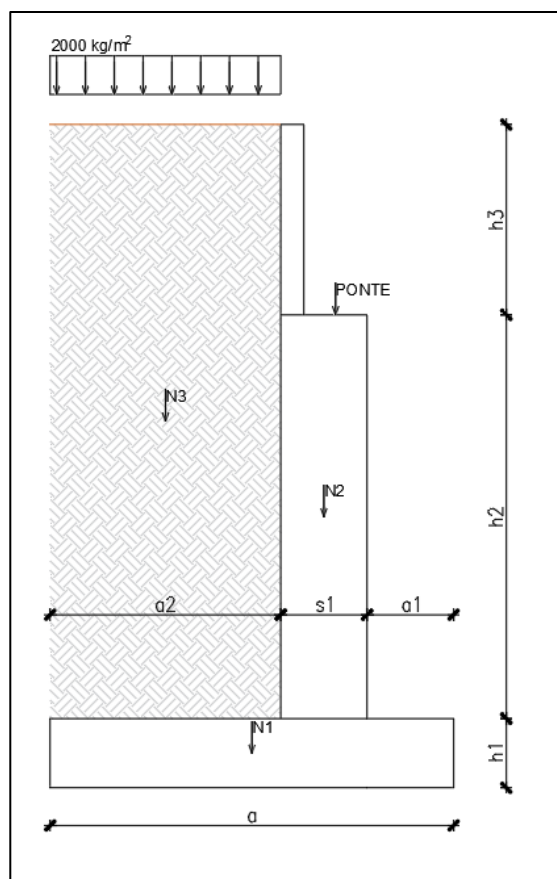


Figura 19 - Schema tipo



b	10.8 [m]
a	12.6 [m]
a1	1.5 [m]
a2	9.35 [m]
s1	1.75 [m]
h1	1.5 [m]
h2	7 [m]
h3	3.3 [m]

g <sub>cls</sub>	2500 [kg/m <sup>3</sup> ]
g <sub>terreno</sub>	1800 [kg/m <sup>3</sup> ]
f	30
ka	0.33

N1	510300 [kg]
N2	330750 [kg]
N3	1872169.2 [kg]
N=(N1+N2+N3)	2713219.2 [kg]

CARICO STRADALE	2000 [kg]
--------------------	-----------

Mrib	7561392.092 [kgm]
------	-------------------

M*	6437730.899 [kgm]
N*	2871287.992 [kg]

Da cui si ricava l'azione sul singolo palo come:

$$N_p = \frac{N^*}{n} \pm \frac{M^*}{18 \cdot 7.2m} = 71000 \pm 50000 = 121000kg$$

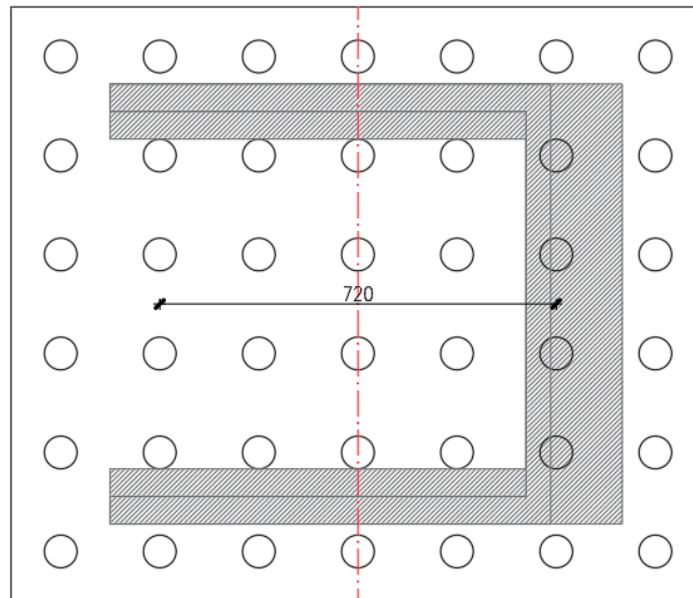


Figura 20 - Tracciamento pali spalla cerniera

Per la verifica del palo si rimanda ai successivi capitoli.

## 12.2 SPALLA CARRELLO

### 12.1.2 Azione sul singolo palo

Nel presente capitolo si riportano le valutazioni svolte per la determinazione delle azioni agenti sui pali di fondazione.

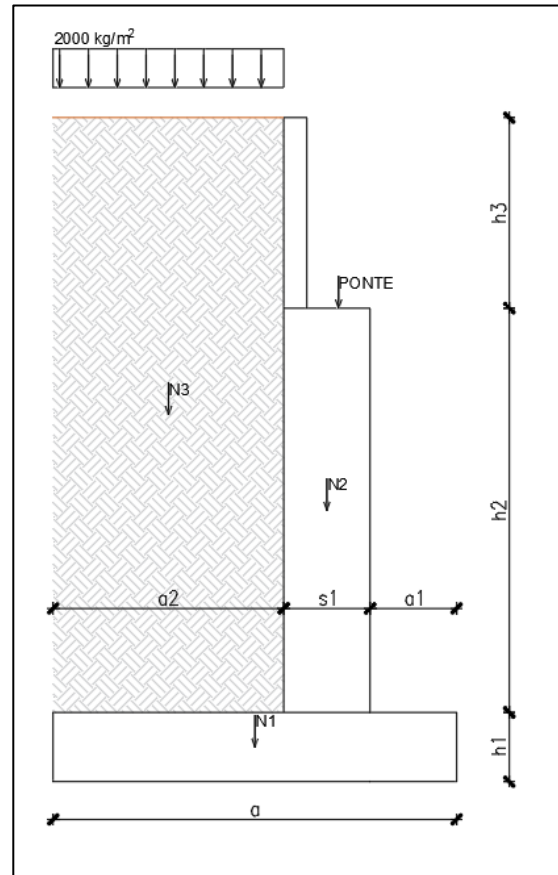


Figura 21 - Schema tipo

b	8 [m]
a	10.8 [m]
a1	1.5 [m]
a2	7.55 [m]
s1	1.75 [m]
h1	1.5 [m]
h2	7 [m]
h3	3.3 [m]
$g_{cls}$	2500 [kg/m³]
$g_{terreno}$	1800 [kg/m³]
f	30
ka	0.33
N1	324000 [kg]

N2	245000 [kg]
N3	1119816 [kg]
N=(N1+N2+N3)	1688816 [kg]

CARICO STRADALE	2000 [kg]
--------------------	-----------

Mrib	1668874.944 [kgm]
------	-------------------

M*	1065024.595 [kgm]
N*	1845750.1 [kg]

Da cui si ricava l'azione sul singolo palo come:

$$N_P = \frac{N^*}{n} \pm \frac{M^*}{12 \cdot 5.4m} = 77000 \pm 16000 = 93000kg$$

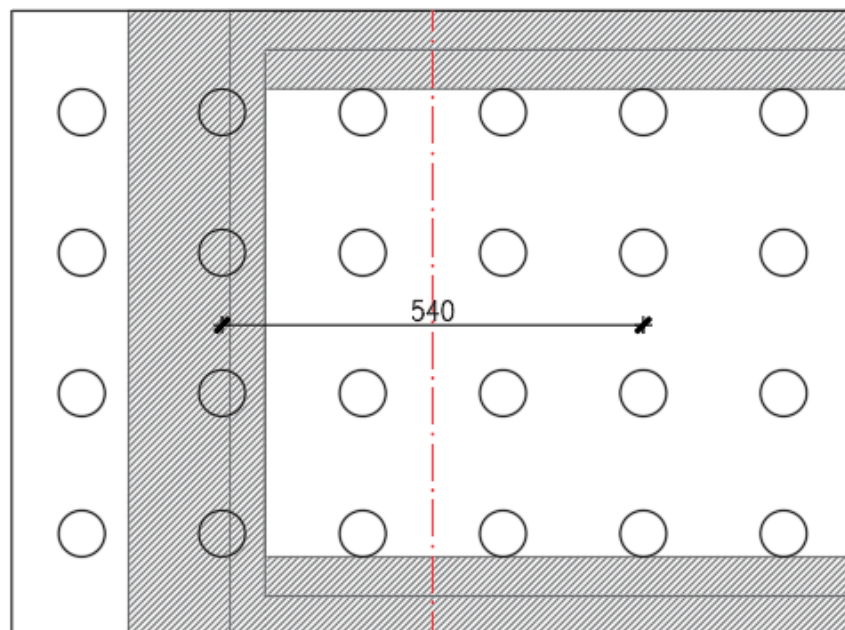


Figura 22 - Tracciamento pali spalla cerniera

Per la verifica del palo si rimanda ai successivi capitoli.

### 13. PALI DI FONDAZIONE $\Phi 60 - L=14 \text{ M}$

Di seguito si riporta la verifica dei pali oggetto del presente capitolo.

#### **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

**NTC2018** - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

**NTC2008** - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

**CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617** - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

**Eurocodice 7:** Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

**Eurocodice 8:** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4} \phi + 10^\circ \text{ nei pali infissi}$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ \text{ nei pali trivellati}$$

dove  $\phi$  è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con  $\phi$  il parametro di resistenza scelto.te.

Ai fini del calcolo, il carico limite  $Q_{lim}$  viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta  $Q_p$  e la resistenza laterale  $Q_l$ .

Resistenza unitaria alla punta

### Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

### Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a  $\gamma D$ , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto  $D/B$ ; di ciò tiene conto il coefficiente  $N_q$ , che quindi è funzione decrescente di  $D/B$ .

La resistenza unitaria  $Q_p$  alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito ( $\phi$ ) e di coesione ( $c$ ), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

- $\gamma$  peso unità di volume del terreno;
- $L$  lunghezza del palo;
- $N_c$  e  $N_q$  sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

### Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante  $N_q$  e  $N_c$  si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[ \left( \frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto  $I_{rr}$  nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica  $\varepsilon_v$ .

L'indice di rigidezza  $I_r$  si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale  $G'$  e la resistenza a taglio  $s$  del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine  $\varepsilon_v$  può essere assunto pari a zero e si ottiene  $I_{rr} = I_r$

E' possibile fare una stima di  $I_r$  con i valori seguenti:

TERRENO	$I_r$
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine  $N_c$  della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando  $\phi = 0$  (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

### Metodo di Janbu

Janbu calcola  $N_q$  (con l'angolo  $\psi$  espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left( \tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

$N_c$  si può ricavare dalla (a) quando  $\phi > 0$ .

Per  $\phi = 0$  si usa  $N_c = 5.74$

### Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori  $L/D > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso  $\phi = 0$

$D/B$	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62



Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\phi = 0$ .

Fattore di forma:

$$\begin{aligned}s'_c &= 0.2 \cdot \frac{D}{L} \\ s_c &= 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{D}{L} \\ s_q &= 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi \\ s_q &= 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi \\ s_\gamma &= 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}\end{aligned}$$

Fattore di profondità:

$$\begin{aligned}d'_c &= 0.4 \cdot k \\ d_c &= 1 + 0.4k \\ d_q &= 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k \\ d_\gamma &= 1 \text{ per qualsiasi } k \\ k &= \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1\end{aligned}$$

### Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo  $\alpha$ , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

$A_l$  = superficie laterale del palo;

$f_w$  = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

$c$  = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

$\sigma$  = pressione verticale efficace del terreno;

$K$  = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto denso	Terreno
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin \phi$$

$\delta$  = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

$\alpha$  = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

## Pali trivellati:

*Caquot – Kerisel*

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

*Meyerhof – Murdock (1963)*

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

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

*Whitaker – Cooke (1966)*

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

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

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

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

*Woodward (1961)*

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

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

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

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

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

## Pali infissi

Coefficiente $\alpha$ per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

## Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto

fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

### Fattore di correzione in condizioni sismiche.

#### Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di  $2^\circ$  l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

#### Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{a_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove  $a_{max}$  è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di **Vesic**, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di **Q<sub>lim</sub>**.

Le correzioni di **Sano** e di **Vesic** si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

### Cedimenti metodo di Davis-Poulos

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

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

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

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

$\tau_j$  = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

$E$  = Modulo elastico del terreno

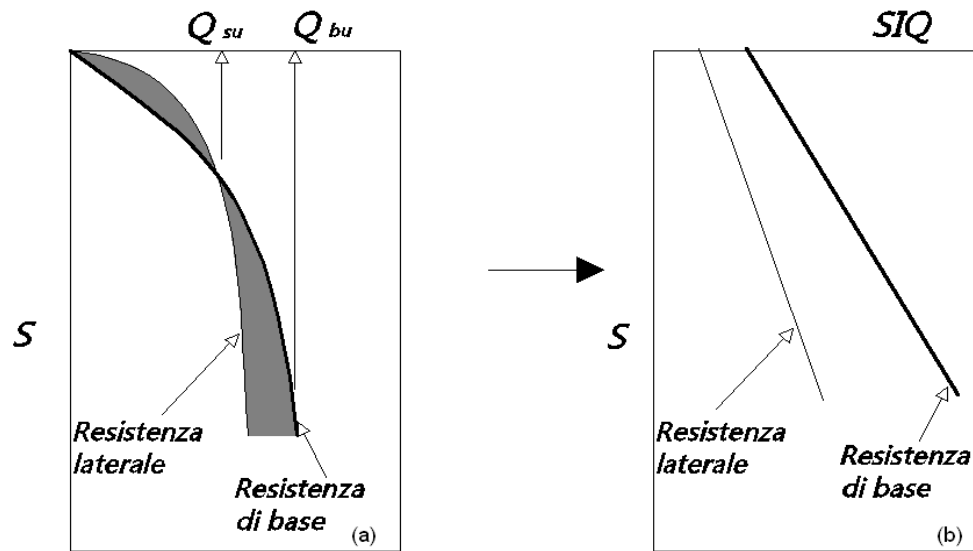
$B$  = Diametro del palo

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

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

### Cedimento Metodo Iperbolico

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



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

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

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

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

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

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

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

I parametri della formula sono:

- $d_s$ : diametro testa del palo.
- $E_c$ : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di  $E_c=26 \cdot 10^6$  kN/m<sup>2</sup> per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm<sup>2</sup> e il valore di
- $E_c=40 \cdot 10^6$  kN/m<sup>2</sup> per calcestruzzo da 40 N/mm<sup>2</sup>.
- $L_o$ : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- $L_a$ : lunghezza attiva del palo.
- $k_e$ : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva  $L_a$ . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo  $L_a$  oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

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

$$Q=Q_s+Q_b$$

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

$$S_t=S_s=S_b$$

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

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

In cui

- $M_s$ : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- $d_s$ : diametro testa.
- $Q_s$ : attrito.
- $Q_{su}$ : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

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

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

dove

- $d_b$ : diametro della base del palo.
- $Q_b$ : resistenza alla base.
- $Q_{bu}$ : resistenza ultima alla base
- $E_b$ : modulo di taglio corrispondente a  $Q_{bu}/4$

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

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

In cui le variabili sono così definite:

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

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



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

#### **CARICO LIMITE ORIZZONTALE**

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore  $M_y$  di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

$c_u$  = Coesione non drenata,

$B$  = Diametro del palo

$p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

$p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

$K_p$  = Coefficiente di spinta passiva;

- $\gamma$  = Peso unità di volume del terreno;  
 $z$  = Profondità;  
 $B$  = Diametro del palo.

*Palo in condizioni d'esercizio*

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

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

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

$$P = AF$$

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

$$e = BX$$

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

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

$$F = Se$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SATX$$

e quindi

$$P = AF = A SA^T X$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice  $A SA^T$  si ricava l'espressione degli spostamenti esterni  $X$ :

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

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

La matrice  $A SA^T$  è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

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

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

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

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

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

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

I valori di  $A_s$  e  $B_s Z^n$  sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi  $s_i$ ,  $d_i$ , e  $i_j$  pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

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

### Momenti cinematici

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

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

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

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

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \left(\frac{V_{s2}}{V_1}\right)^{0.50}$$

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

#### Dati generali...

Diametro punta	0,60 m
Lunghezza	14,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	0,50 m
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Calcestruzzo tipo	2
Acciaio tipo	1

#### Archivio materiali

##### Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm2]	Ec [Kg/cm2]	fck [Kg/cm2]	fcd [Kg/cm2]	fctd [Kg/cm2]	fctm [Kg/cm2]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,1	22,1
2	C25/30	300	314750	250	141,6	11,4	25,6
3	C28/35	350	323080	280	158,6	12,6	27,6
4	C40/50	500	352200	400	226,6	16,3	35

##### Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2141370	2447,28	2128,11	3670,92	2128,11	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2141370	2855,16	2482,97	4384,71	2482,97	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2141370	3670,92	3191,66	5200,47	3670,92	0,012	0,01	1	0,5

#### Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

##### Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descrizion e litologica
1	25,00	1800,00	0,00	0,00	29,00	No	1,00	0,00	0	

##### Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm² ]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	33,17	51,99	31,75/0,00	9896,02	236372,50	102878,40	329354,90	--	55062,13 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

#### RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3	
Numero verticali di indagine		1	
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,00	
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,00	
	Rc, Min	Rc, Media	Rc, Max
	[kg]	[kg]	[kg]
Base	236372,50	236372,50	236372,50
Laterale	102878,40	102878,40	102878,40
Totale=Base+Laterale-Peso palo	329354,90	329354,90	329354,90
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		R3	
Base		2,50	
Laterale		2,50	
Resistenza di progetto base		94549,00 kg	
Resistenza di progetto laterale		41151,36 kg	
Resistenza di progetto		125804,30 kg	
Azioni di progetto		100000,00 kg	
Fattore sicurezza verticale		1,26	

#### Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione			A1+M1+R3
Numero verticali di indagine			1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1,00
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1,00
Momento plasticizzazione			63000,00 kgm
Rc, Min	Rc, Media	Rc, Max	
[kg]	[kg]	[kg]	
55062,13	55062,13	55062,13	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			1,3
Resistenza di progetto			42355,48 kg

## 14. PALI DI FONDAZIONE $\Phi 60 - L=18 \text{ M}$

Di seguito si riporta la verifica dei pali oggetto del presente capitolo.

### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

**NTC2018** - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

**NTC2008** - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

**CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617** - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

**Eurocodice 7:** Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

**Eurocodice 8:** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4} \phi + 10^\circ \text{ nei pali infissi}$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ \text{ nei pali trivellati}$$

dove  $\phi$  è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con  $\phi$  il parametro di resistenza scelto.te.

Ai fini del calcolo, il carico limite  $Q_{lim}$  viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta  $Q_p$  e la resistenza laterale  $Q_l$ .

Resistenza unitaria alla punta

### Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

### Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a  $\gamma D$ , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto  $D/B$ ; di ciò tiene conto il coefficiente  $N_q$ , che quindi è funzione decrescente di  $D/B$ .

La resistenza unitaria  $Q_p$  alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito ( $\phi$ ) e di coesione ( $c$ ), è data dall'espressione:



$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

- $\gamma$  peso unità di volume del terreno;
- $L$  lunghezza del palo;
- $N_c$  e  $N_q$  sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

### Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante  $N_q$  e  $N_c$  si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[ \left( \frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto  $I_{rr}$  nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica  $\varepsilon_v$ .

L'indice di rigidezza  $I_r$  si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale  $G'$  e la resistenza a taglio  $s$  del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine  $\varepsilon_v$  può essere assunto pari a zero e si ottiene  $I_{rr} = I_r$

E' possibile fare una stima di  $I_r$  con i valori seguenti:

TERRENO	$I_r$
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine  $N_c$  della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando  $\phi = 0$  (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{pr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

### Metodo di Janbu

Janbu calcola  $N_q$  (con l'angolo  $\psi$  espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left( \tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

$N_c$  si può ricavare dalla (a) quando  $\phi > 0$ .

Per  $\phi = 0$  si usa  $N_c = 5.74$

### Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori  $L/D > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso  $\phi = 0$

$D/B$	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\phi = 0$ .

Fattore di forma:

$$\begin{aligned}s'_c &= 0.2 \cdot \frac{D}{L} \\ s_c &= 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{D}{L} \\ s_q &= 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi \\ s_q &= 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi \\ s_\gamma &= 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}\end{aligned}$$

Fattore di profondità:

$$\begin{aligned}d'_c &= 0.4 \cdot k \\ d_c &= 1 + 0.4k \\ d_q &= 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k \\ d_\gamma &= 1 \text{ per qualsiasi } k \\ k &= \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1\end{aligned}$$

### Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo  $\alpha$ , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

$A_l$  = superficie laterale del palo;

$f_w$  = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

$c$  = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

$\sigma$  = pressione verticale efficace del terreno;

$K$  = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto denso	Terreno
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin \phi$$

$\delta$  = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

$\alpha$  = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

## Pali trivellati:

*Caquot – Kerisel*

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

*Meyerhof – Murdock (1963)*

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

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

*Whitaker – Cooke (1966)*

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

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

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

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

*Woodward (1961)*

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

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

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

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

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

## Pali infissi

Coefficiente $\alpha$ per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

## Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto

fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

### Fattore di correzione in condizioni sismiche.

#### Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di  $2^\circ$  l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

#### Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{a_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove  $a_{max}$  è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di **Vesic**, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di **Q<sub>lim</sub>**.

Le correzioni di **Sano** e di **Vesic** si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

### Cedimenti metodo di Davis-Poulos

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

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

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

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

$\tau_j$  = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

$E$  = Modulo elastico del terreno

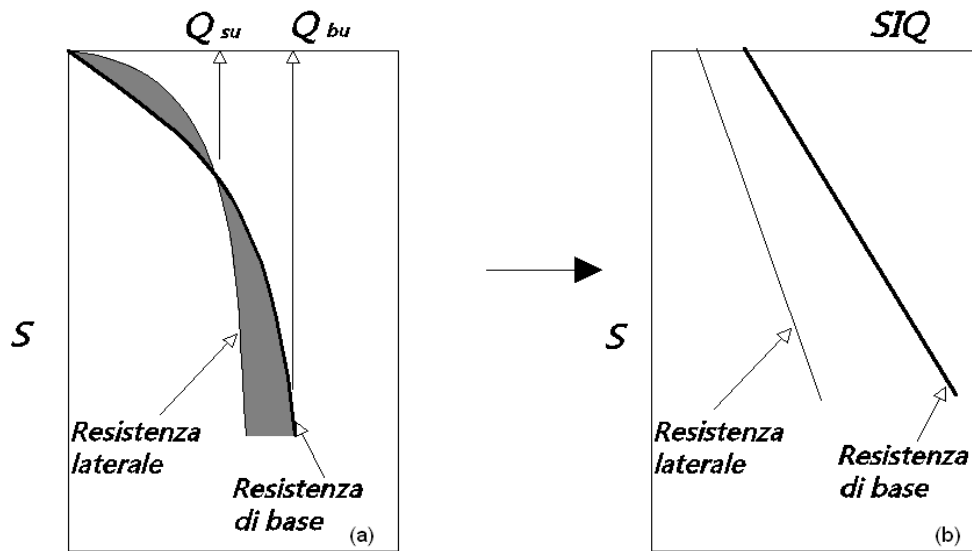
$B$  = Diametro del palo

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

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

### Cedimento Metodo Iperbolico

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



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

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

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

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

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

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

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

I parametri della formula sono:



- $d_s$ : diametro testa del palo.
- $E_c$ : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di  $E_c=26 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$  per calcestruzzo con forza specifica di  $20 \text{ N/mm}^2$  e il valore di
- $E_c=40 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$  per calcestruzzo da  $40 \text{ N/mm}^2$ .
- $L_o$ : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- $L_a$ : lunghezza attiva del palo.
- $k_e$ : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva  $L_a$ . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo  $L_a$  oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

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

$$Q = Q_s + Q_b$$

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

$$S_t = S_s = S_b$$

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

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

In cui

- $M_s$ : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- $d_s$ : diametro testa.
- $Q_s$ : attrito.
- $Q_{su}$ : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

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

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

dove

- $d_b$ : diametro della base del palo.
- $Q_b$ : resistenza alla base.
- $Q_{bu}$ : resistenza ultima alla base
- $E_b$ : modulo di taglio corrispondente a  $Q_{bu}/4$

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

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

In cui le variabili sono così definite:

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

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

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

#### **CARICO LIMITE ORIZZONTALE**

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore  $M_y$  di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

$c_u$  = Coesione non drenata,

$B$  = Diametro del palo

$p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

$p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

$K_p$  = Coefficiente di spinta passiva;

- $\gamma$  = Peso unità di volume del terreno;  
 $z$  = Profondità;  
 $B$  = Diametro del palo.

*Palo in condizioni d'esercizio*

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

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

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

$$P = AF$$

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

$$e = BX$$

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

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

$$F = Se$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SATX$$

e quindi

$$P = AF = A SA^T X$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice  $A SA^T$  si ricava l'espressione degli spostamenti esterni  $X$ :

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

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

La matrice  $A SA^T$  è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

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

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

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

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

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

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

I valori di  $A_s$  e  $B_s Z^n$  sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi  $s_j$ ,  $d_j$ , e  $i_j$  pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

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

### Momenti cinematici

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

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

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

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

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_1}\right)^{0.50}$$

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

#### Dati generali...

Diametro punta	0,60 m
Lunghezza	18,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	0,50 m
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Calcestruzzo tipo	2
Acciaio tipo	1

#### Archivio materiali

##### Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm2]	Ec [Kg/cm2]	fck [Kg/cm2]	fcd [Kg/cm2]	fctd [Kg/cm2]	fctm [Kg/cm2]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,1	22,1
2	C25/30	300	314750	250	141,6	11,4	25,6
3	C28/35	350	323080	280	158,6	12,6	27,6
4	C40/50	500	352200	400	226,6	16,3	35

##### Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2141370	2447,28	2128,11	3670,92	2128,11	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2141370	2855,16	2482,97	4384,71	2482,97	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2141370	3670,92	3191,66	5200,47	3670,92	0,012	0,01	1	0,5

#### Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

##### Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descrizion e litologica
1	25,00	1800,00	0,00	0,00	29,00	No	1,00	0,00	0	

##### Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm² ]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	31,45	49,22	31,75/0,00	12723,45	288153,30	170064,30	445494,10	--	55062,13 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

#### RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3	
Numero verticali di indagine		1	
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,00	
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,00	
	Rc, Min	Rc, Media	Rc, Max
	[kg]	[kg]	[kg]
Base	288153,30	288153,30	288153,30
Laterale	170064,30	170064,30	170064,30
Totale	445494,10	445494,10	445494,10
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		R3	
Base		2,50	
Laterale		2,50	
Resistenza di progetto base		115261,30 kg	
Resistenza di progetto laterale		68025,72 kg	
Resistenza di progetto		170563,60 kg	

#### Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione		A1+M1+R3	
Numero verticali di indagine		1	
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,00	
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,00	
Momento plasticizzazione		63000,00 kgm	
Rc, Min	Rc, Media		Rc, Max
[kg]	[kg]		[kg]
55062,13	55062,13		55062,13
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		1,3	
Resistenza di progetto		42355,48 kg	