

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**

**U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA**

**RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI**

**(LOTTO 3)**

**RILEVATI E TRINCEE**

**Relazione di calcolo opere di sostegno TIPO 1**

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

I A 6 F 0 3 D 2 9 C L R I 0 0 0 5 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P.Luciani	10/07/2019	P. Tascione	11/07/2019	T.Paoletti	12/07/2019	F. Arduini 13/07/2019

ITALFERR S.p.A.  
Direzione Tecnica  
Infrastrutture Centro  
Doc. Tipo: Elaborazione Arduini  
n. 13094/2019  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma

INDICE

1	PREMESSA .....	5
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	6
2.1	NORMATIVA.....	6
2.2	ELABORATI PROGETTUALI DI RIFERIMENTO.....	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
3.1	CALCESTRUZZO.....	8
3.2	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	9
3.3	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI.....	9
3.4	COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE .....	9
4	PARAMETRI SISMICI .....	9
5	PARAMETRI GEOTECNICI.....	11
6	MODELLO DI CALCOLO .....	12
6.1	CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON COULOMB .....	12
6.2	CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON MONONOBE & OKABE .....	13
6.3	CALCOLO DELLA SPINTA A RIPOSO.....	14
6.4	CALCOLO DELLA SPINTA CON WOOD .....	14
6.5	CARICO UNIFORME SUL TERRAPIENO .....	14
6.6	SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONI SISMICHE.....	14
7	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA .....	15
8	ANALISI DEI CARICHI.....	17
8.1	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI.....	17
8.1.1	<i>Peso proprio strutturale (PP)</i> .....	17
8.1.2	<i>Carichi permanenti portati (PERM)</i> .....	17

8.1.3	<i>Spinta del terreno in condizioni statiche (SPTDX)</i> .....	18
8.1.4	<i>Azioni della falda (SPTW)</i> .....	18
8.1.5	<i>Ritiro (RITIRO)</i> .....	18
8.1.6	<i>Azioni termiche (TERM)</i> .....	20
8.1.7	<i>Azioni variabili da traffico</i> .....	20
8.1.8	<i>Azione dovuta al vento sul paramento (VENTO)</i> .....	21
8.1.9	<i>Pressione aerodinamica dei convogli (P_DIN)</i> .....	29
8.1.10	<i>Azioni sismiche</i> .....	31
8.2	COMBINAZIONI DI CARICO .....	33
9	CRITERI DI CALCOLO .....	36
9.1	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	36
9.1.1	<i>Capacità portante per carichi assiali di pali di medio e grande diametro</i> .....	38
9.1.2	<i>Capacità portante per carichi trasversali</i> .....	42
9.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	45
9.2.1	<i>Verifiche allo stato limite ultimo</i> .....	46
9.2.2	<i>Verifiche allo stato limite di esercizio</i> .....	48
10	MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	50
10.1	CODICE DI CALCOLO .....	50
10.2	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI .....	52
10.2.1	<i>Azioni applicate sul muro</i> .....	52
10.3	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI .....	53
10.3.1	<i>Paramento</i> .....	53
10.3.2	<i>Fondazione</i> .....	55
11	VERIFICHE STRUTTURALI .....	58
11.1	SOLLECITAZIONI PARAMENTO .....	58
11.2	VERIFICHE PARAMENTO .....	59

11.3	VERIFICHE SOLETTA DI FONDAZIONE .....	65
11.3.1	<i>Direzione longitudinale</i> .....	65
11.3.2	<i>Direzione trasversale</i> .....	71
11.4	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	77
11.5	SOLLECITAZIONI AGENTI A TESTA PALO.....	77
11.6	VERIFICHE DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	78
11.6.1	<i>Capacità portante del palo - compressione</i> .....	78
11.6.2	<i>Capacità portante del palo – trazione</i> .....	80
11.7	VERIFICHE AL CARICO LIMITE ORIZZONTALE.....	81
11.7.1	<i>Capacità portante orizzontale – condizioni drenate</i> .....	82
11.7.2	<i>Capacità portante orizzontale – condizioni non drenate</i> .....	85
11.8	CEDIMENTO PALI .....	88
11.9	VERIFICHE STRUTTURALI DELLA SEZIONE.....	88
12	CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI .....	95
13	ARMATURE E INCIDENZE .....	96

## 1 PREMESSA

La presente relazione riporta il dimensionamento della struttura di sostegno su fondazioni profonde in calcestruzzo armato gettato in opera, previsto a sostegno dei rilevati ferroviari, nell'ambito della progettazione definitiva del Raddoppio Ferroviario Tratta Chieti - Interporto d'Abruzzo, Lotto 3. L'opera si estende lungo il binario dispari tra il km 15+170.00 e il km 15+251.01.

In particolare verrà realizzato un muro di sostegno su coppie di pali il cui paramento presenta uno spessore di 1.10m alla base e altezza massima di 5.20m. La suola di base ha larghezza totale di 5.60 m con lunghezza a monte e a valle di 2.25m; lo spessore è pari a 1.20m. I pali di fondazione sono disposti su due file, con interasse trasversale e longitudinale di 3.60 m, diametro Ø1200 e profondità di 30.00 m. In testa al muro verrà considerata la presenza di una barriera antirumore di altezza massima H1.

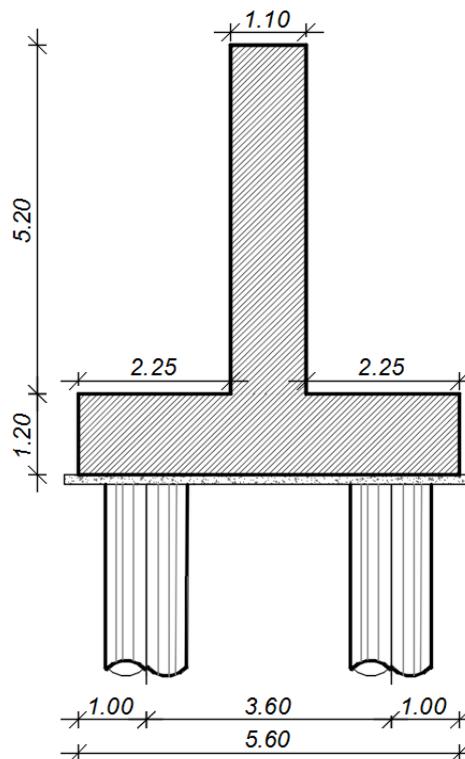


Figura 1 Sezione tipologica muro tipo 1

L'opera, ubicata nel Comune di Chieti, ricade in zona sismica e sono state pertanto considerate le azioni derivanti dall'analisi sismica, secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/18.

## 2 **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

### 2.1 **NORMATIVA**

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo con le vigenti disposizioni legislative e in particolare con le seguenti norme e circolari:

[1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Norme Tecniche per le Costruzioni".

[2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018.

Si è tenuto inoltre conto dei seguenti documenti:

[3] UNI EN 1990 – Aprile 2006: Eurocodice: Criteri generali di progettazione strutturale.

[4] UNI EN 1991-1-1 – Agosto 2004: Eurocodice 1 – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi variabili.

[5] UNI EN 1991-1-4 – Luglio 2005: Eurocodice 1. Azioni sulle strutture. Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.

[6] UNI EN 1992-1-1 – Novembre 2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

[7] UNI EN 1992-2 – Gennaio 2006: Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi.

[8] UNI-EN 1997-1 – Febbraio 2005: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.

[9] UNI-EN 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

[10] Legge 5-1-1971 n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica".

[11] Legge. 2 febbraio 1974, n. 64.: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

[12] UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. "Specificazione, prestazione, produzione e conformità".

- [13] Calcestruzzo Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1 UNI 11104/2016;
- [14] RFI DTC SI MA IFS 001 C – Dicembre 2018: Manuale di progettazione delle opere civili;
- [15] RFI DTC SI SP IFS 001 C – Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili – RFI;
- [16] STI INFRA 1299/2014: “Regolamento UE N. 1299/2014 della Commissione del 18 Novembre del 2014 relativo alla Specifiche tecniche d'interoperabilità per il sottosistema “Infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea”.

## **2.2 ELABORATI PROGETTUALI DI RIFERIMENTO**

Di seguito si riportano gli elaborati di progetto di riferimento:

- [1] Relazione geotecnica generale - IA6F03D29GEGE0006001A
- [2] Profili geotecnici di linea - IA6F03D29F6GE0006001A-3A.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 CALCESTRUZZO

##### Calcestruzzo per strutture in elevazione e di fondazione

Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 30/37 ( $R_{ck} \geq 37.00$  N/mm<sup>2</sup>) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)  
 $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 30.71$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza media a compressione  
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71$  N/mm<sup>2</sup>
- Modulo elastico  
 $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza di calcolo a compressione  
 $f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck}/\gamma_c = 0.85 \times f_{ck}/1.5 = 17.40000$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a trazione media  
 $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.94$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a trazione  
 $f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.06$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a trazione di calcolo  
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a compressione (comb. Rara)  
 $\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 16.89$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)  
 $\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 12.28$  N/mm<sup>2</sup>

##### Calcestruzzo per magrone

Classe di resistenza = C12/15

### 3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Tipo B450 (controllato in stabilimento)

$f_{yk} =$  450 MPa Tensione caratteristica di snervamento

$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$  391.30 MPa Resistenza di calcolo

$\sigma_s = 0.75 f_{yk} =$  337.50 MPa Tensione limite in condizione di esercizio (comb. Rara)

$E_s =$  210000 MPa Modulo elastico

### 3.3 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Per le opere della presente relazione, in base a quanto prescritto dal Capitolato di Costruzione RFI 2018, si adotta quanto segue:

Fondazione - Elevazione

Classe di esposizione

XC3

### 3.4 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; definito come la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina.

In riferimento alla Tabella 2.5.2.2.3.2.-1 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili Parte II - Sezione 2, per l'elemento strutturale in esame risulta un copriferro minimo  $c_{min}=40mm$ .

## 4 PARAMETRI SISMICI

La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a 75 anni. La classe d'uso assunta è la II.

Vita nominale:	$V_N = 75$ anni
Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso	$C_u = 1111$
Periodo di riferimento	$V_R = V_N \times C_u = 75$ anni
Categoria del suolo	C
Categoria topografica	T1
Stato Limite	SLV
Tempo di ritorno	712

L'opera ricade nel comune di Chieti. I corrispondenti valori dei parametri sismici per lo SLV (TR=712 anni) sono i seguenti:

Latitudine	= 42.388;
Longitudine	= 14.141;
$a_g$	= 0.187 g;
$F_0$	= 2.476;
$T^*c$	= 0.356 s;
$S_s$	= 1.42;
$S_T$	= 1.0;
$a_{max}$	= 2.611 m/s <sup>2</sup> .

Facendo riferimento alle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ( $\beta_m$ ) è pari a:

- $\beta_m = 0.38$  nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)
- $\beta_m = 0.47$  nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).
- per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

In accordo con il Manuale di Progettazione (SEZIONE III § 3.10.3.1), i coefficienti sismici orizzontale e verticale nel caso in esame risultano:

$$k_h = \beta_m a_{max}/g = 0.266$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = 0.133$$

## 5 PARAMETRI GEOTECNICI

Le caratteristiche geotecniche del terreno in situ, in accordo con la Relazione Geotecnica sono di seguito riportati:

UNITA'	MATERIALE	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità										
		$\gamma_v$	$K_0$	$\varphi'$	$c'$	$c_u$	$G_0$	$E_0$	$E_{op1}$	$E_{op2}$	$\nu'$	$k_v$ (*)	OCR	CR	RR	$C_{ae}$	$Z_0$
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[%]	[m da p.c.]
LA1	L,A; L(A)[S]	19.5	0.68	33	5	60 120	40 80	150 200	10 20	20 40	0.25	1x10 <sup>-7</sup>	2.2	0.1	0.01	0.44	
LA2	L(A),L,A	19	0.75	28	5	30-60	60	150	15	30	0.25	1x 10 <sup>-7</sup>	2	0.14	0.013	0.55	0
LA3	L(A,S); L(S,A)	18.5	0.6	28	0	50	48	120	12	24	0.25	1x 10 <sup>-6</sup>	1.3	0.18	0.03	0.7	
LA,S	L(A,S)	20	0.55	30	0	60	72	180	18	36	0.25	1x 10 <sup>-6</sup>	1.2	0.12	0.012	0.5	
AL1	L,A,A(L)	17.5	0.64	23	0	30	28	70	8	16	0.25	1x 10 <sup>-9</sup>	1.1	0.17	0.03	0.7	
L(S)1	L(S),S(L),S(L,A)	19.5	0.47	32	0	-	60-80	150-200	10-20	20-40	0.25	1x 10 <sup>-6</sup>	-	-	-	-	
G,S	S, S(G),G(S),G	19	0.38	38	0	-	200 100	500 250	50 25	100 50	0.2	1x 10 <sup>-4</sup>	-	-	-	-	
M	A(M); M	20	0.54	28	25	200-500	160	400	40	80	0.25	1x 10 <sup>-9</sup>	1.05	0.1	0.017	0.4	

**Nota:**

- 1) I valori dei parametri di deformabilità e la  $c_u$  dell'unità LA1 presenti nella riga in alto caratterizzano lo strato di LA1 presente tra inizio lotto e la pk 13+550, mentre I valori dei parametri di deformabilità e la  $c_u$  dell'unità LA1 presenti nella riga in basso fanno riferimento al materiale che caratterizza lo strato LA1 dalla pk 13+550 in poi.
- 2) I valori dei parametri di deformabilità associati dell'unità G,S presenti nella prima riga caratterizzano lo strato di G,S tra inizio lotto e la pk 14+450 dove lo strato suddetto si trova a profondità più elevate, mentre I valori dei parametri di deformabilità dell'unità G,S presenti nella riga in basso fanno riferimento al materiale che caratterizza lo strato G,S dalla pk 14+550 in poi dove si incontra la suddetta unità caratterizza il deposito fin dai primi metri di profondità.

*Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica*

I parametri geotecnici impiegati per il rilevato ferroviario sono:

$$\gamma = 20.00 \quad \text{kN/m}^3 \quad \text{peso di volume naturale}$$

$$\varphi' = 38 \quad ^\circ \quad \text{angolo di resistenza al taglio}$$

$$c' = 0.00 \quad \text{kPa} \quad \text{coesione drenata}$$

La falda è posizonata al di sotto del piano di posa della fondazione e non interagisce con l'opera in esame..

## 6 MODELLO DI CALCOLO

Il dimensionamento delle opere di sostegno è stato eseguito analizzando gli stati limite ultimi che si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali costituenti le opere stesse.

Le azioni considerate sulle opere di sostegno sono quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi permanenti o variabili dovuti rispettivamente al carico permanente della scarpata o ai carichi mobili.

Nel dimensionamento delle opere è stato assunto, per il terreno spingente costituito da materiale da rilevato, un angolo di resistenza al taglio pari a  $38^\circ$  e un angolo di attrito terreno-muro nullo, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche.

Per ogni stato limite ultimo analizzato è stata rispettata la seguente condizione:

$$Ed \leq Rd$$

essendo  $Ed$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, ed  $Rd$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della suddetta condizione è stata effettuata applicando l'Approccio 2 delle NTC18 in cui è prevista la seguente combinazione di coefficienti:

Combinazione : A1+M1+R3 (STR/GEO)

Considerando i coefficienti parziali riportati nelle tab.6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle stesse NTC 2018.

### 6.1 CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON COULOMB

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Coulomb è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \times \gamma_t \times z$$

La spinta  $S_t$  è applicata ad  $1/3 H$  di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_a$$

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\psi - \phi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

Valori limite di  $K_a$ :

$\delta < (\psi - \phi - \beta)$  secondo Muller-Breslau

$\gamma_t$  Peso unità di volume del terreno;

$\psi$  Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

$\phi$  Angolo di resistenza al taglio del terreno;

$\delta$  Angolo di attrito terra-muro;

$\beta$  Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

$H$  Altezza della parete.

## 6.2 CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA CON MONONOBE & OKABE

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Mononobe & Okabe riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo  $\varepsilon$ , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo  $\beta$ , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità  $\theta$  tale che:

$$\text{tg } \theta = k_H / (1 \pm k_V)$$

con  $k_h$  coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  verticale.

### 6.3 CALCOLO DELLA SPINTA A RIPOSO

Per le tipologie di muro con fondazione su micropali si adotta un regime di spinte a riposo, dove il coefficiente di spinta  $k_0$  vale.

$$K_0 = 1 - \tan \phi$$

### 6.4 CALCOLO DELLA SPINTA CON WOOD

La valutazione delle spinte del terreno in condizioni sismiche pseudo-statiche, per le tipologie di muro con fondazioni su micropali, è stata effettuata seguendo la formulazione di Wood adottato da EC8 ed indicato nel D.M. del 17/01/2018 (Nuove Norme tecniche per le costruzioni). La spinta totale di progetto  $E_d$  esercitata dal terreno ed agente sull'opera di sostegno che non ammette spostamenti è data da:

$$\Delta P_d = k_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

dove  $K_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

### 6.5 CARICO UNIFORME SUL TERRAPIENO

Un carico  $Q$ , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_A \times Q \times \frac{\sin \psi}{\sin(\psi + \beta)}$$

Per integrazione, una spinta pari a  $S_q$ :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\sin(\psi)}{\sin(\psi + \beta)}$$

Con punto di applicazione ad  $H/2$ , avendo indicato con  $K_a$  il coefficiente di spinta attiva secondo Muller-Breslau.

### 6.6 SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONI SISMICHE

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

dove:

H altezza muro

$k_v$  coefficiente sismico verticale

$\gamma$  peso per unità di volume del terreno

K coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico)

$E_{ws}$  spinta idrostatica dell'acqua

$E_{wd}$  spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica  $E_{wd} = 0$ , ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo  $\theta$  della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

## 7 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Il muro in cemento armato presenta fondazioni di tipo profondo con le seguenti caratteristiche:

- paramento murario di altezza 5.20 m e spessore 1.10m;
- fondazione caratterizzata da spessore costante pari a 1.20m e larghezza totale di 5.60m;
- pali di fondazione sono disposti su due file, con interasse e longitudinale di 3.60 m, diametro  $\varnothing 1200$  e profondità di **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. m**

Larghezza mensola di fondazione sinistra

$L_{msx} = 2.25\text{m}$

Larghezza mensola di fondazione destra	$L_{mdx} =$	2.25m
Larghezza totale della fondazione	$L_{tot} =$	5.60m
Spessore paramento	$S_p =$	1.10m
Spessore della soletta di fondazione	$S_f =$	1.20m
Altezza della fascia di spinta	$H_{spinta} =$	4.30m
Altezza del paramento	$H_p =$	5.20m
Altezza totale muro	$H_{tot} =$	6.40m

## 8 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono le condizioni di carico elementari assunte per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche della struttura in esame. Tali condizioni di carico elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

### 8.1 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Nel seguente paragrafo si descrivono le condizioni di carico elementari assunte per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche della struttura in esame. Tali condizioni di carico elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

calcestruzzo armato:  $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$

massicciata + armamento:  $\gamma_b = 18 \text{ kN/m}^3$

#### 8.1.1 Peso proprio strutturale (PP)

Il peso proprio del paramento e della suola risulta:

Peso paramento  $P_p = 25.00 \times 1.10 \times 5.20 = 143.00 \text{ kN/m}$

Peso suola  $P_s = 25.00 \times 1.20 \times 5.60 = 168.00 \text{ kN/m}$

Peso della barriera antirumore  $P_{BA} = 5.00 \text{ kN/m}$

#### 8.1.2 Carichi permanenti portati (PERM)

Il peso dei carichi permanenti su rilevato è stato considerato considerando uno spessore di ballast di 0.80 m:

$P_{ps} = \gamma_b h_b = 14.40 \text{ kN/m}^2$

##### 8.1.2.1 Spinta da sovraccarico permanente (SP\_PERM)

$S_{ps} = P_{ps} * k_0 = 5.53 \text{ kN/m}^2$

### 8.1.3 Spinta del terreno in condizioni statiche (SPTDX)

In fase statica la struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo. Si riporta di seguito il calcolo delle pressioni agenti sulla struttura, eseguito per la Combinazione unica dell'approccio 2 (A1+M1+R3) Il coefficiente di spinta risulta pari a:

Approccio 2 – Combinazione 1  $K_0=0.384$

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$P = (h \cdot \gamma_{\text{terreno}}) \cdot K_0$  al di sopra della falda

$P = [h \cdot (\gamma_{\text{terreno}} - \gamma_w)] \cdot K_0$  al di sotto della falda.

Risulta quanto segue:

Pressione in asse soletta  $P = 37.67 \text{ kN/m}^2$

Pressione intradosso soletta  $P = 42.28 \text{ kN/m}^2$

Inoltre sono stati considerati, come carichi concentrati nei nodi della fondazione, i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore della soletta:

Spinta semispessore soletta  $P_{H,t} = 23.98 \text{ kN/m}$

### 8.1.4 Azioni della falda (SPTW)

Il valore delle spinte è stato calcolato come  $P = z \times \gamma_w$

La falda è posizonata al di sotto del piano di posa della fondazione e non interagisce con l'opera in esame..

### 8.1.5 Ritiro (RITIRO)

Il ritiro viene applicato mediante una variazione termica uniforme, in grado di produrre la stessa deformazione nel calcestruzzo.

Gli effetti del ritiro sono stati valutati a lungo termine, attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale  $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$  e di viscosità  $\phi(t, t_0)$ , come definiti nell'Eurocodice 2 – UNI EN 1992-1-1-2005.

I fenomeni di ritiro sono stati considerati applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente pari a:  $\Delta T_{\text{ritiro}} = -8.55 \text{ } ^\circ\text{C}$ .

Di seguito i risultati delle analisi.

La deformazione totale del ritiro si può esprimere come:

$$= \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

$\varepsilon_{cs}$  deformata per ritiro

$\varepsilon_{cd}$  deformazione per ritiro per essiccamento

$\varepsilon_{ca}$  deformazione per ritiro autogeno

$\varepsilon_{cd,\infty} = kh * \varepsilon_{c0}$  valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento

$R_{ck} = 37 \text{ MPa}$

$f_{ck} = 30.71 \text{ MPa}$

$RH = 75 \text{ \%}$  umidità relativa

$\varepsilon_{c0} = -2.68E-04$  valore tabella 11.2.Va

$h_0 = 2Ac/u$

$Ac = 1.10 \text{ m}^2$  area della sezione di cls

$u = 1 \text{ m}$  perimetro della sezione esposta all'aria

$h_0 = 2.2 \text{ m}$

$h_0 = 2200 \text{ mm}$

$kh = 0.7$  valore tabella 11.2.Vb

$\varepsilon_{cd,\infty} = kh * \varepsilon_{c0} = -1.88E-04$

Deformazione da ritiro per essiccamento

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t-t_s) * \varepsilon_{cd,\infty}$$

$$\beta_{ds}(t-t_s) = (t-t_s) / [(t-t_s)+0.04*h^{0.3}/2]$$

$$(t-t_s) = 25548 \text{ giorni}$$

$$\beta_{ds}(t-t_s) = 0.90110961$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = -0.000168966$$

Deformazione da ritiro autogeno

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} = -5.18E-05$$

Deformazione totale da ritiro

$$\varepsilon_{cs} = -2.39E-04$$

$$a = 1.00E-05$$

$$f = 1.8$$

$$DT_{ritiro} = -8.55 \text{ } ^\circ\text{C}$$

### 8.1.6 Azioni termiche (TERM)

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di  $\pm 15^\circ\text{C}$  ed una variazione termica nello spessore, tra estradosso ed intradosso, pari a  $\Delta T_v = \pm 5^\circ\text{C}$ . Il valore applicato della variazione termica uniforme viene ridotto di 1/3 per considerare gli effetti viscosi del calcestruzzo, ed è quindi pari a  $\pm 5^\circ\text{C}$ . Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 * 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

### 8.1.7 Azioni variabili da traffico

#### 8.1.7.1 Carichi verticali sul rilevato: Treno LM71 (ACCM\_L71)

Il treno LM71 viene schematizzato da 4 assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una larghezza illimitata.

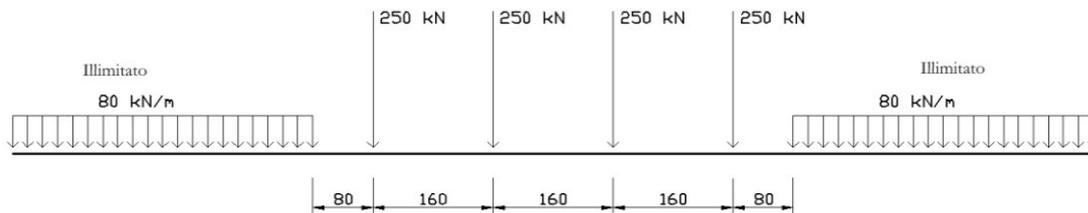


Figura 2- Treno LM71

Secondo il § 2.5.1.4.1.5 del RFI DTC SI PS MA IFS 001 C Manuale di progettazione RFI2018 (cfr, 5.2.2.2.1.5 NTC2018) il carico verticale su rilevato a tergo della spalla può essere ottenuto considerando una distribuzione trasversale dei carichi concentrati LM71 su una larghezza di 3.00000m e una distribuzione longitudinale pari a quella di applicazione dei 4 carichi concentrati (schema LM71) = 6.40000m.

Per questo tipo di carico non deve essere applicato l'incremento dinamico.

$$P_{V.LM71} = 52.08 \text{ kN/m}^2$$

#### 8.1.7.2 Spinta del sovraccarico sul rilevato (SPACCDX)

Si è considerata la sola spinta prodotta dal carico ripartito equivalente alle forze concentrate.

Approccio 2 – Combinazione unica

$$P_{H.LM71} = (P_{V.LM71}) K_0 = 20.022 \text{ kN/m}$$

#### 8.1.8 Azione dovuta al vento sul paramento (VENTO)

L'azione del vento sulle barriere antirumore collocate in testa al paramento comporta un carico sfavorevole per il muro.

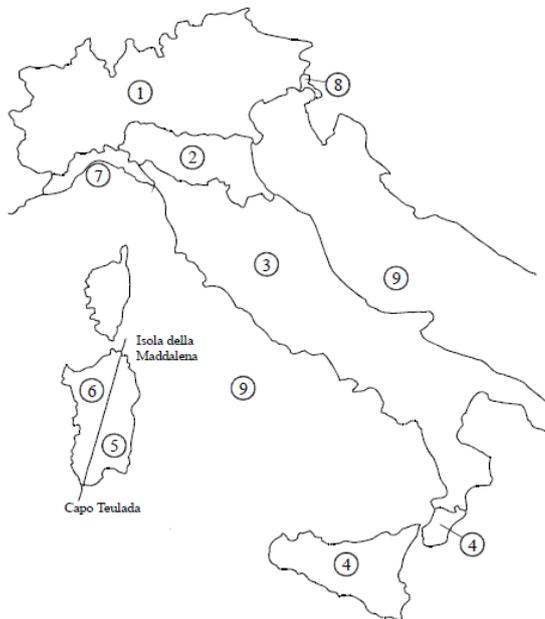
La pressione del vento è stata calcolata ai sensi delle NTC 2018, la normativa suddivide il territorio italiano in zone per le quali sono assegnati i parametri di base  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$ . Con riferimento a tali parametri è possibile calcolare la velocità di riferimento  $v_b$ , vale a dire il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su dieci minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni  $v_b$ .

I dettagli del calcolo sono di seguito riportati:

Zona - Regione	Zona	[-]	3.00
Velocità di riferimento - Valore caratteristico	$v_{b,0}$	[m/s]	27.00
Parametro legato all'altitudine della zona	$a_0$	[m]	500.00
Parametro funzione della zona	$k_s$	[1/s]	0.37
Altitudine	$a_s$	[m]	50.00
Velocità di riferimento per un periodo di ritorno di 50 anni	$v_b$	[m/s]	27.00
Tempo di ritorno	$T_R$	[anni]	50.00
Coefficiente correttivo per il tempo di ritorno	$C_R$	[-]	1.00
Velocità di riferimento per il periodo di ritorno definito	$v_r (T_R)$	[m/s]	27.00

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



**Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano**

Figura 8-3 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano e valori dei parametri di riferimento (tab. 3.3.I NTC2018).

Densità dell'aria	$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	1.25
Pressione cinetica di riferimento	$q_b$	[N/m <sup>2</sup> ]	455.63

#### 6.1.3.1. Categoria di esposizione

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza della costruzione  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  varia lungo la quota fuori terra ( $z$ ) della costruzione ed è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_t^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Dove:

$k_r, z_0, z_{min}$  sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

$z$  è l'altezza della struttura (somma dell'altezza della barriera antirumore e del rilevato su cui è installata);

$c_t$  è il coefficiente di topografia.

In mancanza di analisi che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità del terreno, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno.

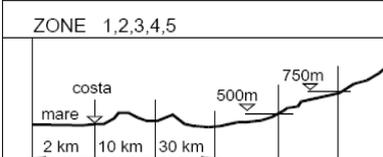
Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5, e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

ZONE 1,2,3,4,5

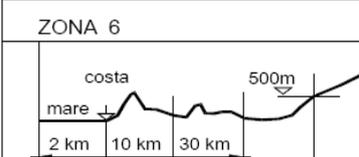


A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

\* Categoria II in zona 1,2,3,4  
Categoria III in zona 5

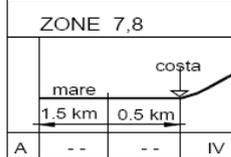
\*\* Categoria III in zona 2,3,4,5  
Categoria IV in zona 1

ZONA 6



A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

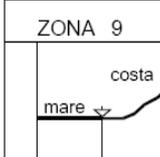
ZONE 7,8



A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

\* Categoria II in zona 8  
Categoria III in zona 7

ZONA 9



A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

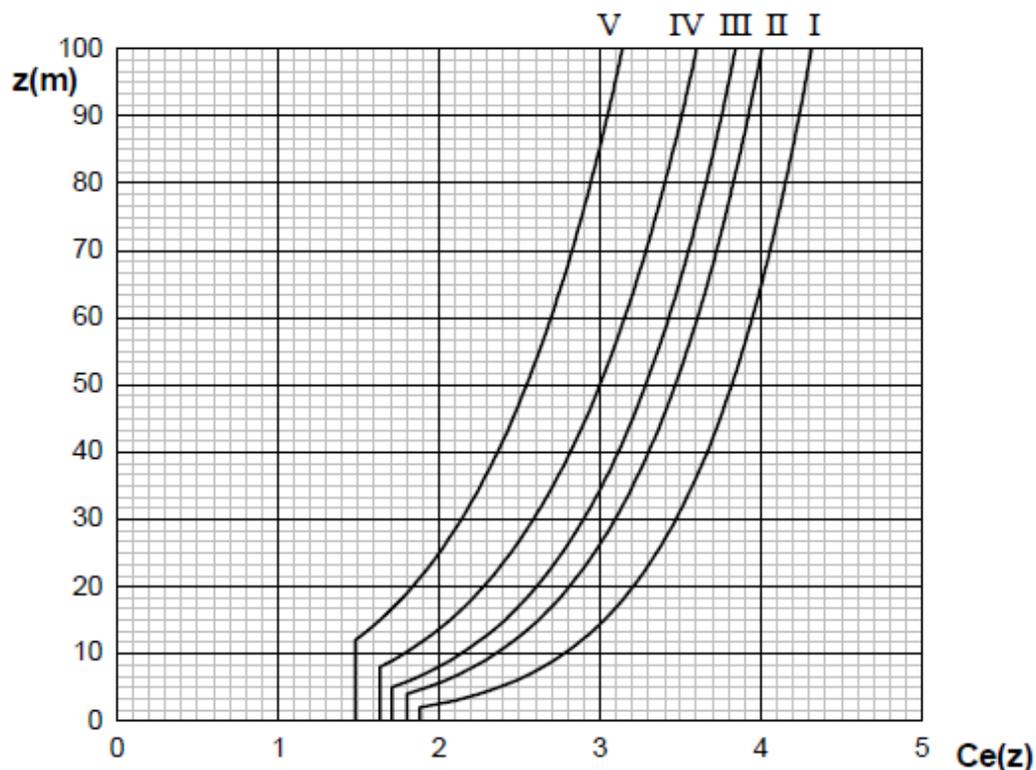
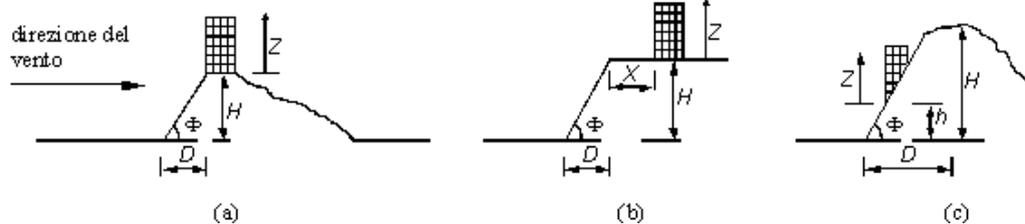


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione  $c_e$  con la quota (per  $c_t = 1$ )

Classe di rugosità del terreno	Classe <sub>rug</sub>	[-]	D
Categoria di esposizione del sito	Cat <sub>esp</sub>	[-]	II
Parametri per la definizione del coeff. di esposizione	$k_r$	[-]	0.19
	$z_0$	[m]	0.05
	$z_{min}$	[m]	4

#### 8.1.8.1 Coefficiente di topografia

Per il calcolo del coefficiente di topografica  $C_t$  si fa riferimento alla Circolare del D.M. 1996, paragrafo C.7.5.:



Con riferimento alla figura sopra detta H l'altezza della collina o del dislivello e  $H/D = \tan \Phi$  la sua pendenza media, si introducono preliminarmente:

Il coefficiente  $\beta$ , funzione dell'altezza z che vale:

$$\beta = 0,5 \quad \text{per } z/H \leq 0,75$$

$$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot z/H \quad \text{per } 0,75 < z/H \leq 2$$

$$\beta = 0 \quad \text{per } z/H > 2$$

Il coefficiente  $\gamma$  dipendente dalla pendenza H/D che vale:

$$\gamma = 0 \quad \text{per } H/D \leq 0,10$$

$$\gamma = 5 \cdot [(H/D) - 0,10] \quad \text{per } 0,10 < H/D \leq 0,30$$

$$\gamma = 1 \quad \text{per } H/D > 0,30$$

In tal modo il coefficiente di topografia  $C_t$  si può esprimere nei seguenti casi:

- Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina  $C_t = 1 + \beta\gamma$
- Costruzioni sul livello superiore di un dislivello  $C_t = 1 + \beta\gamma \cdot [1 - 0,1 \cdot (x/H)] \geq 1$
- Costruzioni su di un pendio  $C_t = C_t = 1 + \beta\gamma \cdot (h/H)$

I parametri utilizzati per il calcolo del coefficiente di topografia  $C_t$  sono i seguenti:

H=0.90metri

z= 3.31 metri (altezza da P.F)

D= 0.00000

z/H= 3.67888

b = 0.000

$\gamma = 1.00000$

ct = 1.00000

#### 6.1.3.2. Coefficienti dinamico

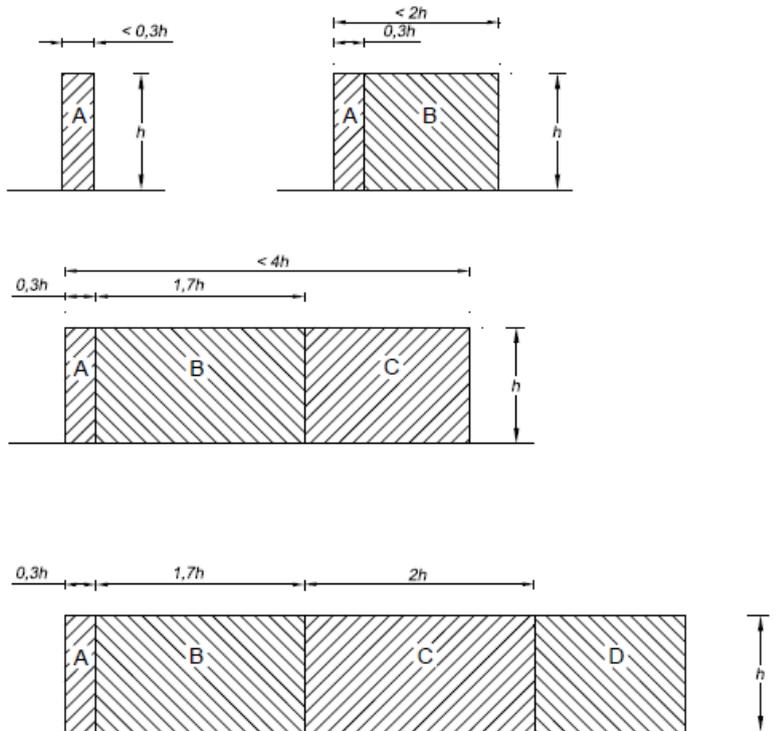
Il coefficiente dinamico  $c_d$  permette di tenere in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Nelle strutture analizzate viene considerato cautelativamente un coefficiente dinamico pari a  $c_d = 1.0$ .

#### 6.1.3.3. Coefficienti di forma

I coefficienti di forma  $c_p$ , in accordo a quanto riportato nei riferimenti tecnici delle NTC, vengono determinati in base alle indicazioni riportate nel capitolo G.5 (dal titolo “Coefficienti aerodinamici globali”) delle CNR-DT 207/2008 (“Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti per del vento sulle costruzioni”) e nell’Eurocodice EN 1991-1-4.

Le due norme, per muri e parapetti piani indicano coefficienti di forma  $c_p$  differenti in base alla zona considerata in funzione della distanza dal bordo libero della barriera.

La figura che segue, tratta dalle CNR, riporta la suddivisione delle zone con coefficienti di pressione totali differenti.



La Tabella che segue indica i valori dei coefficienti di forma per ciascuna fascia, sia in assenza che in presenza di chiusure laterali e per due valori  $\varphi$  di densità dell'elemento. Nella tabella il simbolo "l" indica la lunghezza della barriera mentre "h" rappresenta l'altezza.

$\varphi$	Chiusura laterale	l/h	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0,8	si/no	tutti	1,2			

Si è scelto di applicare il coefficiente di pressione pari a  $c_{p\text{ corrente}} = 1.2$ .

#### 8.1.8.2 Pressione del vento

$h_{FOA}$	$H_{muro}$	Posizione	$C_t$	$C_e$ montante	$C_p$ montante	$C_{dinamico}$	$p_{montante}$
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]
3.31	0.90	Corrente	1.0	1.80	1.20	1.00	0.98

La predetta pressione ortogonale alla barriera può agire in direzione X sia verso l'interno binario sia verso l'esterno.

### 8.1.9 Pressione aerodinamica dei convogli ( $P_{DIN}$ )

Il passaggio dei convogli induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria onde di pressione e depressione. L'ampiezza di tali azioni dipende principalmente dai fattori di seguito elencati:

1. dal quadrato della velocità del treno ( $v$ );
2. dalla forma aerodinamica del convoglio ( $K_1$ );
3. dalla forma della struttura ( $K_2$ );
4. dalla posizione della struttura e dalla distanza stessa dal binario ( $a_g$ ).

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa e alla coda del treno.

I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni ( $\pm q_{1k}$ ).

Si ha pertanto:

$$q_{1k} = f(v; a_g) \times K_1 \times K_2$$

dove:

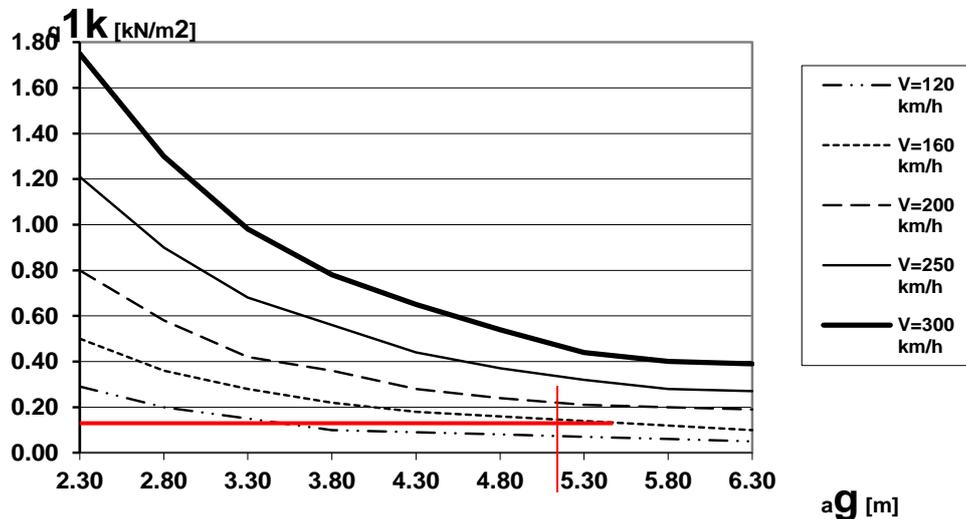
$K_1 = 1.00$  per treni con forme aerodinamiche sfavorevoli

= 0.85 per treni con carrozze a sagoma arrotondata

= 0.60 per treni aerodinamici (ETR)

$K_2 = 1.30$  se l'altezza dell'elemento è  $\leq 1.00$  o se la larghezza è  $\leq 2.50$ ; altrimenti  $K_2 = 1.00$ ;

$a_g =$  distanza dalla mezzzeria del binario più vicino (nel caso in esame pari a 5.05 m);



Nel caso specifico considerando una velocità massima di percorrenza di un convoglio con forme aerodinamiche sfavorevoli ( $K_1=1.00$ ), pari a  $V_{\max} = 140$  km/h, e considerando  $K_2=1.00$ , dall'abaco precedentemente riportato si evince che poiché per:

$a_g = 5.05$  m, si ha circa:

$$q_{1k} = 0.18 \quad [\text{kN/m}^2]$$

L'azione elementare sopra descritta è stata amplificata del coefficiente dinamico  $k$  di amplificazione:

$a_g =$	5.05	m	Distanza dall'asse del binario vicino	
Velocità	$q_{1k}$	$k_1$	$k$	$q_k = k_1 \cdot k \cdot q_{1k}$
km/h	$\text{kN/m}^2$	-		$\text{kN/m}^2$
140	0.18	1.00	1.09	0.20

Le azioni aerodinamiche devono essere cumulate con l'azione del vento. L'azione risultante dovrà essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di  $1,50 \text{ kN/m}^2$  sia nella verifica agli SLE (combinazione caratteristica) sia nella verifica agli SLU con  $\gamma_Q=1,00$  e  $\gamma_{Qi}=1,00$ .”

Il valore minimo della risultante della combinazione del vento e dell'azione aerodinamica si assumerà pari a  $1,50 \text{ KN/m}^2$  per linee percorse a velocità  $V \leq 200 \text{ Km/h}$  e pari a  $2,50 \text{ KN/m}^2$  per linee percorse a velocità  $V > 200 \text{ Km/h}$ .

Nel caso in esame si terrà quindi conto di una pressione totale agente di 1.50kN/m<sup>2</sup>.

### 8.1.10 Azioni sismiche

#### 8.1.10.1 Forze di inerzia

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k.

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h \times W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v \times W$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

Pertanto avremo che:

Peso paramento  $P_p = 25.00 \times (1.10 \times 5.20) = 143.00 \text{ kN/m}$

Peso suola  $P_s = 25.00 \times 1.20 \times 5.60 = 168.00 \text{ kN/m}$

Peso permanenti portati  $P_{Ps} = 14.40 \text{ kN/m}$

Massa treno  $Q_k = 52.08 \cdot \Psi_{0,2} = 10.42 \text{ kN/m}$

Peso della barriera antirumore  $P_{BA} = 5.00 \text{ kN/m}$

Massa associata al Peso del terreno  $P_t = 20.00 \times 4.30 \times 2.25 = 193.50 \text{ kN/m}$

#### 8.1.10.1.1 Forze sismiche orizzontali (SISMA\_H)

Forza orizzontale (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato sul paramento):

$$F'_h = k_h (P_P + P_s + P_t + P_{barr}) = 142.13 \text{ kN/m}$$

#### 8.1.10.1.2 Forze sismiche verticali (SISMA\_V)

Per la forza sismica verticale avremo analogamente (carico verticale uniformemente distribuito applicato sul paramento):

Forza verticale sul paramento:

$$F'_v = k_v (P_P + P_s + P_t + P_{barr}) = 71.06 \text{ kN/m}^2$$

#### 8.1.10.2 Spinta delle terre in fase sismica (SPSDX)

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S = k_h \gamma H^2 = 98.37 \text{ kN/m}$$

con risultante applicata ad un'altezza pari ad H/2.

## 8.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili; utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

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

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

Dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

avendo indicato con  $E_Y$  e  $E_Z$  rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR.

Si ripota la Tabella 5.2.V delle NTC18 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica (da DM 17/01/2018)

*Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ced}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	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.

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

(3) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

(4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

(5) Aliquota di carico da traffico da considerare.

(6) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

(7) 1,20 per effetti locali

Si riporta la Tabella 5.2.VI delle NTC18 in cui sono espressi i coefficienti di combinazione delle azioni:

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni (da DM 17/01/2018)

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$g_{r1}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di	$g_{r2}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
carico	$g_{r3}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{r4}$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico varano assunti pari a 0,0.

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni maggiormente significative per la determinazione delle sollecitazioni più gravose.

	SLU01	SLU02	SLU03	SLU04	SLU05	SLU06
PP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SP_PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
RITIRO	1.2	1.2	1.2	0	0	0
SPACCDX	1.45	1.16	1.16	1.45	1.16	1.16
VENTO	0.9	1.5	0.9	0.9	1.5	0.9
TERM	±0.9	±0.9	±1.5	±0.9	±0.9	±1.5
URTO X1	0	0	0	0	0	0
URTO X2	0	0	0	0	0	0
URTO Y1	0	0	0	0	0	0
URTO Y2	0	0	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0	0	0
SISMA_H	0	0	0	0	0	0
SISMA_V	0	0	0	0	0	0

Tabella 2 Combinazioni SLU

	SLV01	SLV02	SLV03	SLV04	SLV05	SLV06	SLV07	SLV08
PP	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1
SP_PERM	1	1	1	1	1	1	1	1
RITIRO	1	1	1	1	1	1	1	1
SPACCDX	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
VENTO	0	0	0	0	0	0	0	0
TERM	±0.5	±0.5	±0.5	±0.5	±0.5	±0.5	±0.5	±0.5
URTO X1	0	0	0	0	0	0	0	0
URTO X2	0	0	0	0	0	0	0	0
URTO Y1	0	0	0	0	0	0	0	0
URTO Y2	0	0	0	0	0	0	0	0
SPSDX	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3
SISMA_H	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3
SISMA_V	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1

Tabella 3 Combinazioni SLV

	SLE_QPERM01	SLE_R01	SLE_R02	SLE_R03	SLE_R04	SLE_R05	SLE_R06
PP	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1
SP_PERM	1	1	1	1	1	1	1
RITIRO	1	1	1	1	0	0	0
SPACCDX	0	1	0.8	0.8	1	0.8	0.8
VENTO	0	0.6	1	0.6	0.6	1	0.6
TERM	±0.5	±0.6	±0.6	±1	±0.6	±0.6	±1
URTO X1	0	0	0	0	0	0	0
URTO X2	0	0	0	0	0	0	0
URTO Y1	0	0	0	0	0	0	0
URTO Y2	0	0	0	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0	0	0	0
SISMA_H	0	0	0	0	0	0	0
SISMA_V	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 4 Combinazioni SLE

## 9 CRITERI DI CALCOLO

### 9.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Secondo le “Nuove Norme Tecniche Sulle Costruzioni – DM 17 Gennaio 2018”, le verifiche di capacità portante dei pali, per quanto riguarda la combinazione sismica e statica, vengono svolte con il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza.

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II. della NTC-2018, di seguito riportata:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Pertanto si ha:

$$A_{cd} \leq R_{cd}$$

dove:

$A_{cd}$  carico assiale di compressione di progetto allo stato limite ultimo statico

$R_{cd}$  capacità portante di progetto allo stato limite ultimo definita riducendo il valore caratteristico  $R_{c,k}$  con coefficienti che valgono 1.15 per la resistenza alla punta e 1.15 e per quella laterale.

$R_{c,k}$  valore caratteristico della capacità portante.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo è stata dedotta da metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV della NTC-2018, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito del sistema di fondazione scelto, a favore di sicurezza, si considerano significative n°1 verticale di indagine. Nel seguito vengono esplicitati i calcoli di portanza in dettaglio.

### 9.1.1 Capacità portante per carichi assiali di pali di medio e grande diametro

La portata limite ( $Q_{LIM}$ ) di un palo trivellato viene calcolata con riferimento all'equazione:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot q_{s,i}$$

dove:

$Q_{B,LIM}$  = portata limite di base;

$Q_{L,LIM}$  = portata limite laterale;

$q_b$  = portata unitaria di base;

$A_B$  = area di base;

$D_i$  = diametro del concio imo di palo;

$\Delta H_i$  = altezza del concio imo di palo;

$T_{LIM,i}$  = attrito laterale unitario limite del concio imo di palo.

Per pali a sezione circolare, l'espressione di  $q_b$  cui si perviene è la seguente

$$q_b = N_c \cdot c + N_q \cdot q_L \quad (1)$$

dove  $c$  è la coesione e  $q_L$  il particolare valore della pressione sul piano orizzontale passante per la punta del palo; in pratica si assume  $q_L = \gamma L$  con  $L$  lunghezza del palo;  $N_c$  e  $N_q$  sono fattori adimensionali, funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto  $L/D$ . Tra  $N_c$  e  $N_q$  esiste la relazione

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\varphi \quad (2)$$

con  $\varphi$  angolo d'attrito del terreno.

La resistenza laterale  $q_s$  alla generica profondità  $z$  viene valutata con l'espressione

$$q_s = q_a + \mu \cdot k \cdot \sigma_v \quad (3)$$

dove  $q_a$  è un termine di adesione indipendente dalla tensione normale,  $\mu = tg \delta$  è un coefficiente d'attrito terreno-palo,  $k$  è un coefficiente adimensionale che esprime il rapporto fra la tensione normale che agisce alla profondità  $z$  sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale  $\sigma_v$  alla stessa profondità.

Nella pratica progettuale il calcolo del carico limite viene condotto in maniera diversa per terreni incoerenti e per terreni coesivi saturi.

Nel seguito vengono illustrati i criteri di dimensionamento convenzionale, basati sulla definizione esplicita dei parametri di resistenza dei terreni.

Nel seguito vengono illustrati i criteri di dimensionamento convenzionale, basati sui risultati di prove penetrometriche standard SPT o sulla definizione esplicita dei parametri di resistenza dei terreni.

#### 9.1.1.1 Portata unitaria di base

##### Terreni coesivi

In argille e limi saturi, in condizioni non drenate, il carico limite viene usualmente calcolato in termini di tensioni totali.

Per  $N_c$  è comunemente adottato il valore 9; per  $\varphi_u=0$   $N_q=1$ .

La resistenza alla punta vale quindi

$$q_b = 9 \cdot c_u + \gamma \cdot L$$

##### Terreni granulari

Per la valutazione della resistenza alla punta  $Q_b$  di pali di medio diametro si fa riferimento allo schema di mezzo omogeneo ed isotropo e a meccanismi di rottura del terreno molto diversi tra loro. A seconda del meccanismo di rottura assunto, i valori di  $N_q$  per un dato valore dell'angolo d'attrito variano in un intervallo molto ampio. Per pali infissi di medio diametro, specie in terreni mediamente addensati ( $\varphi' \leq 35^\circ$ ) è prevalso l'uso dei valori di  $N_q$  forniti dalla teoria di Berezantzev (1961, cfr. Figura 4).

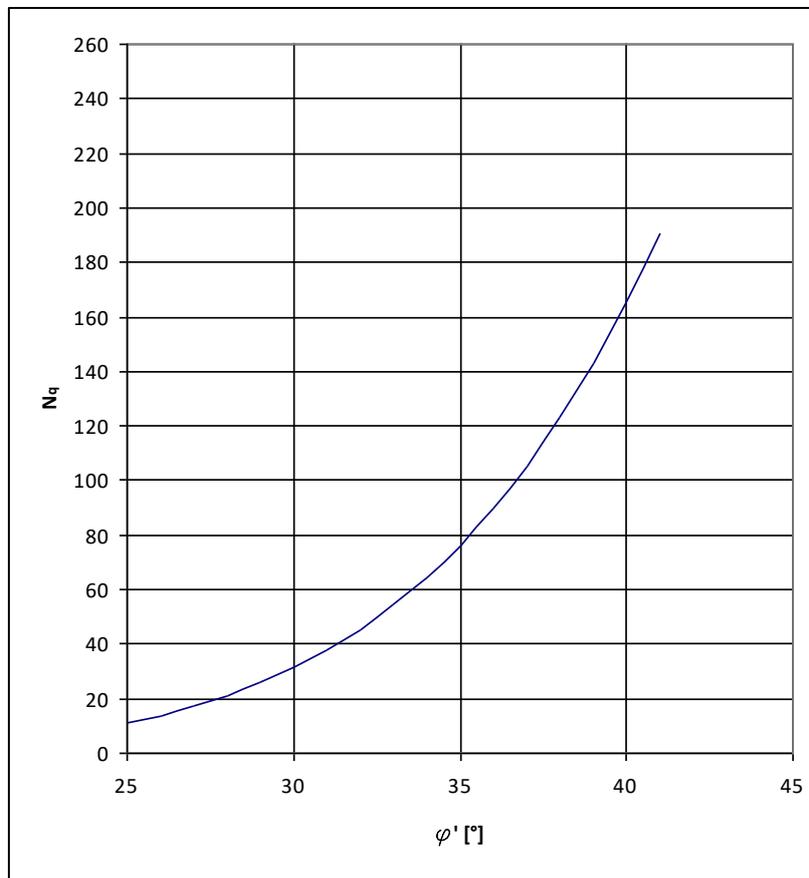


Figura 4- Valori di  $N_q$  secondo Berezantzev (1961)

#### 9.1.1.2 Attrito laterale

##### Terreni coesivi

La resistenza laterale si calcola supponendo nullo il coefficiente d'attrito palo-terreno; si ottiene così l'espressione

$$q_s = q_a$$

L'adesione può essere valutata mediante i coefficienti riportati in Tabella 5 in funzione della coesione non drenata  $c_u$ .

MATERIALE		Cu (kPa)	qa (kPa)	qa max (kPa)
PALI INFISSI	CLS	≤ 25	cu	120
		25÷50	0.85 cu	
		50÷75	0.65 cu	
		≥ 75	0.50 cu	
	ACCIAIO	≤ 25	cu	100
		25÷50	0.80 cu	
		50÷75	0.65 cu	
		≥ 75	0.50 cu	
TRIVELLATI	CLS	≤ 25	0.90 cu	100
		25÷50	0.80 cu	
		50÷75	0.60 cu	
		≥ 75	0.40 cu	

Tabella 5- Valori indicativi dell'adesione qa per pali in terreni coesivi

### Terreni granulari

Per il calcolo della resistenza laterale  $q_s$  si assume  $q_a = 0$ .

I valori di  $k$  variano in un campo molto ampio in funzione del tipo di terreno, del tipo di palo e delle modalità esecutive.

In linea orientativa si è fatto riferimento ai valori empirici di  $k$  e  $\mu$  riportati in Tabella 6.

TIPO DI PALO	Valori di k	Valori di m
--------------	-------------	-------------

BATTUTO	Acciaio	0.5÷1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1÷2	tg (3/4 φ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1÷3	tg φ
TRIVELLATO		0.4÷0.7 *	tg φ'

Tabella 6- Valori indicativi di  $k$  e  $\mu$  per terreni incoerenti

\* Decrescente con la profondità

Nei calcoli è stato scelto  $k = 0.5$ .

In funzione delle condizioni locali del terreno si considera l'effetto di gruppo della palificata definendo un coefficiente riduttivo  $\eta$  della capacità portante pari a 1.0

### 9.1.2 Capacità portante per carichi trasversali

Le analisi svolte per valutare le interazioni fra il palo sollecitato da azioni laterali ed il terreno è stata utilizzata la teoria sviluppata da Broms (1964), che si basa sulle seguenti ipotesi:

- palo immerso in un terreno omogeneo
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido perfettamente plastico;
- forma della sezione trasversale del palo ininfluenza, è importante solo da dimensione  $d$  della sezione del palo.
- comportamento flessione del palo di tipo rigido-perfettamente plastico e cioè assume che le rotazioni elastiche del palo siano trascurabili finché il momento flettente non attinga il valore  $M_y$  di plasticizzazione. A questo punto si forma nella sezione una "cerniera plastica", perciò la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

Si è considerata la testa del palo impedita di ruotare.

Nel caso di rottura non drenata, la resistenza viene espressa in termini di tensioni totali.

Il diagramma di distribuzione della resistenza lungo il fusto del palo è illustrato in Figura 5 ("terreni coesivi").

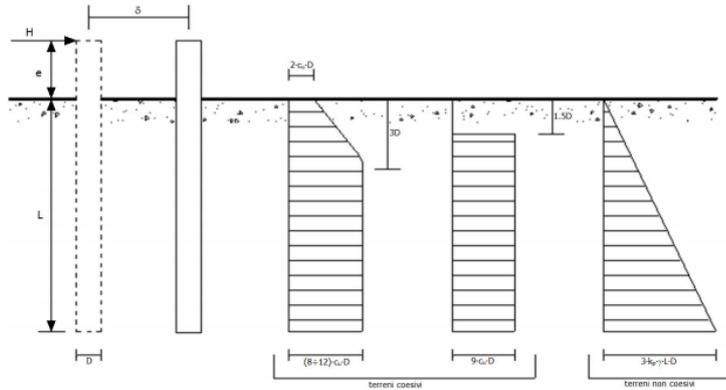


Figura 5- Diagramma di distribuzione della resistenza trasversale  $p$ .

I possibili meccanismi di rottura sono presentati in Figura 6 e possono essere indicati come rottura a palo “corto” (non si raggiunge il momento di plasticizzazione  $M_y$  in nessuna sezione del palo), “intermedio” (si raggiunge  $M_y$  all’attacco palo-fondazione) e “lungo” ( $M_y$  raggiunto anche in una sezione lungo il fusto).

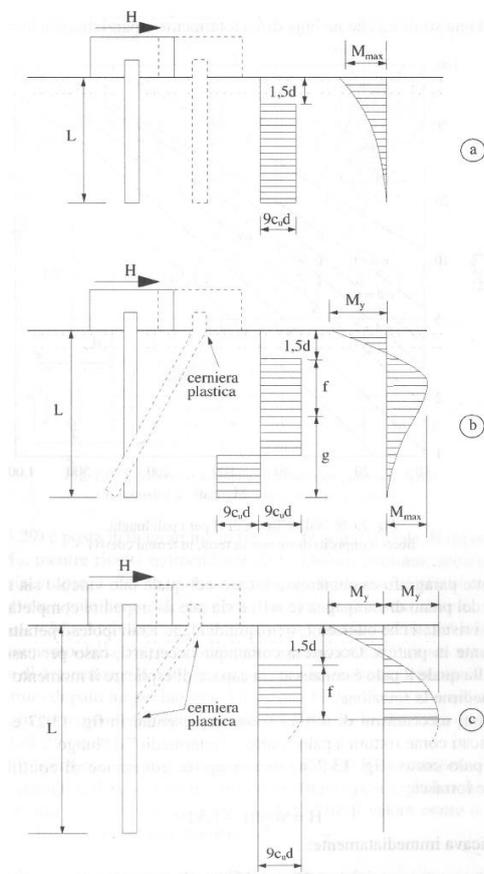


Figura 6– Rottura non drenata: possibili meccanismi di rottura.

Le equazioni risolventi per il carico limite nei tre casi vengono di seguito riportate.

palo "corto" 
$$\frac{H}{c_u d^2} = 9\left(\frac{L}{d} - 1.5\right) ;$$

palo "intermedio" 
$$\frac{H}{c_u d^2} = -9\left(\frac{L}{d} + 1.5\right) + 9\sqrt{2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5} ;$$

palo "lungo" 
$$\frac{H}{c_u d^2} = -13.5 + \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}} .$$

Nel caso di rottura drenata, la resistenza viene espressa in termini di tensioni efficaci.

Il diagramma di distribuzione della resistenza lungo il fusto del palo è illustrato ancora in Figura V ("terreni incoerenti").

I possibili meccanismi di rottura sono presentati Figura 7 (palo "corto", "intermedio" e "lungo").

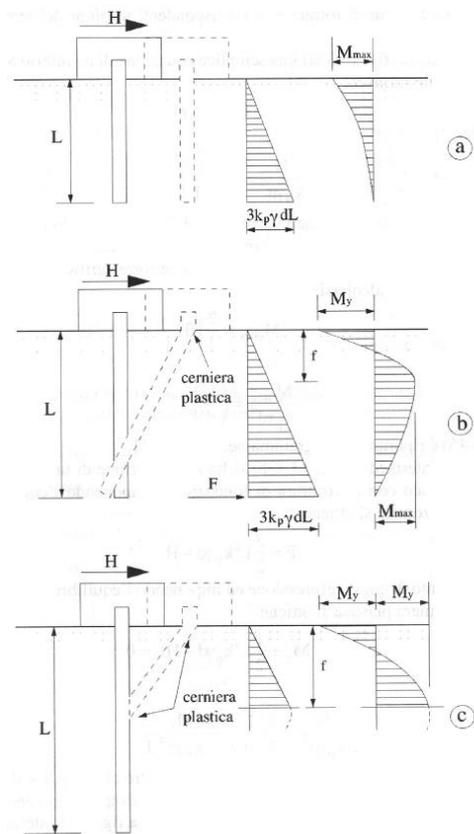


Figura 7– Rottura drenata: possibili meccanismi di rottura.

Le equazioni risolventi per il carico limite drenato nei tre casi vengono di seguito riportate.

palo “corto” 
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = 1.5 \left(\frac{L}{d}\right)^2 ;$$

palo “intermedio” 
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{1}{2} \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \frac{d}{L} ;$$

palo “lungo” 
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4})^2}$$

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo è stata dedotta da metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV della NTC-2018, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine come nel caso del calcolo delle resistenze per micropali soggetti a carichi assiali. Per la determinazione del valore di progetto  $R_{tr,d}$  della resistenza di pali a carichi trasversali si applicano i coefficienti parziali  $\gamma_T$  riportati nella Tab. 6.4. VI della NTC-2018.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

## 9.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali condotte sono le seguenti:

- Verifiche di stato limite di esercizio
- Verifiche a fessurazione
- Verifica delle tensioni

- Verifiche di stato limite di ultimo
- Verifica a flessione
- Verifica a taglio

### 9.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo

#### 9.2.1.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ( $\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$ );
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ( $\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$ )

#### 9.2.1.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

dove:

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot x_d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) è soddisfatta se è verificata la seguente relazione:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura trasversale è stata calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" del calcestruzzo d'anima è stata calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due relazioni sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

In cui:

- $d$  è l'altezza utile della sezione;
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione;
- $\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione della sezione;
- $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;
- $S$  è interasse tra due armature trasversali consecutive;
- $\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd}=0.5f_{cd}$ );
- $\alpha$  è un coefficiente maggiorativo pari ad 1 per membrature non compresse.

### 9.2.2 Verifiche allo stato limite di esercizio

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 7 Descrizione delle condizioni ambientali (Tab. 4.1.III delle NTC18)

Nel caso in esame, le condizioni ambientali sono sempre "ordinarie".

#### 9.2.2.1 Verifica a fessurazione

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è pari a 0.2mm per la combinazione rara.

#### 9.2.2.2 Verifica delle tensioni

I limiti tensionali considerati per i materiali sono relativi alla combinazione di carico quasi permanente e caratteristica.

Calcestruzzo:

Combinazione di azioni	Limite tensionale
Caratteristica (rara)	$\sigma_c \leq 0.55 f_{ck}$
Quasi permanente	$\sigma_c \leq 0.40 f_{ck}$

Acciaio:

Combinazione di azioni	Limite tensionale
Caratteristica (rara)	$\sigma_a \leq 0.75 f_{yk}$

## 10 MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 10.1 CODICE DI CALCOLO

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (SAP2000) facendo riferimento agli assi baricentrici degli elementi, schematizzando i pali con elementi "beam" e il muro con elementi "shell".

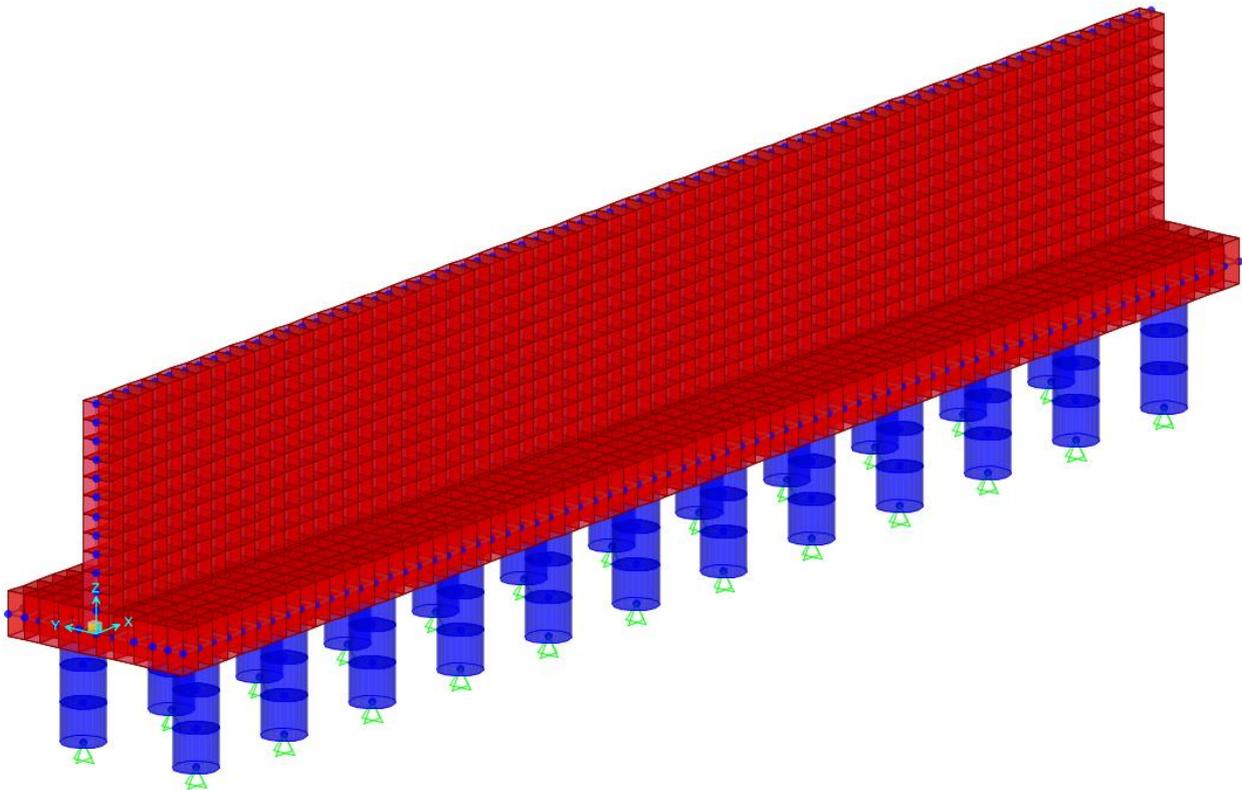


Figura 8 Modello FEM-SAP2000

I pali di fondazione sono stati modellati assimilando il terreno ad un mezzo alla Winkler, costituito da un letto di molle orizzontali indipendenti. Nell'ipotesi di  $k_h$  (coefficiente di reazione orizzontale del terreno) costante con la profondità, l'equazione differenziale che governa lo spostamento di un palo caricato lateralmente è:

$$E_{palo} \cdot J_{palo} \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h \cdot D \cdot y = 0$$

Con  $y=0$  spostamento orizzontale del palo.

Tale equazione si può scrivere anche nella forma:

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{4}{\lambda^4} \cdot y = 0$$

con  $\lambda = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_{palo} \cdot J_{palo}}{k_h \cdot D}}$  = lunghezza caratteristica del palo

CALCOLO DELLA LUNGHEZZA ELASTICA DEL PALO				
Diametro del palo	D	=	1.2	m
Diametro del palo	D	=	1200	mm
Modulo elastico del palo	E	=	31447	N/mm <sup>2</sup>
Inerzia del palo	J	=	1.01788E+11	mm <sup>4</sup>
Costante di sottofondo	K	=	0.1728	N/mm <sup>3</sup>
Larghezza efficace del palo	b	=	1800	mm
Lunghezza elastica	L0	=	2532.97	mm
			2.53	m

Il valore della costante di sottofondo è stato desunto da valori disponibili in letteratura (cfr. FONDAZIONI – Joseph E. BOWLES). La base del palo è stata vincolata con vincolo rigido.

## 10.2 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Di seguito si riportano alcune immagini del modello in cui sono visibili le condizioni di carico elementari.

### 10.2.1 Azioni applicate sul muro

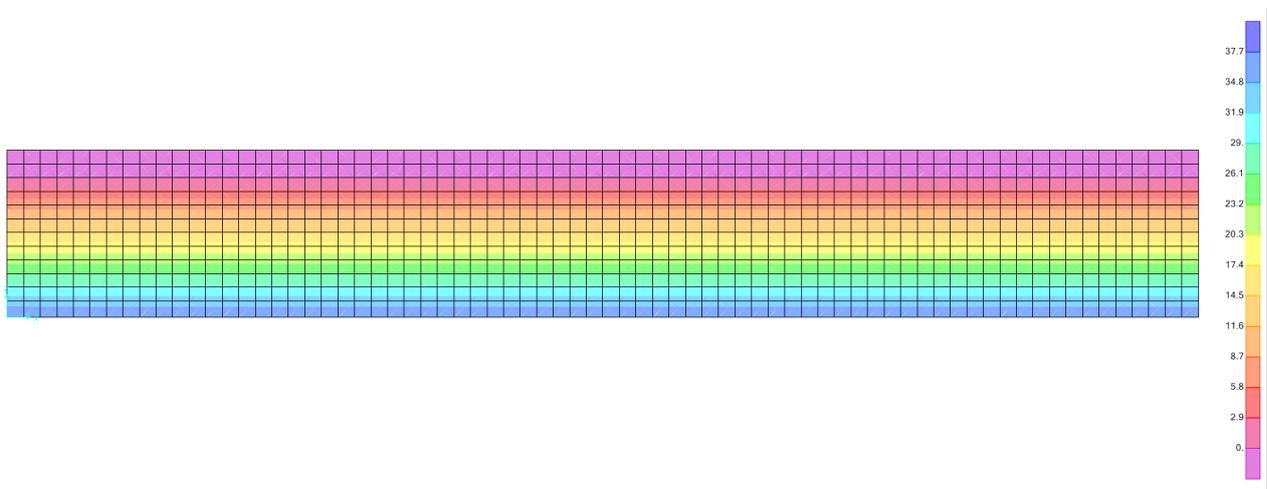


Figura 9 Carichi SPDX

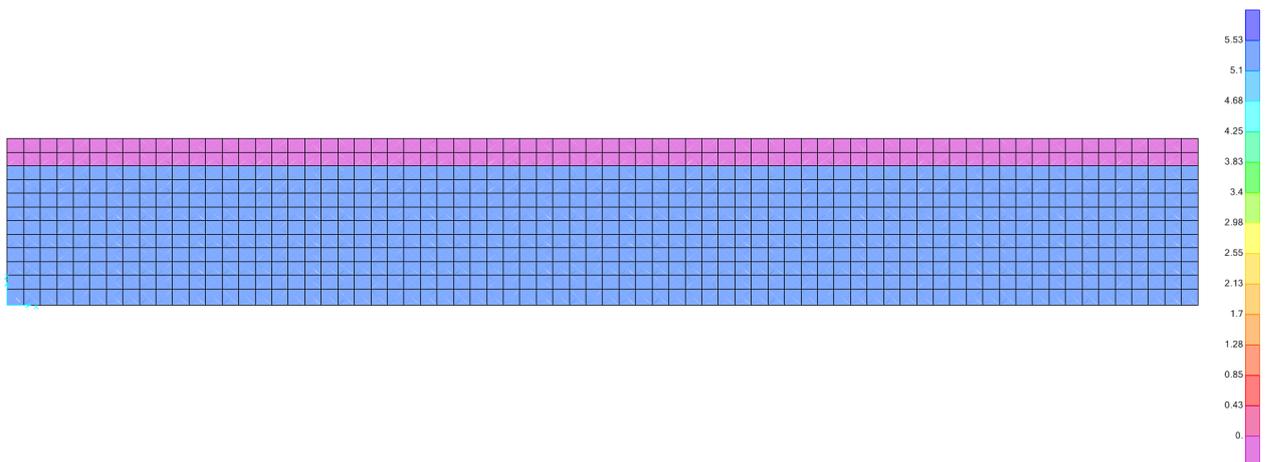


Figura 10 Carichi SP\_PERM

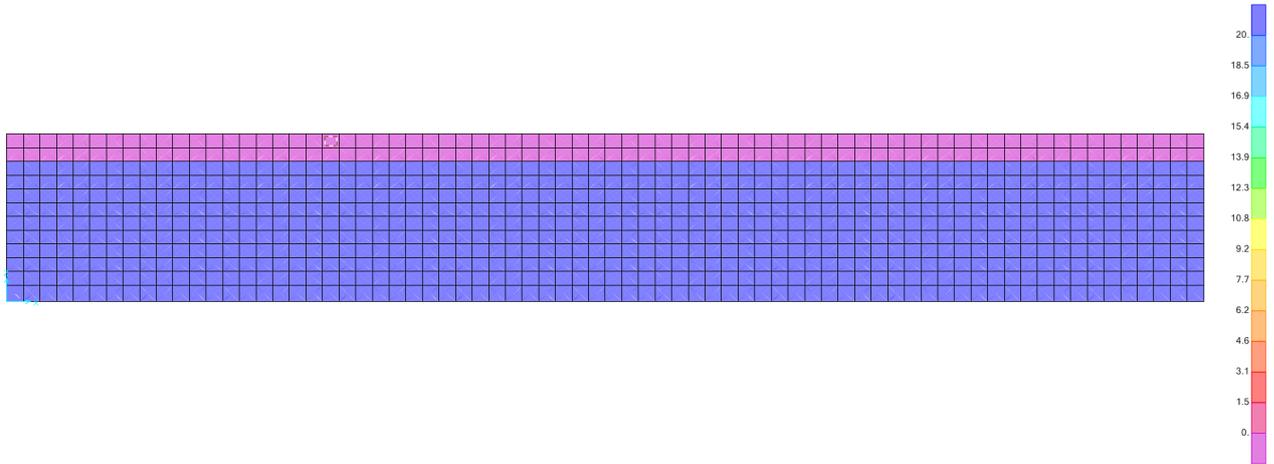


Figura 11 Carichi SP\_ACC

### 10.3 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

#### 10.3.1 Paramento

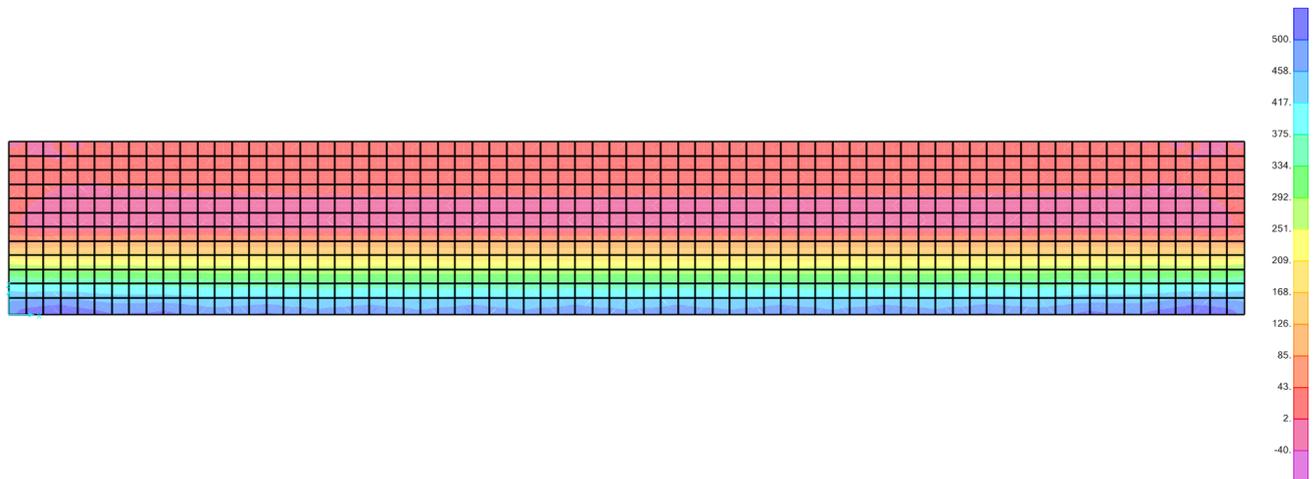


Figura 12 Momento 22 INV. SLU/SLV

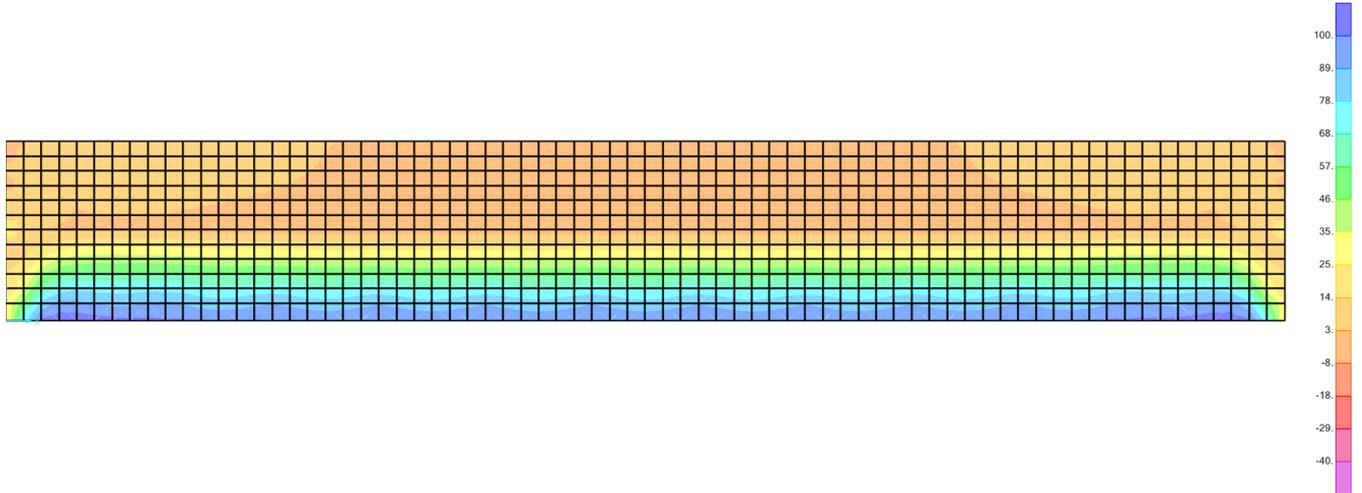


Figura 13 Momento 11 INV. SLU/SLV

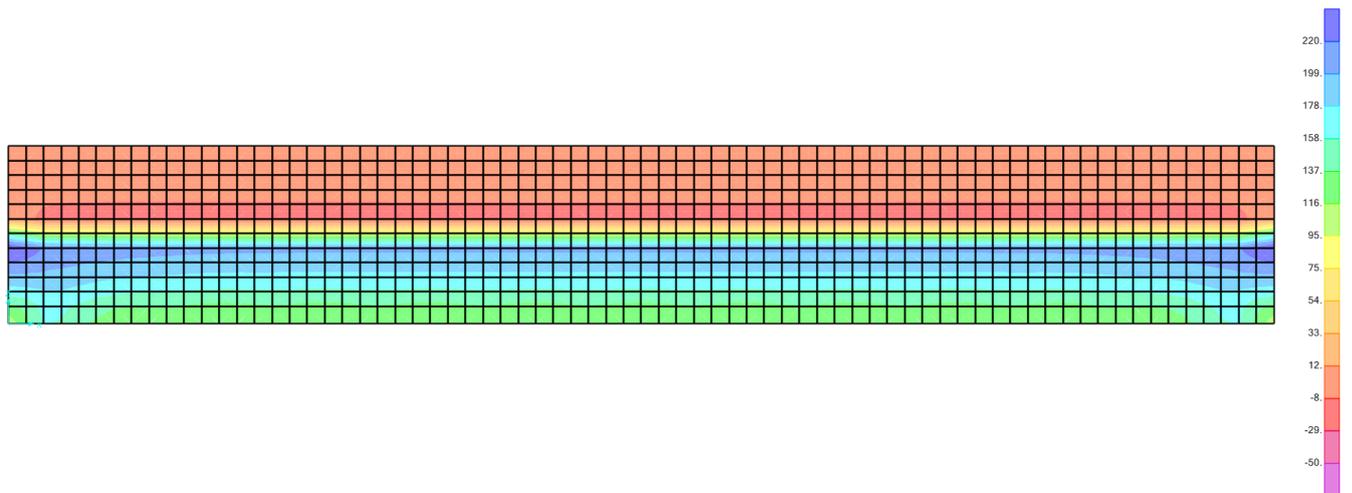


Figura 14 Taglio 23 INV. SLU/SLV

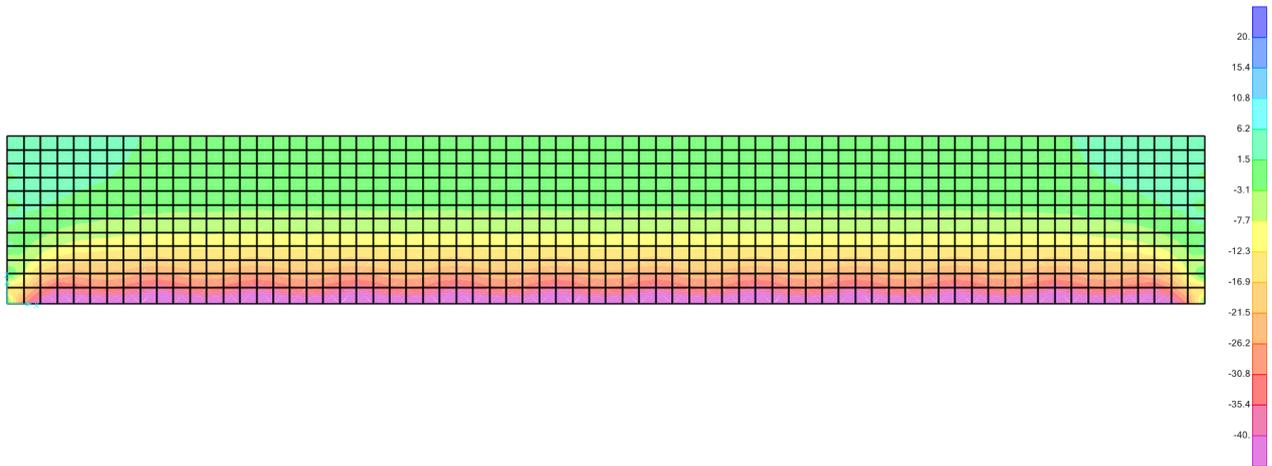


Figura 15 Momento 11 INV. SLE

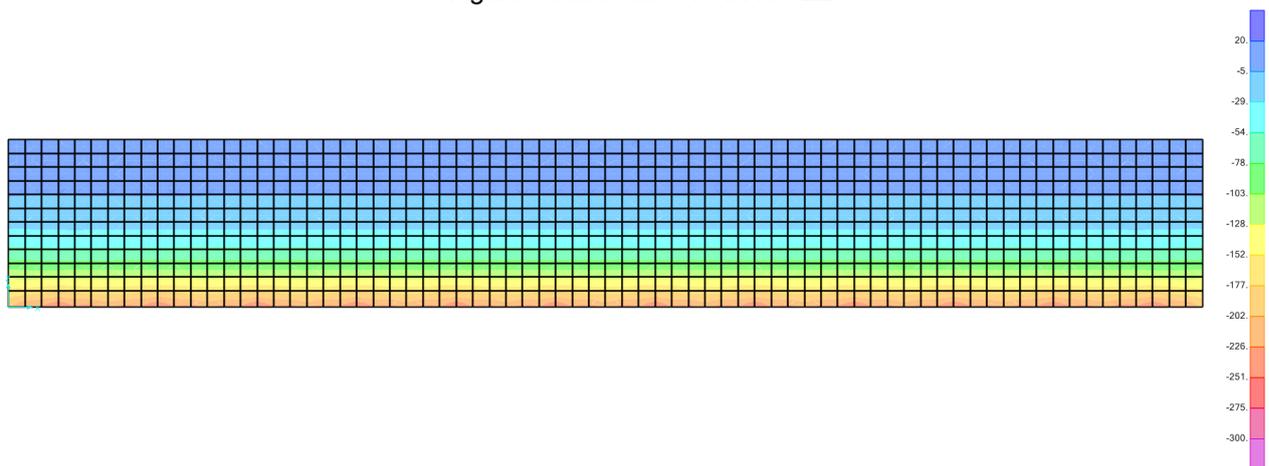


Figura 16 Momento 22 INV. SLE

### 10.3.2 Fondazione

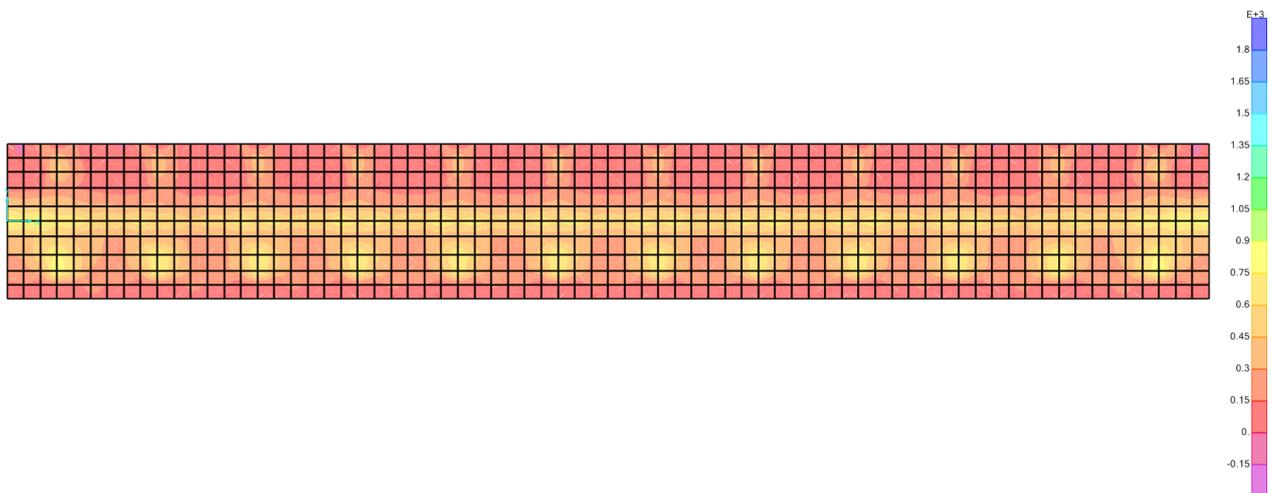


Figura 17 Momento 22 INV. SLU/SLV

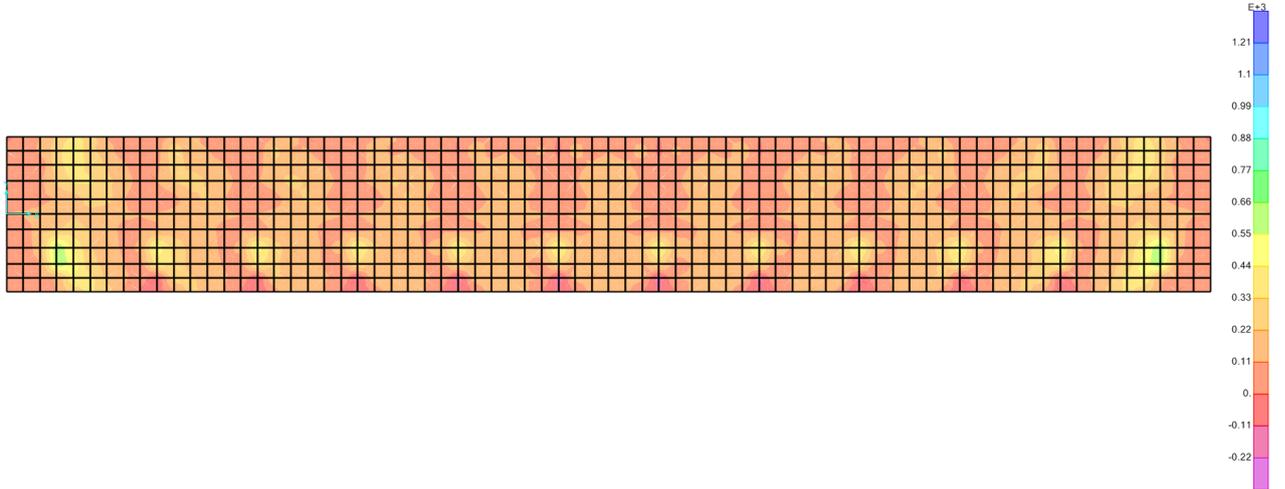


Figura 18 Momento 11 INV. SLU/SLV

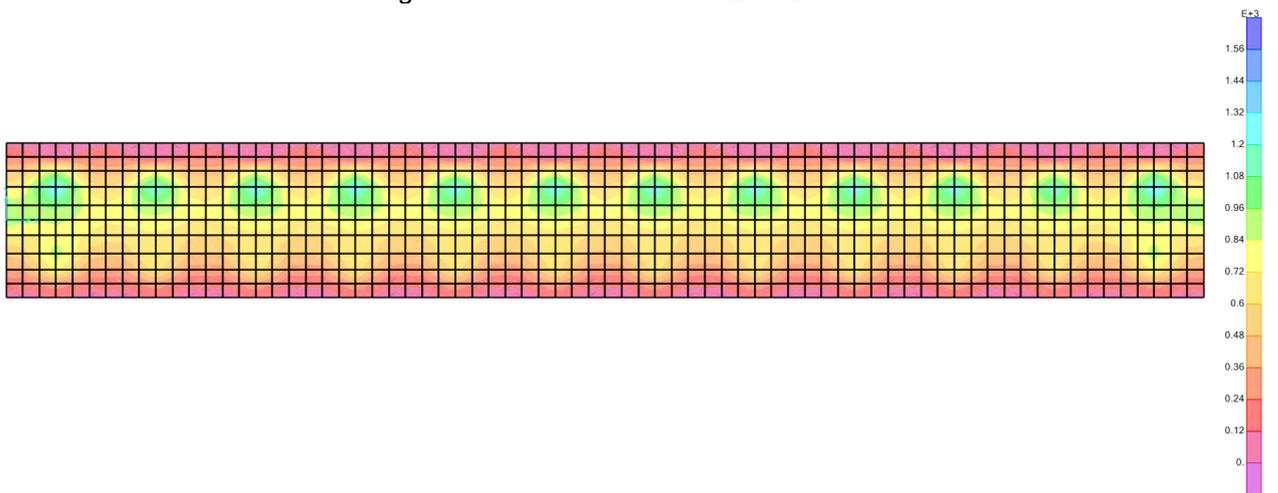


Figura 19 Taglio 23 INV. SLU/SLV

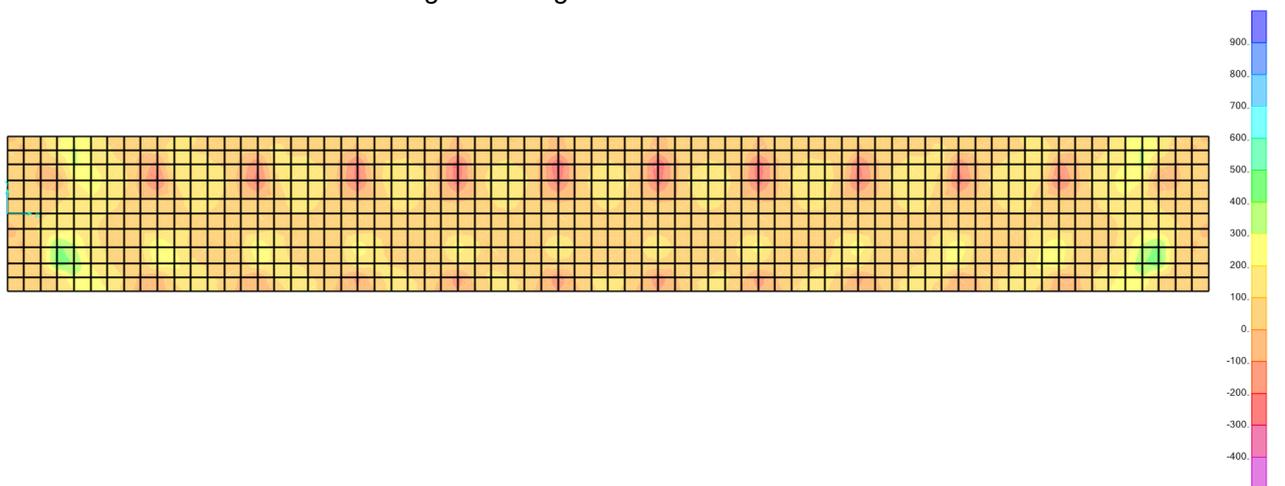


Figura 20 Momento 11 INV. SLE

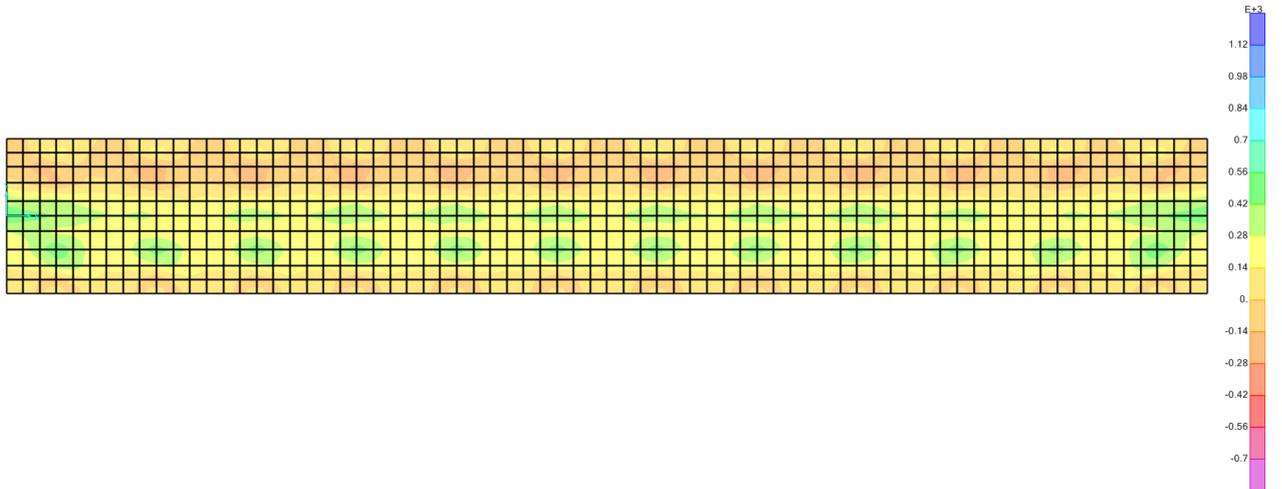


Figura 21 Momento 22 INV. SLE

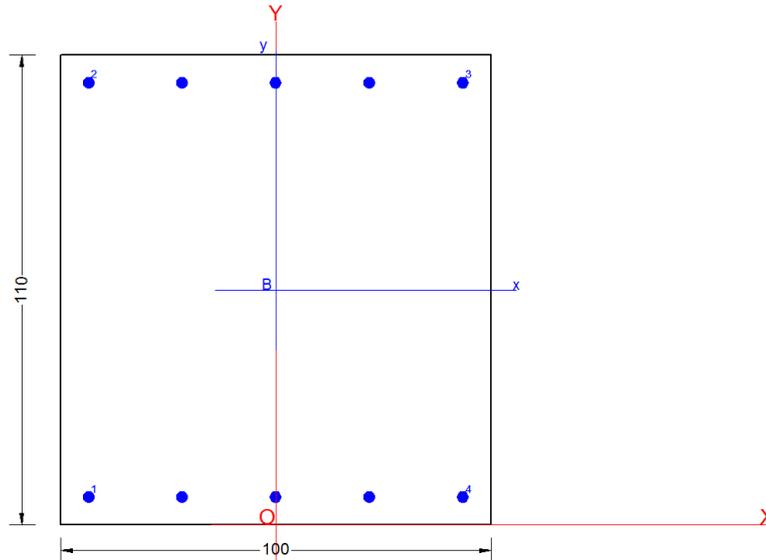
## 11 VERIFICHE STRUTTURALI

### 11.1 SOLLECITAZIONI PARAMENTO

TABLE: Section Cut Forces - Design					
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V3	M2
Text	Text	Text	KN	KN	KN-m
SCUT_BASE MURO	SLU1	Combination	-154.89	274.82	568.62
SCUT_BASE MURO	SLU2	Combination	-154.89	252.63	536.04
SCUT_BASE MURO	SLU3	Combination	-154.89	248.69	509.84
SCUT_BASE MURO	SLU4	Combination	-154.89	274.82	568.62
SCUT_BASE MURO	SLU5	Combination	-154.89	252.63	536.04
SCUT_BASE MURO	SLU6	Combination	-154.89	248.69	509.84
SCUT_BASE MURO	SLV_1	Combination	-114.73	372.50	845.76
SCUT_BASE MURO	SLV_2	Combination	-114.73	372.50	845.76
SCUT_BASE MURO	SLV_3	Combination	-114.73	-137.14	-428.36
SCUT_BASE MURO	SLV_4	Combination	-114.73	-137.14	-428.36
SCUT_BASE MURO	SLV_5	Combination	-114.73	194.13	399.81
SCUT_BASE MURO	SLV_6	Combination	-114.73	194.13	399.81
SCUT_BASE MURO	SLV_7	Combination	-114.73	41.23	17.58
SCUT_BASE MURO	SLV_8	Combination	-114.73	41.23	17.58
SCUT_BASE MURO	SLE_R1	Combination	-114.73	193.69	397.06
SCUT_BASE MURO	SLE_R2	Combination	-114.73	178.30	373.98
SCUT_BASE MURO	SLE_R3	Combination	-114.73	175.68	356.52
SCUT_BASE MURO	SLE_R4	Combination	-114.73	193.69	397.06
SCUT_BASE MURO	SLE_R5	Combination	-114.73	178.30	373.98
SCUT_BASE MURO	SLE_R6	Combination	-114.73	175.68	356.52
SCUT_BASE MURO	SLE_QP	Combination	-114.73	99.66	168.16

## 11.2 VERIFICHE PARAMENTO

Coprif. netto minimo barre long.: 5.2 cm Coprif. netto staffe: 4.0 cm



### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice: X [cm] Y [cm]

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A	FOGLIO 60 di 96
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	--------------------

1	-50.0	0.0
2	-50.0	110.0
3	50.0	110.0
4	50.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.5	6.5	26
2	-43.5	103.5	26
3	43.5	103.5	26
4	43.5	6.5	26

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	26
2	2	3	3	26

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	154.89	568.62	0.00	0.00	0.00
2	154.89	536.04	0.00	0.00	0.00
3	154.89	509.84	0.00	0.00	0.00
4	154.89	568.62	0.00	0.00	0.00
5	154.89	536.04	0.00	0.00	0.00
6	154.89	509.84	0.00	0.00	0.00
7	114.73	845.76	0.00	0.00	0.00
8	114.73	845.76	0.00	0.00	0.00
9	114.73	-428.36	0.00	0.00	0.00
10	114.73	-428.36	0.00	0.00	0.00
11	114.73	399.81	0.00	0.00	0.00
12	114.73	399.81	0.00	0.00	0.00
13	114.73	17.58	0.00	0.00	0.00
14	114.73	17.58	0.00	0.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA **IA6F** LOTTO **03 D 29** CODIFICA **CL** DOCUMENTO **RI0005 001** REV. **A** FOGLIO **61 di 96**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	114.73	397.06	0.00
2	114.73	373.98	0.00
3	114.73	356.52	0.00
4	114.73	397.06	0.00
5	114.73	373.98	0.00
6	114.73	356.52	0.00

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	114.73	168.16 (791.52)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.2 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	154.89	568.62	0.00	154.63	1117.36	0.00	1.97	26.5(18.4)
2	S	154.89	536.04	0.00	154.63	1117.36	0.00	2.08	26.5(18.4)
3	S	154.89	509.84	0.00	154.63	1117.36	0.00	2.19	26.5(18.4)
4	S	154.89	568.62	0.00	154.63	1117.36	0.00	1.97	26.5(18.4)
5	S	154.89	536.04	0.00	154.63	1117.36	0.00	2.08	26.5(18.4)
6	S	154.89	509.84	0.00	154.63	1117.36	0.00	2.19	26.5(18.4)
7	S	114.73	845.76	0.00	114.72	1097.92	0.00	1.30	26.5(18.4)
8	S	114.73	845.76	0.00	114.72	1097.92	0.00	1.30	26.5(18.4)
9	S	114.73	-428.36	0.00	114.72	-1097.92	0.00	2.56	26.5(18.4)
10	S	114.73	-428.36	0.00	114.72	-1097.92	0.00	2.56	26.5(18.4)
11	S	114.73	399.81	0.00	114.72	1097.92	0.00	2.75	26.5(18.4)

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A	FOGLIO 62 di 96
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	--------------------

12	S	114.73	399.81	0.00	114.72	1097.92	0.00	2.75	26.5(18.4)
13	S	114.73	17.58	0.00	114.72	1097.92	0.00	62.45	26.5(18.4)
14	S	114.73	17.58	0.00	114.72	1097.92	0.00	62.45	26.5(18.4)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.070	-50.0	110.0	0.00037	-43.5	103.5	-0.04637	-43.5	6.5
2	0.00350	0.070	-50.0	110.0	0.00037	-43.5	103.5	-0.04637	-43.5	6.5
3	0.00350	0.070	-50.0	110.0	0.00037	-43.5	103.5	-0.04637	-43.5	6.5
4	0.00350	0.070	-50.0	110.0	0.00037	-43.5	103.5	-0.04637	-43.5	6.5
5	0.00350	0.070	-50.0	110.0	0.00037	-43.5	103.5	-0.04637	-43.5	6.5
6	0.00350	0.070	-50.0	110.0	0.00037	-43.5	103.5	-0.04637	-43.5	6.5
7	0.00350	0.069	-50.0	110.0	0.00032	-43.5	103.5	-0.04715	-43.5	6.5
8	0.00350	0.069	-50.0	110.0	0.00032	-43.5	103.5	-0.04715	-43.5	6.5
9	0.00350	0.069	-50.0	0.0	0.00032	-43.5	6.5	-0.04715	-43.5	103.5
10	0.00350	0.069	-50.0	0.0	0.00032	-43.5	6.5	-0.04715	-43.5	103.5
11	0.00350	0.069	-50.0	110.0	0.00032	-43.5	103.5	-0.04715	-43.5	6.5
12	0.00350	0.069	-50.0	110.0	0.00032	-43.5	103.5	-0.04715	-43.5	6.5
13	0.00350	0.069	-50.0	110.0	0.00032	-43.5	103.5	-0.04715	-43.5	6.5
14	0.00350	0.069	-50.0	110.0	0.00032	-43.5	103.5	-0.04715	-43.5	6.5

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000481881	-0.049506906	0.070	0.700
2	0.000000000	0.000481881	-0.049506906	0.070	0.700
3	0.000000000	0.000481881	-0.049506906	0.070	0.700
4	0.000000000	0.000481881	-0.049506906	0.070	0.700
5	0.000000000	0.000481881	-0.049506906	0.070	0.700
6	0.000000000	0.000481881	-0.049506906	0.070	0.700
7	0.000000000	0.000489387	-0.050332606	0.069	0.700
8	0.000000000	0.000489387	-0.050332606	0.069	0.700
9	0.000000000	-0.000489387	0.003500000	0.069	0.700
10	0.000000000	-0.000489387	0.003500000	0.069	0.700
11	0.000000000	0.000489387	-0.050332606	0.069	0.700
12	0.000000000	0.000489387	-0.050332606	0.069	0.700
13	0.000000000	0.000489387	-0.050332606	0.069	0.700
14	0.000000000	0.000489387	-0.050332606	0.069	0.700

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.00	-50.0	110.0	-135.7	-21.8	6.5	1600	26.5
2	S	2.83	-50.0	110.0	-126.7	21.8	6.5	1600	26.5
3	S	2.70	50.0	110.0	-119.9	-21.8	6.5	1600	26.5
4	S	3.00	-50.0	110.0	-135.7	-21.8	6.5	1600	26.5
5	S	2.83	-50.0	110.0	-126.7	21.8	6.5	1600	26.5
6	S	2.70	50.0	110.0	-119.9	-21.8	6.5	1600	26.5

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$

Ver. Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 = 0.5 per flessione; =  $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 \cdot S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00074	0	0.500	26.0	52	0.00041 (0.00041)	443	0.180 (0.20)	725.50	0.00
2	S	-0.00069	0	0.500	26.0	52	0.00038 (0.00038)	443	0.168 (0.20)	728.25	0.00
3	S	-0.00065	0	0.500	26.0	52	0.00036 (0.00036)	443	0.159 (0.20)	730.59	0.00
4	S	-0.00074	0	0.500	26.0	52	0.00041 (0.00041)	443	0.180 (0.20)	725.50	0.00
5	S	-0.00069	0	0.500	26.0	52	0.00038 (0.00038)	443	0.168 (0.20)	728.25	0.00
6	S	-0.00065	0	0.500	26.0	52	0.00036 (0.00036)	443	0.159 (0.20)	730.59	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.30	-50.0	110.0	-46.5	0.0	6.5	1600	26.5

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00025	0	0.500	26.0	52	0.00014 (0.00014)	443	0.062 (0.20)	791.52	0.00

**VERIFICA A TAGLIO**

SEZIONE

bw = 100 cm

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A	FOGLIO 64 di 96
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	--------------------

h = 110 cm  
c = 6.4 cm  
d = h-c = 103.6 cm

**MATERIALI**

fywd = 391.30 MPa  
Rck = 37 MPa  
gc = 1.5  
fck = 0.83xRck = 30.71 MPa  
fcd = 0.85xfck/gc = 17.40 MPa

**ARMATURE A TAGLIO**

øst = 12  
braccia = 2.5  
øst2 = 0  
braccia = 0  
passo = 40 cm  
(Asw / s) = 7.069 cm<sup>2</sup> / m  
a = 90 °(90° staffe verticali)

VRsd = 644.75 (KN)

VRcd = 2797.58 (KN)

VRd = 645 (KN)

min(VRsd, VRcd)

### 11.3 VERIFICHE SOLETTA DI FONDAZIONE

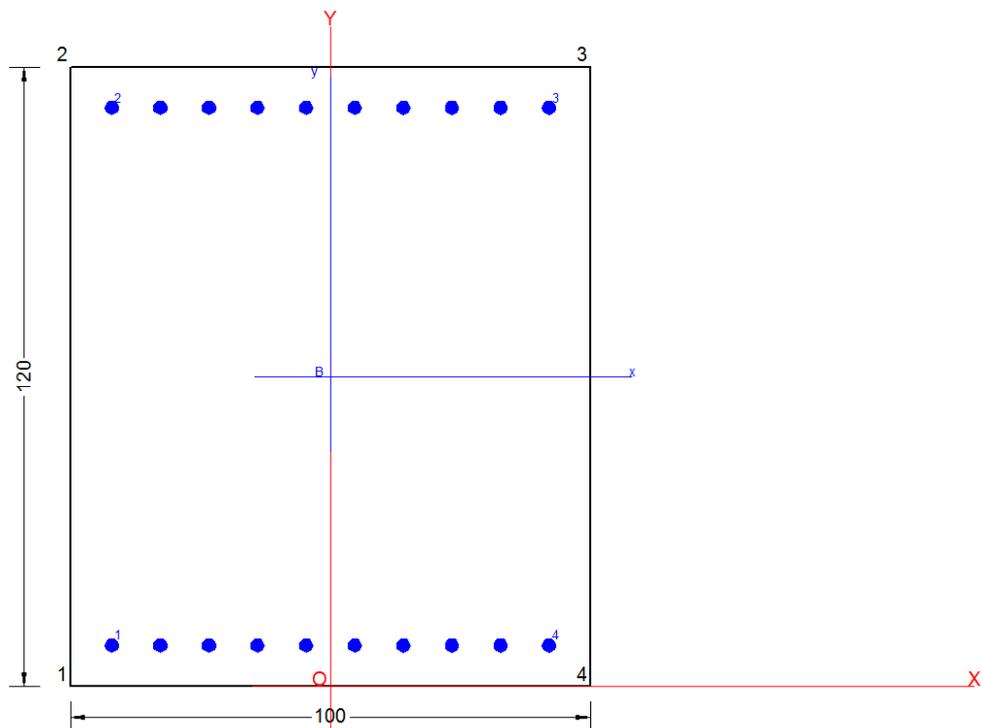
Le verifiche strutturali sono state effettuate schematizzando la suola di fondazione come una mensola incastrata al paramento e soggetta ai carichi di compressione/trazione derivanti dai pali di fondazione.

SLU	LONGITUDINALE		TRASVERSALE	
	M11	V13	M22	V23
	KN-m/m	KN/m	KN-m/m	KN/m
	670.04	123.69	827.12	464.43
	-693.19	-11.80	-822.86	-142.24
	233.53	532.71	399.01	1067.16
	-96.68	-532.71	29.36	-530.48

SLE	LONGITUDINALE		TRASVERSALE	
	M11	V13	M22	V23
	KN-m/m	KN/m	KN-m/m	KN/m
	495.29	101.00	540.04	253.33
	-492.42	-6.79	-531.01	162.80
	168.47	385.82	288.28	748.76
	-74.05	-385.82	-132.96	-121.32

#### 11.3.1 Direzione longitudinale

Coprif. netto minimo barre long.: 6.6 cm Coprif. netto staffe: 4.0 cm



#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A	FOGLIO 66 di 96
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	--------------------

	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa

**CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO**

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	120.0
3	50.0	120.0
4	50.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.1	7.9	26
2	-42.1	112.1	26
3	42.1	112.1	26
4	42.1	7.9	26

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A	FOGLIO 67 di 96
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	--------------------

N°Comb.	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	670.04	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-693.19	0.00	0.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	495.29	0.00
2	0.00	-492.42	0.00

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.6 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.8 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	670.04	0.00	0.00	2216.44	0.00	3.31	53.1(18.8)
2	S	0.00	-693.19	0.00	0.00	-2216.44	0.00	3.20	53.1(18.8)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.088	-50.0	120.0	0.00068	-42.1	112.1	-0.03645	-42.1	7.9

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A	FOGLIO 68 di 96
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	--------------------

2      0.00350    0.088      -50.0      0.0    0.00068      -42.1      7.9    -0.03645      -42.1      112.1

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c      Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d          Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid.        Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.00000000	0.000356415	-0.039269816	0.088	0.700
2	0.00000000	-0.000356415	0.003500000	0.088	0.700

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver                      S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max                Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
Xc max, Yc max      Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min                Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
Xs min, Ys min      Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff.                Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff.                Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.28	50.0	120.0	-91.0	-32.7	7.9	1950	53.1
2	S	2.26	-50.0	0.0	-90.4	-42.1	112.1	2000	53.1

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$

Ver.                      Esito della verifica  
e1                      Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2                      Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1                      = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt                      = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2                      = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3                      = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4                      = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø                      Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf                      Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm          Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max                Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk                      Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \max * (e\_sm - e\_cm)$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess.                Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess.                Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00050	0	0.500	26.0	66	0.00027 (0.00027)	387	0.106 (0.20)	904.97	0.00
2	S	-0.00050	0	0.500	26.0	66	0.00027 (0.00027)	391	0.106 (0.20)	-904.97	0.00

**VERIFICA A TAGLIO**

**SEZIONE**

bw	=	100	cm
h	=	120	cm
c	=	7.9	cm
d	=	h-c	= 112.1 cm

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A	FOGLIO 69 di 96
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	--------------------

MATERIALI

fywd = 391.30 MPa  
Rck = 37 MPa  
gc= 1.5  
fck = 0.83xRck = 30.71 MPa  
fcd = 0.85xfck/gc = 17.40 MPa

ARMATURE A TAGLIO

øst = 12  
braccia = 2.5  
øst2 = 0  
braccia = 0  
passo = 20 cm  
(Asw / s) = 14.137 cm<sup>2</sup> / m  
a = 90 °(90° staffe verticali)

VRsd = 1395.29 (KN)  
VRcd = 3027.11 (KN)  
VRd = 1395 (KN)

VERIFICA A PUNZONAMENTO PIASTRE EC2 -UNI EN 1992-1-1

DATI PALO

D = 1200 mm  
Hp (piastra) = 1200 mm  
cx (copriferro asse) = 79 mm  
cy (copriferro asse) = 66 mm  
dx= Hp-cx = 1121 mm  
dy= Hp-cy = 1134 mm  
deff (altezza utile media)= (dx+dy)/2 = 1127.5 mm  
d1x (dist. asse colonna-bordo) = 1000 mm  
d1y (dist. asse colonna-bordo) = 2500 mm  
u1 (perimetro di verifica) = ((2p((D/2)+2deff))/4)+d1x+d1y = 7982.4 mm

TIPOLOGIA COLONNA

UBICAZIONE = A  
b = 1.5

MATERIALI

fywd = 391.30 MPa acciaio  
Rck = 37 MPa cls  
gc= 1.5  
fck = 0.83xRck = 30.71 MPa  
fcd = 0.85xfck/gc = 17.40 MPa  
fctm = 0.3\*(fck)<sup>2/3</sup> = 2.94 MPa  
fctk = 0.7\*fctm = 2.06 MPa  
fctd = fctk/gc = 1.37 MPa

ARMATURE LONGITUDINALI PER FLESSIONE PRESENTI NELLA PIASTRA

ølx = 26 mm diametro barre X  
Numero arm x = 10 1/m numero barre X a ml  
Aslx = 5309.29 mm<sup>2</sup>/m area barre X a ml  
lefy = 7.97 m larghezza efficace dir Y  
Aslx = 42288.51 mm<sup>2</sup> acciaio X nella largh. efficace  
øly = 26 mm diametro barre Y

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A	FOGLIO 70 di 96
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	--------------------

Numero arm y = 10 1/m numero barre Y a ml  
 Asly = 5309.29 mm<sup>2</sup>/m area barre Ya ml  
 leffx = 7.97 mm larghezza efficace dir X  
 Asly = 42288.51 mm<sup>2</sup> acciaioY nella largh. efficace

**SOLLECITAZIONE DI CALCOLO**

SFORZO NORMALE PALO VEd = 2484 (KN)  
 MOMENTO FLETTENTE RISULTANTE MyEd = 0 (KNm)  
 SFORZO NORMALE PIASTRA Ned = 0 (KN)

**TENSIONE TANGENZIALE DI CALCOLO**

tensione tangenziale vEd = b\*vEd/(u1\*d) 0.41 MPa

**ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO**

Crdc = 0.12  
 k = 1.42  
 vmin = 0.329  
 rlx = 0.0047percentuale armatura tesa X  
 rly = 0.0047percentuale armatura tesa Y  
 rl = 0.0047percentuale media geometrica  
 scp = 0.0000 (MPa)tensione di compressione cls

**TENSIONE TANGENZIALE LIMITE SENZA ARMATURA**

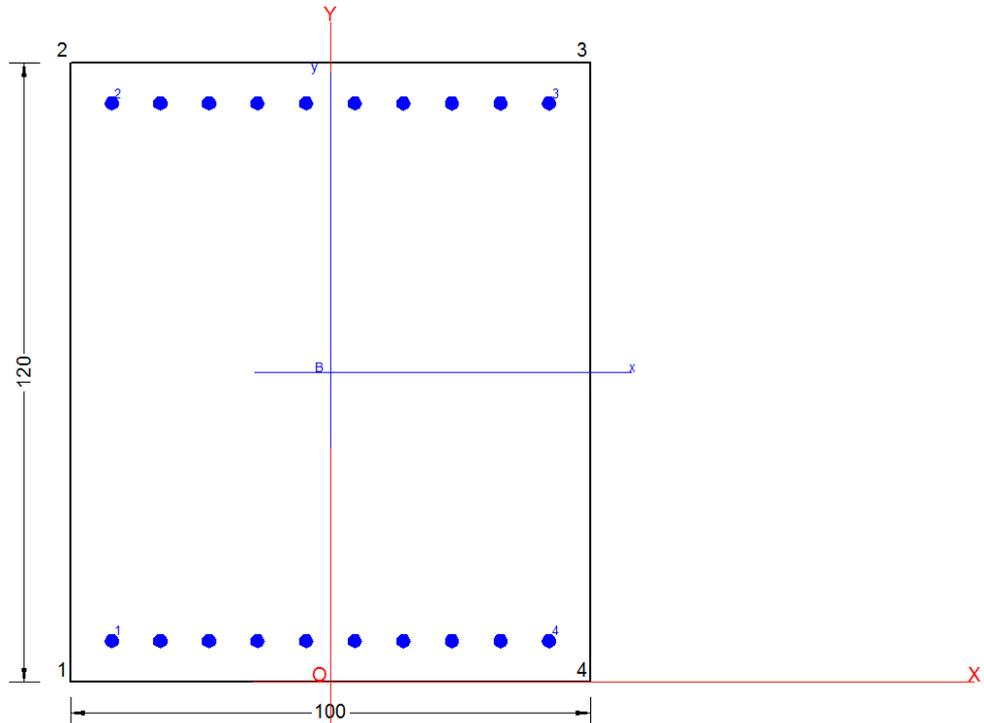
vRd,c = 0.42 (MPa)vmin+0.15\*scp=0.33 (MPa)  
 vRd,c = 0.42 (MPa) resistenza a taglio cls non armato  
 Esito verifica=OK. Verifica a punzonamento soddisfatta  
 Fattore di sicurezza FS = vRd,c/vEd 1.00

**VERIFICA A RIDOSSO DELLA COLONNA**

u0 = 3770 mmperimetro di verifica  
 v0ed = 0.88 Mpatensione tang. a ridosso colonna  
 n = 0.53 coeff.di riduz. resist. cls fessurato  
 vrdmax = 4.58 Mpa  
 Esito verifica=Verifica positiva  
 Fattore di sicurezza FS = vRd.max/v0Ed 5.22

### 11.3.2 Direzione trasversale

Coprif. netto minimo barre long.: 6.6 cm Coprif. netto staffe: 4.0 cm



#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C30/37

N° vertice: X [cm] Y [cm]

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A	FOGLIO 72 di 96
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	--------------------

1	-50.0	0.0
2	-50.0	120.0
3	50.0	120.0
4	50.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.4	6.6	26
2	-43.4	113.4	26
3	43.4	113.4	26
4	43.4	6.6	26

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	827.12	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-822.86	0.00	0.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	540.04	0.00
2	0.00	-531.01	0.00

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	827.12	0.00	0.00	2254.52	0.00	2.73	53.1(19.0)
2	S	0.00	-822.86	0.00	0.00	-2254.52	0.00	2.74	53.1(19.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.076	-50.0	120.0	0.00083	-43.4	113.4	-0.04231	-43.4	6.6
2	0.00350	0.076	-50.0	0.0	0.00083	-43.4	6.6	-0.04231	-43.4	113.4

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000403964	-0.044975660	0.076	0.700
2	0.000000000	-0.000403964	0.003500000	0.076	0.700

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A	FOGLIO 74 di 96
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	--------------------

As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.40	50.0	120.0	-97.6	-43.4	6.6	1650	53.1
2	S	2.36	-50.0	0.0	-95.9	33.8	113.4	1650	53.1

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00053	0	0.500	26.0	53	0.00029 (0.00029)	318	0.093 (0.20)	915.53	0.00
2	S	-0.00052	0	0.500	26.0	53	0.00029 (0.00029)	318	0.091 (0.20)	-915.53	0.00

**VERIFICA A TAGLIO**

**SEZIONE**

bw	=	100	cm
h	=	120	cm
c	=	6.6	cm
d	=	h-c	= 113.4 cm

**MATERIALI**

fywd	=	391.30	MPa
Rck	=	37	MPa
gc	=	1.5	
fck	=	0.83xRck	= 30.71 MPa
gcd	=	0.85xfck/gc	= 17.40 MPa

**ARMATURE A TAGLIO**

Øst	=	12
braccia	=	2.5
Øst2	=	0
braccia	=	0
passo	=	20 cm
(Asw / s)	=	14.137 cm <sup>2</sup> / m
a	=	90 °(90° staffe verticali)

VRsd	=	1411.47 (KN)
VRcd	=	3062.21 (KN)
VRd	=	1411 (KN)

**VERIFICA A PUNZONAMENTO PIASTRE EC2 -UNI EN 1992-1-1**

**DATI PALO**

D = 1200 mm  
 Hp (piastra) = 1200 mm  
 cx (copriferro asse) = 79 mm  
 cy (copriferro asse) = 66 mm  
 dx = Hp - cx = 1121 mm  
 dy = Hp - cy = 1134 mm  
 deff (altezza utile media) = (dx + dy) / 2 = 1127.5 mm  
 d1x (dist. asse colonna-bordo) = 1000 mm  
 d1y (dist. asse colonna-bordo) = 2500 mm  
 u1 (perimetro di verifica) = ((2p((D/2) + 2deff)) / 4) + d1x + d1y = 7982.4 mm

**TIPOLOGIA COLONNA**

UBICAZIONE A  
 b = 1.5

**MATERIALI**

fywd = 391.30 MPa acciaio  
 Rck = 37 MPa cls  
 gc = 1.5  
 fck = 0.83 x Rck = 30.71 MPa  
 fcd = 0.85 x fck / gc = 17.40 MPa  
 fctm = 0.3 \* (fck)^2/3 = 2.94 MPa  
 fctk = 0.7 \* fctm = 2.06 MPa  
 fctd = fctk / gc = 1.37 MPa

**ARMATURE LONGITUDINALI PER FLESSIONE PRESENTI NELLA PIASTRA**

ølx = 26 mm diametro barre X  
 Numero arm x = 10 1/m numero barre X a ml  
 Aslx = 5309.29 mm<sup>2</sup>/m area barre X a ml  
 lefy = 7.97 m larghezza efficace dir Y  
 Aslx = 42288.51 mm<sup>2</sup> acciaio X nella largh. efficace  
 øly = 26 mm diametro barre Y  
 Numero arm y = 10 1/m numero barre Y a ml  
 Asly = 5309.29 mm<sup>2</sup>/m area barre Ya ml  
 lefx = 7.97 mm larghezza efficace dir X  
 Asly = 42288.51 mm<sup>2</sup> acciaio Y nella largh. efficace

**SOLLECITAZIONE DI CALCOLO**

SFORZO NORMALE PALO VEd = 2484 (KN)  
 MOMENTO FLETTENTE RISULTANTE MyEd = 0 (KNm)  
 SFORZO NORMALE PIASTRA Ned = 0 (KN)

**TENSIONE TANGENZIALE DI CALCOLO**

tensione tangenziale vEd = b \* VEd / (u1 \* d) 0.41 MPa

**ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO**

Crdc = 0.12  
 k = 1.42  
 vmin = 0.329  
 rlx = 0.0047 percentuale armatura tesa X  
 rly = 0.0047 percentuale armatura tesa Y  
 rl = 0.0047 percentuale media geometrica  
 scp = 0.0000 (MPa) tensione di compressione cls

TENSIONE TANGENZIALE LIMITE SENZA ARMATURA

$v_{Rd,c} = 0.42$  (MPa)  $v_{min} + 0.15 \cdot s_{cp} = 0.33$  (MPa)

$v_{Rd,c} = 0.42$  (MPa) resistenza a taglio cls non armato

Esito verifica=OK. Verifica a punzonamento soddisfatta

Fattore di sicurezza  $FS = v_{Rd,c}/v_{Ed} = 1.00$

VERIFICA A RIDOSSO DELLA COLONNA

$u_0 = 3770$  mm perimetro di verifica

$v_{0ed} = 0.88$  M tensione tang. a ridosso colonna

$n = 0.53$  coeff. di riduz. resist. cls fessurato

$v_{rdmax} = 4.58$  Mpa

Esito verifica=Verifica positiva

Fattore di sicurezza  $FS = v_{Rd,max}/v_{0Ed} = 5.22$

## 11.4 VERIFICHE GEOTECNICHE

La verifica strutturale del palo viene condotta ipotizzando la sua sommità impedita di ruotare. Il palo viene immerso nel terreno ipotizzato come semispazio elastico che offre, in funzione dei parametri di resistenza laterale tratti dall'analisi geotecnica della stratigrafia, una resistenza elastica modellata con molle alla Winkler.

## 11.5 SOLLECITAZIONI AGENTI A TESTA PALO

I valori massimi delle azioni verticali per la combinazione A1+M1+R3 trasmesse al singolo palo di fondazione risultano:

SLU/SLV							
MAX	P	V2	V3	T	M2	M3	Frame
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
	1301.97	3.44	749.66	0.00	952.06	4.36	296_Max - St_1.0-INV_SLU
	1215.48	14.00	723.89	0.00	919.34	17.78	376_Max - St_1.0-INV_SLU
	161.27	-0.29	792.00	0.00	1005.84	-0.37	284_Max - St_1.0-INV_SLU
MIN	P	V2	V3	T	M2	M3	Frame
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
	-3354.59	-8.16	-138.80	0.00	-176.27	-10.36	284_Min - St_1.0-INV_SLU
	-2216.59	-8.55	-178.34	0.00	-226.49	-10.86	288_Min - St_1.0-INV_SLU
	-2300.38	6.13	-206.91	0.00	-262.78	7.79	376_Min - St_1.0-INV_SLU

SLE							
MAX	P	V2	V3	T	M2	M3	Frame
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
	119.73	1.03	441.02	0.00	560.10	1.31	296_Max - St_1.0-INV.SLE
	4.66	10.24	411.56	0.00	522.68	13.00	376_Max - St_1.0-INV.SLE
	-1449.38	0.89	479.77	0.00	609.30	1.13	292_Max - St_1.0-INV.SLE
MIN	P	V2	V3	T	M2	M3	Frame
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
	-2143.77	1.03	441.02	0.00	560.10	1.31	284_Min - St_1.0-INV.SLE
	4.66	-5.76	411.56	0.00	522.68	-7.32	364_Min - St_1.0-INV.SLE
	-1449.38	0.89	221.95	0.00	281.88	1.13	376_Min - St_1.0-INV.SLE

## 11.6 VERIFICHE DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Nelle seguenti verifiche sono state considerate le sollecitazioni trasmesse al singolo palo di fondazione per la combinazione A1+M1+R3, comprensive del peso proprio del palo stesso.

### 11.6.1 Capacità portante del palo - compressione

#### CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

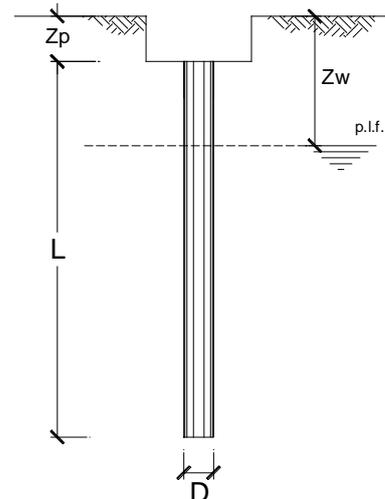
**CANTIERE:** CHIETI-INTERPORTO D'ABRUZZO fi1200

**OPERA:**

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): 1.20 (m)      Area del Palo (A<sub>p</sub>): 1.131 (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 1.50 (m)      Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): 7.30 (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): 4152.52 (kN)      Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)  
 Numero di strati 5       L<sub>palo</sub> = 30.00 (m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> traz	
			γ <sub>G</sub>	γ <sub>Q</sub>				
CLT5	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25	
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	0.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

#### PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u med</sub> (kPa)
1	4.90	L,A2	19.00			120.0
2	1.15	LA3	18.50			50.0
3	4.15	AL1	17.50			30.0
4	1.30	G,S	19.00			100.0
5	18.50	M	20.00			200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.60
0.00	0.00		0.80
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{min}$ (kPa)	$\phi'_{min}$ (°)	$c_{u\ min}$ (kPa)
1	4.90	L,A2	19.00			120.0
2	1.15	LA3	18.50			50.0
3	4.15	AL1	17.50			30.0
4	1.30	G,S	19.00			100.0
5	18.50	M	20.00			200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.60
0.00	0.00		0.80
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.40

RISULTATI

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	4.90	L,A2	886.7					886.7				
2	1.15	LA3	130.1					130.1				
3	4.15	AL1	375.5					375.5				
4	1.30	G,S	196.0					196.0				
5	18.50	M	5579.5	0.00	9.00	2410.2	2725.9	5579.5	0.00	9.00	2410.2	2725.9

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = 4152.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b,cal\ med} = 2725.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal\ med} = 7167.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal\ med} = 9893.6 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b,cal\ min} = 2725.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal\ min} = 7167.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal\ min} = 9893.6 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal\ med}/\xi_3 ; R_{b,cal\ min}/\xi_4) = 1603.5 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal\ med}/\xi_3 ; R_{s,cal\ min}/\xi_4) = 4216.3 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 5819.8 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 4854.1 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.17$$

Si verifica anche che:

$$R_{c,cal,LAT}/1,25 > N_{ag}$$

dove  $R_{c,cal,LAT}$  è la resistenza laterale di calcolo e  $N_{ag}$  è il carico agente sul palo determinato per la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche agli stati limiti di esercizio (SLE):

$$R_{c,cal,LAT}/1,25 = 5734.16 \text{ kN} > N_{ag} = 2143.77 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{verifica soddisfatta.}$$

### 11.6.2 Capacità portante del palo – trazione

Il contributo del peso proprio, nel caso di palo soggetto a trazione, è sempre favorevole pertanto sia che la combinazione dimensionante sia sismica, che statica, il coefficiente delle azioni per il peso proprio è sempre unitario.

#### CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

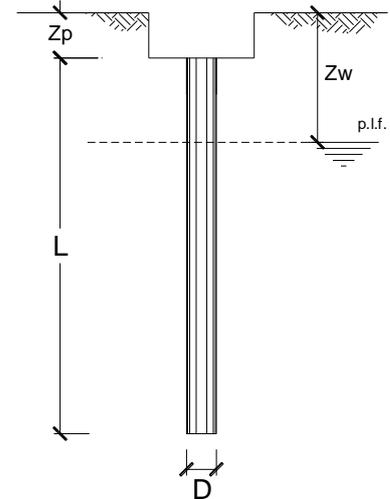
**CANTIERE:** CHIETI-INTERPORTO D'ABRUZZO fi1200

**OPERA:**

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): 1.20 (m)      Area del Palo (A<sub>p</sub>): 1.131 (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 1.50 (m)      Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): 7.30 (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): -710.47 (kN)      Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)  
 Numero di strati  $5 \frac{\pm}{\pm}$       L<sub>palo</sub> = 30.00 (m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo			permanenti γ <sub>G</sub>	variabili γ <sub>Q</sub>	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> traz	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25	
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	0.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>s</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>t</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

#### PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u med</sub> (kPa)
1	4.90	L,A2	19.00			120.0
2	1.15	LA3	18.50			50.0
3	4.15	AL1	17.50			30.0
4	1.30	G,S	19.00			100.0
5	18.50	M	20.00			200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.60
0.00	0.00		0.80
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{min}$ (kPa)	$\phi'_{min}$ (°)	$c_{u\ min}$ (kPa)
1	4.90	L,A2	19.00			120.0
2	1.15	LA3	18.50			50.0
3	4.15	AL1	17.50			30.0
4	1.30	G,S	19.00			100.0
5	18.50	M	20.00			200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.60
0.00	0.00		0.80
0.00	0.00		0.40
0.00	0.00		0.40

RISULTATI

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)					
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	
1	4.90	L,A2	886.7					886.7					
2	1.15	LA3	130.1					130.1					
3	4.15	AL1	375.5					375.5					
4	1.30	G,S	196.0					196.0					
5	18.50	M	5579.5	0.00	9.00	2410.2	2725.9	5579.5	0.00	9.00	2410.2	2725.9	

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = -710.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;cal\ med} = .0 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal\ med} = 7167.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal\ med} = 7167.7 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b;cal\ min} = .0 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal\ min} = 7167.7 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal\ min} = 7167.7 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal\ med}/\xi_3 ; R_{b,cal\ min}/\xi_4) = .0 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal\ med}/\xi_3 ; R_{s,cal\ min}/\xi_4) = 4216.3 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 4216.3 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 3373.1 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 4.75$$

Dalle verifiche risulta che il palo della lunghezza prevista risulta idoneo a resistere tutti i carichi trasmessi.

## 11.7 VERIFICHE AL CARICO LIMITE ORIZZONTALE

I valori caratteristici delle azioni orizzontali per la combinazione A1+M1+R3 trasmesse al singolo palo di fondazione per il taglio massimo ottenuto, risulta:

$$V_{sd,max} = 792.00 \text{ kN}$$

### 11.7.1 Capacità portante orizzontale – condizioni drenate

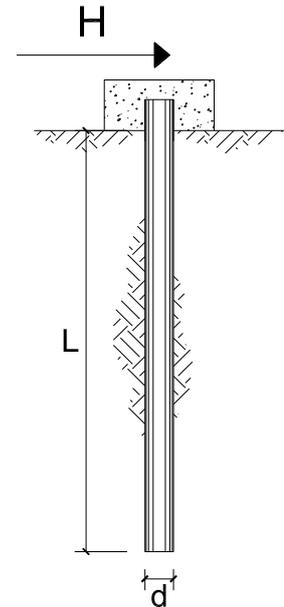
#### CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

**OPERA:**

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_{\phi'}$	$\gamma_T$
SISMA	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	0.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.40

*Palo corto:* 
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

*Palo intermedio:* 
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

*Palo lungo:* 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

**Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare**

Diametro = 1200 (mm)

Raggio = 600 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)

**Caratteristiche dei Materiali**

calcestruzzo

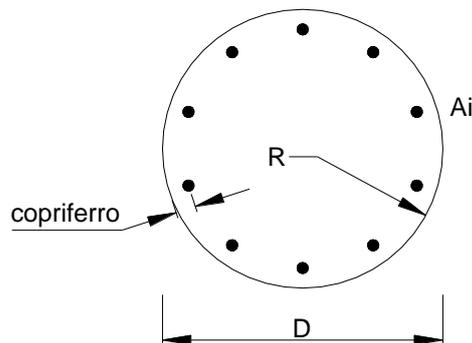
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c$  = 1.5

$\alpha_{cc}$  = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$  (Mpa)



**Acciaio**

tipo di acciaio

$f_{yk}$  = 450 (Mpa)

$\gamma_s$  = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$  (Mpa)

$E_s$  = 206000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.190%

$\epsilon_{uk}$  = 10.000%

**Armature**

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
40	$\phi$ 32	32170	86
0	$\phi$ 0	0	0
0	$\phi$ 0	0	30

Calcolo

**Momento di Plasticizzazione**

$M_y = 4991.5$  (kN m)

Inserisci

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	30.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	5367.86	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	28.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	28.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	28.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	28.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$ )	$k_{p_{med}} =$	2.77	(-)	$k_{p_{min}} =$	2.77 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma =$	19.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	792	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 85255.25 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 85255.25 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 28597.35 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 28597.35 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 2907.91 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 2907.91 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 2907.91 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 2907.91 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1710.53 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k / \gamma_T = 1315.79 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 792.00 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 1.66$$

La verifica è soddisfatta.

### 11.7.2 Capacità portante orizzontale – condizioni non drenate

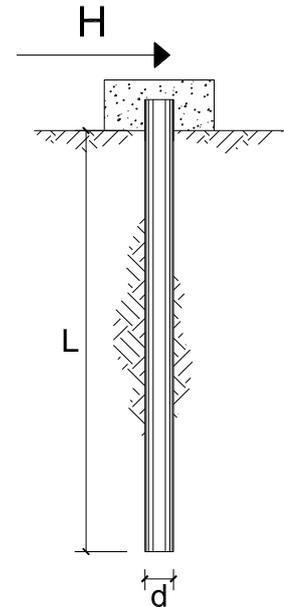
#### CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

**OPERA:**

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SISU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	0.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

*Palo corto:* 
$$H = 9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

*Palo intermedio:* 
$$H = -9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4 M_y}{9 c_u d^3} + 4.5}$$

*Palo lungo:* 
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

**Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare**

Diametro = 1200 (mm)

Raggio = 600 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)

**Caratteristiche dei Materiali**

calcestruzzo

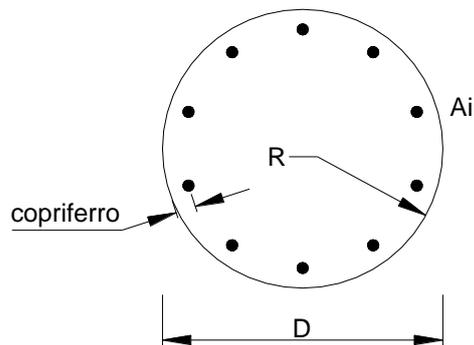
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c$  = 1.5

$\alpha_{cc}$  = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$  (Mpa)



**Acciaio**

tipo di acciaio

$f_{yk}$  = 450 (Mpa)

$\gamma_s$  = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$  (Mpa)

$E_s$  = 206000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.190%

$\epsilon_{uk}$  = 10.000%

**Armature**

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
40	$\phi$ 32	32170	86
0	$\phi$ 0	0	0
0	$\phi$ 0	0	30

Calcolo

**Momento di Plasticizzazione**

$M_y = 4991.5$  (kN m)

Inserisci

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	30.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	5367.86	(kN m)		
Coesione non drenata	C <sub>u med</sub> =	100.00	(kPa)	C <sub>u min</sub> =	100.00 (kPa)
Coesione non drenata di progetto	C <sub>u med,d</sub> =	100.00	(kPa)	C <sub>u min,d</sub> =	100.00 (kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	792	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 30456.00 \text{ (kN)} \quad H1_{min} = 30456.00 \text{ (kN)}$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 11810.82 \text{ (kN)} \quad H2_{min} = 11810.82 \text{ (kN)}$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 3249.10 \text{ (kN)} \quad H3_{min} = 3249.10 \text{ (kN)}$$

$$H_{med} = 3249.10 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo} \quad H_{min} = 3249.10 \text{ (kN)} \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1911.24 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 1470.18 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 792.00 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 1.86$$

La verifica è soddisfatta.

## 11.8 CEDIMENTO PALI

### CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

#### OPERA:

#### DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)
Carico sul palo (P):	4152.5	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	30.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	30.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	200.00	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	1	(-)
Spaziatura dei pali (s):	3.6	(m)

#### CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

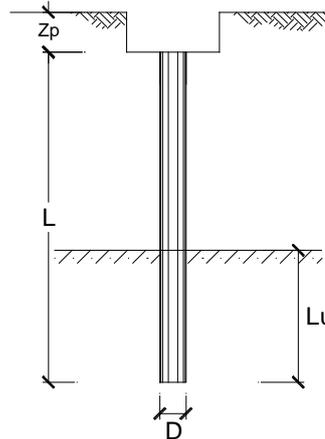
$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): \quad 1.90 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 1.31 \quad (\text{mm})$$



Si trascura l'effetto gruppo dei pali in quanto l'interasse minimo è superiore o uguale a  $3\phi$ .

## 11.9 VERIFICHE STRUTTURALI DELLA SEZIONE

Il momento agente a quota testa pali è direttamente proporzionale al taglio mediante un coefficiente  $\alpha$  (espresso in metri), dipendente dalle caratteristiche di rigidezza relative palo-terreno e dall'eventuale liquefacibilità del suolo. Generalmente, la sua applicazione fornisce un valore del momento sollecitante conservativo.

Si considera il palo immerso in un mezzo elastico lineare utilizzando la teoria della trave su suolo elastico. L'equazione differenziale della linea elastica del palo è:

$$EJ \frac{d^4y}{dx^4} + Kby = 0$$

dove

- E modulo elastico del palo;
- J momento di inerzia del palo;

- K coefficiente di sottofondo;
- B larghezza efficace del palo in genere assunta pari a 1.5 volte il diametro del palo.

La deformata del palo è una simusoide smorzata caratterizzata dal parametro denominato “lunghezza elastica”:

$$L_0 = (4EJ / Kb)^{1/4}.$$

Al di sotto della lunghezza elastica le deformazioni e quindi le sollecitazioni si smorzano rapidamente, risultando praticamente indipendenti dalla reale lunghezza del palo. Esse variano invece in relazione al vincolo di sommità del palo.

Nel caso in esame, il momento massimo risulta pari a:

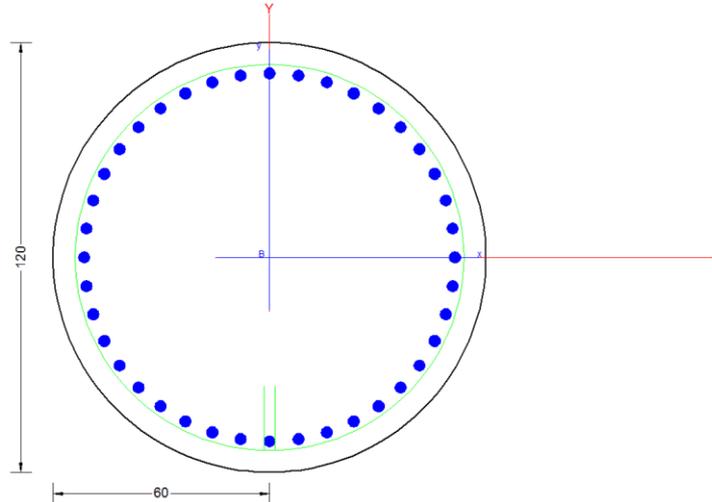
$$M_{max} = T \alpha$$

Dove  $\alpha = L_0/2$ .

CALCOLO DELLA LUNGHEZZA ELASTICA DEL PALO				
Diametro del palo	D	=	1.2	m
Diametro del palo	D	=	1200	mm
Modulo elastico del palo	E	=	31447	N/mm <sup>2</sup>
Inerzia del palo	J	=	1.01788E+11	mm <sup>4</sup>
Costante di sottofondo	K	=	0.1728	N/mm <sup>3</sup>
Larghezza efficace del palo	b	=	1800	mm
Lunghezza elastica	L0	=	2532.97	mm
			2.53	m

Per il muro in esame  $\alpha$  è pari a 1.27.

I pali saranno armati con uno strato di 40Ø32 e con una spirale Ø12/10, necessari per soddisfare la verifica del carico limite orizzontale. Tale armatura costituisce la prima gabbia e si estende per 12 metri, superiore al limite normativo del 1% dell'area di calcestruzzo per uno sviluppo di almeno 10 diametri. La successiva gabbia sarà realizzata con un'armatura costituita da 20Ø20, corrispondenti ad un'area complessiva dello 0.56% dell'area di calcestruzzo, superiore al valore minimo previsto dalla normativa, pari a 0.4%.



#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	315.00	MPa	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare  
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 60.0 cm  
X centro circ.: 0.0 cm  
Y centro circ.: 0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre  
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate



**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A	FOGLIO 92 di 96
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	--------------------

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	-1301.97	952.06	4.36	-1301.77	4680.92	21.93	4.92	321.7(33.9)
2	S	-1215.48	919.34	17.78	-1215.65	4702.41	92.14	5.12	321.7(33.9)
3	S	-161.27	1005.84	-0.37	-161.37	4959.36	-1.98	4.93	321.7(33.9)
4	S	3354.59	-176.27	-10.36	3354.80	-5522.79	-327.42	31.33	321.7(33.9)
5	S	2216.59	-226.49	-10.86	2216.75	-5386.43	-253.56	23.78	321.7(33.9)
6	S	2300.38	-262.78	7.79	2300.66	-5400.24	156.39	20.55	321.7(33.9)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.3	60.0	0.00264	0.0	51.4	-0.00762	0.0	-51.4
2	0.00350	1.2	60.0	0.00265	0.0	51.4	-0.00753	0.0	-51.4
3	0.00350	0.0	60.0	0.00273	0.0	51.4	-0.00651	0.0	-51.4
4	0.00350	-3.5	60.0	0.00290	0.0	-51.4	-0.00416	0.0	51.4
5	0.00350	-2.9	60.0	0.00286	0.0	-51.4	-0.00479	0.0	51.4
6	0.00350	1.8	60.0	0.00286	0.0	-51.4	-0.00475	0.0	51.4

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000457	0.000099801	-0.002488120	----	----
2	0.000001914	0.000098973	-0.002439478	----	----
3	-0.000000033	0.000089849	-0.001890928	----	----
4	-0.000004039	-0.000068705	-0.000629388	----	----
5	-0.000003569	-0.000074402	-0.000969260	----	----
6	0.000002194	-0.000074003	-0.000942152	----	----

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe:	10 mm
Passo staffe:	23.6 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di  $V_x$  e  $V_y$  sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	6.87	2182.85	549.21	95.2  84.3	106.0	2.500	1.000	0.1	6.7(0.0)
2	S	27.99	2179.76	548.59	95.2  84.2	106.0	2.500	1.000	0.3	6.7(0.0)
3	S	0.59	2158.84	536.99	94.7  82.5	107.2	2.500	1.000	0.0	6.7(0.0)
4	S	16.29	2492.74	502.72	93.5  77.1	109.5	2.500	1.209	0.2	6.7(0.0)
5	S	17.09	2397.02	511.75	93.5  78.5	109.9	2.500	1.138	0.2	6.7(0.0)
6	S	12.26	2404.26	510.70	93.5  78.4	109.8	2.500	1.144	0.2	6.7(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.64	0.1	0.0	-63.6	0.0	-51.4	1784	88.5
2	S	2.51	1.5	0.0	-55.8	0.0	-51.4	1711	88.5
3	S	3.38	0.1	0.0	-23.8	0.0	-51.4	788	56.3
4	S	3.42	0.1	0.0	-7.9	0.0	-51.4	446	24.1
5	S	2.51	-0.8	0.0	-55.8	0.0	-51.4	1710	88.5
6	S	1.92	0.2	0.0	0.3	0.0	-51.4	0	0.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$   
Ver. Esito della verifica  
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2)/(2 * e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]

**RELAZIONE DI CALCOLO**

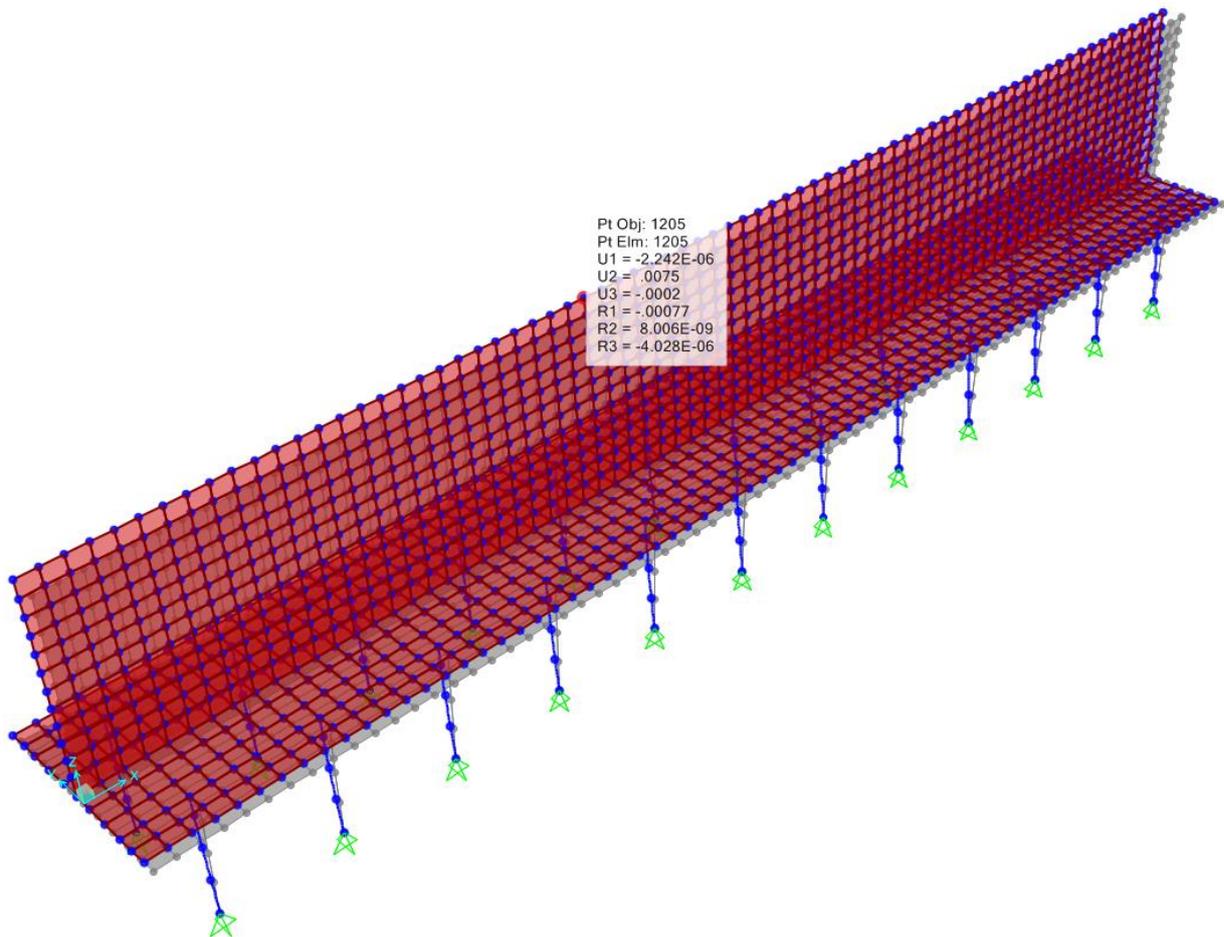
COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A	FOGLIO 94 di 96
------------------	------------------	----------------	-------------------------	-----------	--------------------

wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \max(e_{sm} - e_{cm}) [(7.8)EC2 \text{ e } (C4.1.7)NTC]$ . Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00036	0	0.500	32.0	70	0.00019 (0.00019)	348	0.066 (0.20)	681.36	1.59
2	S	-0.00031	0	0.500	32.0	70	0.00017 (0.00017)	343	0.057 (0.20)	704.97	17.53
3	S	-0.00015	0	0.500	32.0	70	0.00007 (0.00007)	314	0.022 (0.20)	1190.45	2.21
4	S	-0.00006	0	0.500	32.0	70	0.00002 (0.00002)	338	0.008 (0.20)	2043.79	4.77
5	S	-0.00031	0	0.500	32.0	70	0.00017 (0.00017)	343	0.057 (0.20)	705.12	-9.87
6	S	-0.00001	0	0.500	32.0	70	0.00017 (0.00017)	0	0.001 (0.20)	5845.29	23.44

## 12 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI

Dal modello FEM realizzato si ricava lo spostamento massimo atteso nel punto di controllo allo SLD.



$$d = 0.0075 \text{ m} < 0.02 \text{ m} \text{ Verificato}$$

### 13 ARMATURE E INCIDENZE

Elemento	Armatura		
	Lato terra	Lato scavo	Spilli
ELEVAZIONE	5Ø26	5Ø26	9Ø12/mq
	Lato superiore	Lato inferiore	Spilli
FONDAZIONE	10Ø26	10Ø26	9Ø12/mq

Elemento	Area [mc]	Lato	Armatura longitudinale	Armatura di ripartizione	Spilli	Sommano [kg]	Incidenza di progetto [kg/m <sup>3</sup> ]
			Peso [kg]				
ELEVAZIONE	5.72	Terra	170.89	22.20	67.13	453.31	105
		Scavo	170.89	22.20			
FONDAZIONE	6.72	Sup	316.77	20.42	66.96	741.34	145
		Inf	316.77	20.42			

Elemento	Diametro [m]	Armatura verticale				Armatura a taglio			Incidenza di progetto [kg/m <sup>3</sup> ]
		Gabbia	Diametro [mm]	N° [m]	L [m]	Diametro [mm]	Passo [m]	Peso [kg]	
Pali	1,2	Gabbia 1	32	40	12	12	0,10	4470,18	175
		Gabbia 2	20	20	18	12	0,20		