

**COMUNE DI LOVERE**  
Provincia di Bergamo

**PROGETTO ESECUTIVO**

INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO IN LOCALITA' TRELLO

ALLEGATO:

**8**

COD:

**1/17**

**RELAZIONE DI CALCOLO C.A.**

SETTEMBRE  
2006

Dott. Ing. SERGIO TACCOLINI

## INDICE

1	PREMESSA.....	2
1.1	Pareti pozzi di perforazione:.....	2
1.2	Copertura: .....	4
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	5
3	CARATTERISTICHE MATERIALI E CRITERI DI CALCOLO .....	6
3.1	Materiali.....	6
3.2	Criteri di verifica .....	7
4	ANALISI DEI CARICHI .....	8
4.1	Carichi di progetto .....	8
4.2	Analisi dei carichi sulla copertura .....	8
4.3	Analisi dei carichi sui pali .....	10
5	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI.....	11
5.1	Trave prefabbricata di copertura.....	11
5.2	Soletta di ripartizione dei carichi.....	14
5.3	Pali trivellati continui .....	18
6	PRESCRIZIONI .....	26

## 1 PREMESSA

La presente relazione illustra i criteri di calcolo ed i principali risultati ottenuti nel dimensionamento e verifica delle strutture in cemento armato relativamente ai pozzi di perforazione previsti nel più ampio progetto esecutivo “Interventi di consolidamento in località Trello”.

In particolare le strutture qui dimensionate si compongono dei seguenti elementi strutturali:

- pareti laterali dei pozzi di perforazione;
- copertura dei pozzi.

### 1.1 Pareti pozzi di perforazione:

sono costituite da N. 60 pali trivellati del diametro di 60 cm realizzati con calcestruzzo a resistenza garantita  $R_{ck} > 25 \text{ N/mm}^2$  autocompattante. I pali verranno realizzati in modo alternato a formare una coronella di diametro medio pari a 8.6 m e l'interasse risultante dei pali secanti sarà di 44.8 cm con spessore minimo pari a 40 cm. Al fine di guidare la trivellazione, sarà realizzato un muretto di guida in cls delle dimensioni di  $b \times h = 1.0 \times 0.8 \text{ m}$  a partire dalla quota di 1.50 dal piano campagna. Le pareti interne dei pali verranno quindi regolarizzate con uno strato di spritz-beton dello spessore di 6.0 cm previa posa di rete elettrosaldata  $\varnothing 10/20 \times 20$  agganciata ai pali con chiodi metallici o uncini inghisati. La resistenza caratteristica del calcestruzzo spruzzato dovrà essere superiore a  $R_{ck} > 40 \text{ N/mm}^2$ . L'irrigidimento dei pali verrà realizzato a mezzo di cordoli in c.a. di sezione  $40 \times 40 \text{ cm}$  con cls  $R_{ck} > 30 \text{ N/mm}^2$  ammorsati ai pali a mezzo di staffe  $\varnothing 16/40$  sull'intera circonferenza. L'interasse dei cordoli è variabile da pozzo a pozzo. Essendo previsto lo scavo sotto falda, si realizzerà un tappo di fondazione in cls di idoneo spessore a contrastare la spinta dell'acqua.

Le caratteristiche geometriche dei singoli pozzi sono riportati nelle Tavole N. 15.b-15.c e 16. La Tavola N. 17 riporta il particolare dei cordoli di irrigidimento e riassume le caratteristiche dei materiali previsti e dei carichi sollecitanti.

In particolare le caratteristiche geometriche dei pozzi sono:

pozzo N. 1:

ubicazione: piazzale sorgente Biff;

sommità pali a -1.5 m fondo pali a -10.0 m dal p.c. altezza dei pali 8.5 m;

quota estradosso fondo pozzo a -5.5 m altezza del tappo in cls 2.0 m;

numero 3 cordoli di irrigidimento con interasse pari a 1.40 m.

quota della falda a -2.80 m dal piano campagna.

spessore minimo parete continua:  $40+6 = 46\text{cm}$ ;

diametro medio della coronella: 8.6 m.

pozzo N. 2:

ubicazione: condominio Trello lato ovest;

sommità pali a -1.5 m fondo pali a -11.0 m dal p.c. altezza dei pali 9.5 m;

quota estradosso fondo pozzo a -6.3 m altezza del tappo in cls 2.0 m;

numero 4 cordoli di irrigidimento con interasse pari a 1.20 m;

quota della falda a -3.60 m dal piano campagna.

spessore minimo parete continua:  $40+6 = 46\text{cm}$ ;

diametro medio della coronella: 8.6 m.

pozzo N. 3:

ubicazione: condominio Trello lato est;

sommità pali a -1.5 m fondo pali a -10.0 m dal p.c. altezza dei pali 8.5 m;

quota estradosso fondo pozzo a -5.8 m altezza del tappo in cls 1.5 m;

numero 3 cordoli di irrigidimento con interasse pari a 1.55 m;

quota della falda a -3.60 m dal piano campagna;

spessore minimo parete continua :  $40+6 = 46\text{cm}$ ;

diametro medio della coronella: 8.6 m.

## **1.2 Copertura:**

è costituita da travi prefabbricate a sezione ad I della larghezza di 75cm ed altezza 60 cm posate una affiancata all'altra con interasse 76 cm. Ogni copertura è composta da 9 travi della medesima sezione ad I ma di differente lunghezza. Le travi appoggiano sui pali trivellati previa regolarizzazione degli stessi e formazione di uno strato di malta ad altra resistenza e plasticità dello spessore di 5.0 cm. La quota del piano di posa delle travi sarà pari a 1.45 m dal p.c. I ganci di sollevamento saranno protetti dal superiore getto per la futura rimozione delle travi stesse. Il cls delle travi avrà resistenza  $R_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$  mentre l'armatura sarà di tipo Fe B 44 K o trefoli di acciaio stabilizzato.

Le caratteristiche delle travi sono:

pos. 1 =lunghezza 7.62 m travi tipo A;

pos. 2 =lunghezza 8.47 m travi tipo B;

pos. 3 =lunghezza 9.0 m travi tipo C;

pos. 4 =lunghezza 9.0 m travi tipo C;

pos. 5 =lunghezza 9.0 m travi tipo C;

pos. 6 =lunghezza 8.47 m travi tipo B;

pos. 7 =lunghezza 7.62 m travi tipo A;

pos. 8 =lunghezza 6.30 m travi tipo D;

pos. 9 =lunghezza 4.08 m travi tipo E;

Il dimensionamento e la verifica eseguite hanno considerato la trave più sollecitata cioè quella con maggiore luce libera. Quindi si è presa in considerazione la trave tipo C con le seguenti caratteristiche:

trave tipo C: lunghezza totale 9.0m – luce interna netta 7.60 m – luce di calcolo 8.30  
schema statico di trave su doppio appoggio.

La soletta integrativa superiore sarà realizzata con spessore di 18 cm cls con  $R_{ck} > 30 \text{ N/mm}^2$  armata con doppia rete elettrosaldata  $\varnothing 10/20 \times 20$  superiore ed inferiore.

## 2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- **Legge nr. 1086 del 05/11/1971.** *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.*
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.*
- **D.M. LL.PP. del 14/02/1992.** *Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- **D.M. 9 Gennaio 1996.** *Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- **D.M. 16 Gennaio 1996.** *Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.*
- **Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.** *Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996.*
- **Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.** *Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.*
- **Ord. P.C.M. 20 Marzo 2003 N. 3274.** *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.*
- **D.M. 14 Settembre 2005** *Norme Tecniche per le costruzioni pubblicate sul S.O. n. 159 in G.U. 23 settembre 2005 n. 222.*

Il Comune di Lovere ai sensi della classificazione dell'Ord. N. 3274 si trova in zona di sismicità 3 (ex grado sismico 6).

### 3 CARATTERISTICHE MATERIALI E CRITERI DI CALCOLO

#### 3.1 Materiali

Calcestruzzo per soletta integrativa, cordoli circolari e paraghiaia: “prestazione garantita”:

Classe di resistenza	C25/30
Classe di esposizione	XC2 – EN 206
	(acqua/cemento) <sub>max</sub> 0.60
Classe di consistenza	S3 (semifluido)
d <sub>max</sub> aggregati	20 mm
R <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] =	30
f <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] =	25
n= E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15
f <sub>cd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] =	15.63
τ <sub>c0</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] =	0.6
τ <sub>c1</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] =	1.83

Calcestruzzo per pali trivellati: “prestazione garantita”:

Classe di resistenza	C20/25
Classe di esposizione	XA1 (presenza di solfati) Cemento 42.5 Normale pozzolanico ferrico
Classe di consistenza	S3 (semifluido autocompattante)
d <sub>max</sub> aggregati	20 mm
R <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] =	25
f <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] =	20
n= E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15
f <sub>cd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] =	12.5
τ <sub>c0</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] =	0.533
τ <sub>c1</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] =	1.686

Calcestruzzo per travi prefabbricate: “prestazione garantita”:

Classe di resistenza	C40/50
Classe di esposizione	XC2 – EN 206
Classe di consistenza	S3 (semifluido autocompattante)
d <sub>max</sub> aggregati	20 mm
R <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] =	50
f <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] =	40

$n = E_s/E_c$	15
$f_{cd} [N/mm^2] =$	25.0
$\tau_{c0} [N/mm^2] =$	0.8667
$\tau_{c1} [N/mm^2] =$	2.40

Calcestruzzo per spritz-beton: “prestazione garantita”:

Classe di resistenza	C40/50
Classe di esposizione	XA1 (presenza di solfati) Cemento 42.5 Normale pozzolanico ferrico
Classe di consistenza	S3 (semifluido autocompattante)
$R_{ck} [N/mm^2] =$	37
$f_{ck} [N/mm^2] =$	30
$n = E_s/E_c$	15
$f_{cd} [N/mm^2] =$	18.75
$\tau_{c0} [N/mm^2] =$	0.6933
$\tau_{c1} [N/mm^2] =$	2.029

Acciaio per C:A: in barre ad aderenza migliorata tipo FeB44K con le seguenti caratteristiche:

$\sigma_{samm} [N/mm^2] =$	255
$f_{tk} [N/mm^2] =$	540
$f_{yk} [N/mm^2] =$	430
$f_{yd} [N/mm^2] =$	374

### 3.2 Criteri di verifica

Si è adottato il metodo degli stati limite in particolare lo stato limite ultimo e lo stato limite di danno.



## 4 ANALISI DEI CARICHI

Si riassumono di seguito i carichi permanenti del peso proprio, degli elementi portati permanenti ed i carichi accidentali utilizzati per l'analisi dei carichi sui singoli elementi strutturali.

### 4.1 Carichi di progetto

I principali parametri che caratterizzano i carichi di progetto per le strutture in esame sono i seguenti:

- angolo di attrito interno del terreno =  $23^\circ$ ;
- angolo di attrito terreno/pali =  $15^\circ$ ;
- coesione non drenata  $c' = 10$  [kPa];
- peso del terreno naturale =  $18.00$  [kN/m<sup>3</sup>];
- peso del terreno secco =  $12.00$  [kN/m<sup>3</sup>];
- peso del calcestruzzo armato =  $25.00$  [kN/m<sup>3</sup>];
- zona di sismicità =  $3 a_g = 0.15 \cdot g$ ;
- sovraccarico accidentale con incremento dinamico per ponti di seconda categoria.

### 4.2 Analisi dei carichi sulla copertura

Per le combinazioni di carico si considera per lo **Stato Limite Ultimo** la più gravosa condizione derivante dall'applicazione dell'espressione:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{1K} + \sum \gamma_q \cdot (\Psi_{0i} \cdot Q_{iK}).$$

Dove  $\gamma_g = 1.4$ ,  $\gamma_q = 1.5$ ;  $\Psi_{0i} = 1.0$

In particolare per le travi principali è stata considerata la combinazione più gravosa dello stato limite ultimo: combinazione UIII nelle norme tecniche.

Per la soletta di ripartizione dei carichi è stato considerato lo schema di carico N. 2 previsto dalle norme tecniche per le costruzioni (§ 6.2.3.3.3).

**trave prefabbricata tipo C**

larghezza della trave	0.75 [m]
lunghezza trave	9.0 [m]
larghezza appoggio	0.7 [m]
luce di calcolo	8.3 [m]

carichi permanenti su una lunghezza di 1.0 m

g1 peso proprio trave	6.00 [kN/m]
g2 carico del manto stradale	1.35 [kN/m]
g3 carico del terreno sovrastante	7.70 [kN/m]
g4 carico della soletta	<u>3.38 [kN/m]</u>
g totale	12.42 [kN/m]

sovraccarichi accidentali:

carico di seconda categoria Q1=	225 [kN]
larghezza della corsia convenzionale=	3.0 [m]
interasse di Q1 =	1.2 [m]

q1 reazione massima all'appoggio	417.47 [kN]
carico 1^ colonna ripartito equiv. tagliante	100.60 [kN/m]
momento massimo in campata	663.75 [kN·m]
carico 1^ colonna ripartito equiv. flettente	77.079 [kN/m]
q2 amplificazione per effetto dinamico	40%
carico 1^ colonna ripartito equivalente tagliante	140.83 [kN/m]
carico 1^ colonna ripartito equivalente flettente	107.91 [kN/m]
q3 azione di frenamento	
per il carico ripartito equivalente tagliante	10.06 [kN/m]
per il carico ripartito equivalente flettente	7.71 [kN/m]

q6 azione sismica

carico

Combinazione di carico S.L.U. U III

g totale carico permanente	3.11 [kN/m]
q1 carico 1^ colonna ripartito max	25.15 [kN/m]
q2 amplificazione per effetto dinamico	10.06 [kN/m]
q3 azione di frenamento	<u>2.51 [kN/m]</u>
totale sovraccarico	37.72 [kN/m]

coefficiente moltiplicativo per i carichi permanenti:	1.4 [-]
coefficiente moltiplicativo per i carichi sovraccarichi:	1.5 [-]

carico ripartito su ogni trave	60.93 [kN/m]
--------------------------------	--------------

### soletta gettata in opera

altezza soletta	0.18 [m]
interasse appoggi delle travi prefabbricate	0.76 [m]
luce di calcolo della singola campata	0.76 [m]
numero di campate nella corsia di 3.0 [m]	4.00 [-]

carichi permanenti su una larghezza di 1.0 m di soletta

g2 carico del manto stradale	1.80 [kN/m]
g3 carico del terreno sovrastante	10.26 [kN/m]
g4 carico della soletta	4.50 [kN/m]
g totale	16.56 [kN/m]

sovraccarichi accidentali:

schema di carico 2 Q2k=	360 [kN]
larghezza della corsia convenzionale=	3.0 [m]

diffusione del carico all'asse della soletta

altezza complessiva di diffusione	0.66 [m]
larghezza dell'impronta al piano viabile	0.80 [m]
profondità dell'impronta al piano viabile	0.35 [m]
larghezza totale di diffusione di un carico	2.12 [m]
profondità dell'impronta al piano viabile	1.67 [m]

si considera la corsia convenzionale di 3.0 m  
con una larghezza di 1.67 [m]

carico distribuito permanente	27.66 [kN/m]
sovraccarico distribuito diffuso	84.91 [kN/m]

coefficiente moltiplicativo per i carichi permanenti:	1.4 [-]
coefficiente moltiplicativo per i carichi sovraccarichi:	1.5 [-]

carico sollecitante risultante	166.08 [kN/m]
--------------------------------	---------------

### 4.3 Analisi dei carichi sui pali

I carichi di progetto sono stati desunti dai seguenti parametri:

rapporto accelerazione orizzontale massima $a_g/g$ =	0.15 [-]
r fattore relativo all'opera di sostegno =	2.0 [-]
S fattore stratigrafico del suolo =	1.35 [-]
kh coefficiente sismico orizzontale =	0.99 [-]
kv coefficiente sismico verticale =	0.50 [-]
$\phi$ angolo di resistenza al taglio del terreno =	23 [°]
$\beta$ angolo terrapieno rispetto all'orizzontale=	0 [°]
$\psi$ angolo parete palo rispetto all'orizzontale=	90 [°]
$\theta$ angolo di riferimento funzione di kh e kv =	33.6 [°]
$\theta$ angolo di riferimento funzione di kh e -kv =	63.1 [°]
$\delta$ angolo di taglio palo/terreno =	15 [°]

## 5 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

### 5.1 Trave prefabbricata di copertura

Metodo di calcolo: stati limite DM 9-1-96. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETÀ DEI MATERIALI

Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.60

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI

Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.40  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.20

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n. 2 sezione a doppio T H tot. 60.0 B anima 15.0 Cs 2.0 Ci 2.0  
B1 ala 30.0 B2 ala 30.0 H ala s 10.0 H ala i 15.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	altezza finale	Y asse
campata n° 1	830.0	2	60.0	0.00

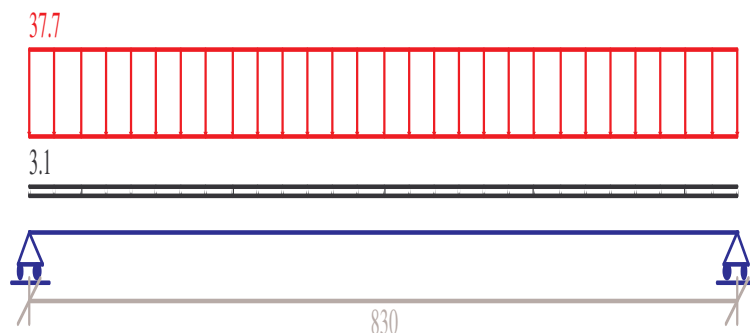
CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n°	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1	dx	70.0	0.0000E+00	diretto
2	sx	70.0	0.0000E+00	diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 500  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4300  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1

carico uniforme	permanente	variabile
	3.11	37.73

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

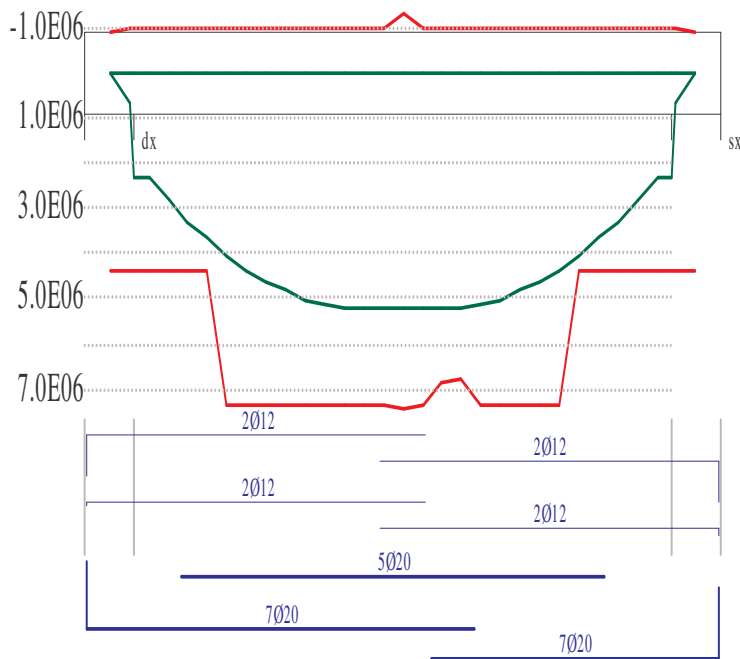
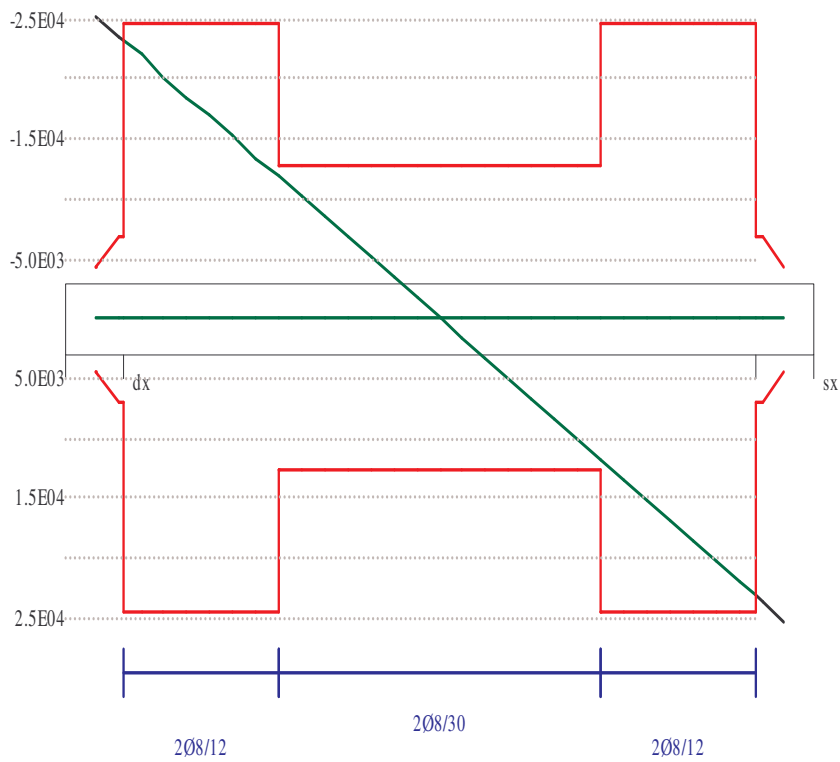


Diagramma dei tagli (daN)



**PROGETTO ESECUTIVO**  
**INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO IN LOCALITÀ TRELLO**

OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi dx-sx

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3
0	4.2	3.4	22.0	3.8	0	0	-8791	.056	.000	.000	.000	658	253		44	44
35	4.5	3.4	22.0	3.8	8479	23300	44012	.116	.086	.000	.000	656	232		81	244
83	4.5	3.4	22.0	3.8	18892	28281	44012	.116	.086	.000	.000	656	202		81	244
166	4.5	3.4	37.7	3.8	33586	40426	73794	.173	.086	.000	.000	656	152		81	244
249	4.5	3.4	37.7	3.8	44082	48373	73794	.173	.034	.000	.000	656	101		81	128
332	4.5	3.4	37.7	3.8	50380	52121	73794	.173	.034	.000	.000	656	51		81	128
387	4.5	3.4	37.7	3.8	52245	52479	73794	.173	.034	.000	.000	656	17		81	128
415	6.5	3.4	37.7	3.8	52479	52479	74000	.167	.034	.000	.000	656	0		81	-128
498	4.5	3.4	34.5	3.8	50380	52121	67799	.159	.034	.000	.000	656	-51		81	-128
581	4.5	3.4	37.7	3.8	44082	48373	73794	.173	.034	.000	.000	656	-101		81	-128
664	4.5	3.4	22.0	3.8	33586	40426	44012	.116	.086	.000	.000	656	-152		81	-244
747	4.5	3.4	22.0	3.8	18892	28281	44012	.116	.086	.000	.000	656	-202		81	-244
795	4.5	3.4	22.0	3.8	8479	23300	44012	.116	.086	.000	.000	656	-232		81	-244
830	4.2	3.4	22.0	3.8	0	0	-8791	.056	.000	.000	.000	658	-253		-44	-44

x	Mese.R	σc.R	σf.R	Mese.QP	σc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
35	5681	15	186	1482	4	10	13.9	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08	0.14	0.02	0.04	0.07	
83	12659	38	1119	3302	10	16	10.3	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.18	0.33	0.05	0.09	0.17	
166	22505	61	1176	5870	16	21	10.3	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.33	0.63	0.09	0.16	0.32	
249	29538	81	1543	7704	21	24	10.3	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.46	0.86	0.12	0.22	0.44	
332	33757	92	1763	8805	24	25	10.3	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.54	1.01	0.14	0.26	0.51	
387	35008	95	1829	9131	25	24	10.3	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.56	1.06	0.15	0.28	0.53	
415	35164	93	1833	9172	24	21	10.3	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.56	1.07	0.15	0.28	0.54	
498	33757	94	1925	8805	24	10	8.7	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.54	1.02	0.14	0.27	0.51	
581	29538	81	1543	7704	21	18	10.3	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.46	0.87	0.12	0.23	0.44	
664	22505	68	1989	5870	18	10	10.5	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.33	0.64	0.09	0.17	0.32	
747	12659	38	1119	3302	10	10	13.9	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.18	0.33	0.05	0.09	0.17	
795	5681	15	186	1482	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0.08	0.14	0.02	0.04	0.07	
830	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
830	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

REAZIONI VINCOLARI valori in da·N

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
1	dx		25291	1289	16947	1289	9118	1289	4420	1289
2	sx		25291	1289	16947	1289	9118	1289	4420	1289

## **Simboli usati nella verifica delle sezioni in c.a**

x	distanza da sinistra della sezione di verifica
Asup	area di acciaio efficace superiore
cs	distanza tra baricentro delle armature superiori e bordo della sezione
Ainf	area di acciaio efficace inferiore
ci	distanza tra baricentro delle armature inferiori e bordo della sezione
Mela	momento flettente derivante dal calcolo elastico lineare
Msd	momento di calcolo (a seguito di traslazione ed eventuale ridistribuzione)
Mrd	momento ultimo
x/d	rapporto tra altezza dell'ase neutro ed altezza utile
Ast	area di staffatura (cmq/cm)
Afp+	area di staffatura equivalente per taglio positivo fornita dai sagomati
Afp-	area di staffatura equivalente per taglio negativo fornita dai sagomati
Vrd2	taglio che produce la rottura delle bielle compresse di calcestruzzo
Vod	taglio di verifica della sezione (per travi con sezione di altezza variabile in campata)
Vsd	taglio di calcolo (comprende l'effetto della variabilità della sezione)
Vsd.rid	taglio di calcolo ridotto (della sezione a distanza d dal filo appoggio diretto)
Vcd	resistenza a taglio della sezione priva di armatura a taglio
Vrd3	resistenza a taglio della sezione con armatura a taglio
Mese.R	momento di esercizio in condizione rara
σc.R	tensione di compressione nel calcestruzzo in condizione rara
σf.R	tensione di trazione nell'acciaio in condizione rara
Mese.QP	momento di esercizio in condizione quasi permanente
σc.QP	tensione di compressione nel calcestruzzo in condizione quasi permanente
srmi	intervallo tra le fessure al lembo inferiore
wkiR	ampiezza caratteristica delle fessure al lembo inferiore in condizione rara
wkiF	ampiezza caratteristica delle fessure al lembo inferiore in condizione frequente
wkiQP	ampiezza caratteristica delle fessure al lembo inferiore in condizione quasi permanente
srms	intervallo tra le fessure al lembo superiore
wksR	ampiezza caratteristica delle fessure al lembo superiore in condizione rara
wksF	ampiezza caratteristica delle fessure al lembo superiore in condizione frequente
wksQP	ampiezza caratteristica delle fessure al lembo superiore in condizione quasi permanente
fg.R	freccia con calcestruzzo interamente reagente in condizione rara
ff.R	freccia con calcestruzzo fessurato in condizione rara
fg.QP	freccia con calcestruzzo interamente reagente in condizione quasi permanente
ff.QP	freccia con calcestruzzo fessurato in condizione quasi permanente
f.QPcreep	freccia con calcestruzzo fessurato in condizione quasi permanente a viscosità esaurita
f.max	cedimento massimo (per suolo elastico positivo se di abbassamento)
σt.max	pressione massima sul terreno (per suolo elastico positiva se di pressione)
f.min	cedimento minimo (per suolo elastico positivo se di abbassamento)
σt.min	pressione minima sul terreno (per suolo elastico positiva se di pressione)

## 5.2 Soletta di ripartizione dei carichi

TRAVE CONTINUA

Metodo di calcolo: stati limite DM 9-1-96. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETÀ DEI MATERIALI

Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15

Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.60

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI

Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00

Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.40

Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00

Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare 1.00

Combinazioni frequenti 0.50

Combinazioni quasi permanenti 0.20

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n. 1 sezione rettangolare H 18.0 B 187.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	altezza finale	Y asse
campata n° 1	75.0	1	18.0	0.00
campata n° 2	75.0	1	18.0	0.00
campata n° 3	75.0	1	18.0	0.00
campata n° 4	75.0	1	18.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n°	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale
1		30.0	0.0000E+00 diretto
2		30.0	0.0000E+00 diretto
3		30.0	0.0000E+00 diretto
4		30.0	0.0000E+00 diretto
5		30.0	0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

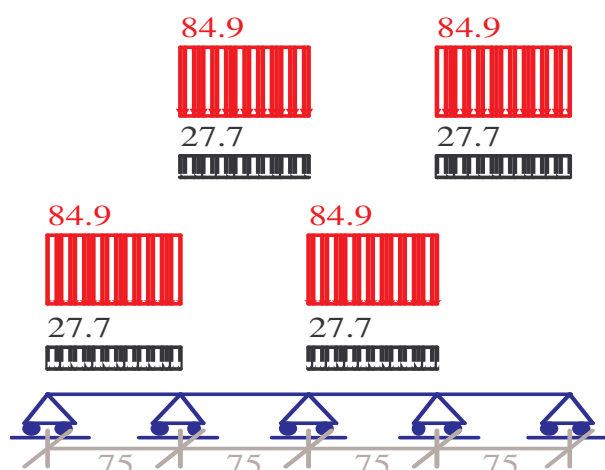
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 500

Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4300

Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3

Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -0.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1		
carico uniforme	permanente	variabile
	27.66	84.91

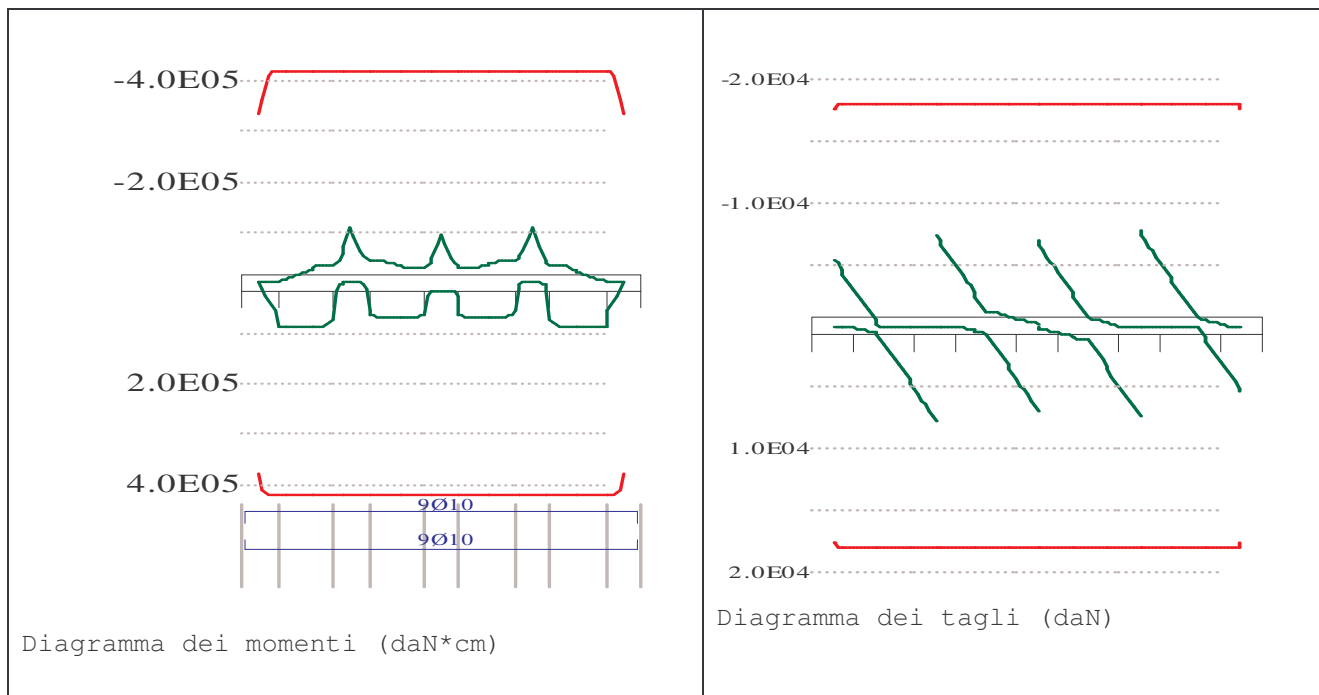
CAMPATA n. 2		
carico uniforme	permanente	variabile

PROGETTO ESECUTIVO  
INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO IN LOCALITÀ TRELLO

27.66                      84.91

CAMPATA n. 3  
carico uniforme            permanente            variabile  
   27.66                      84.91

CAMPATA n. 4  
carico uniforme            permanente            variabile  
   27.66                      84.91



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
0	5.4	3.3	6.4	3.3	0	0	-3336	.099	.000	.000	.000	2139	54		176	176			
8	6.8	3.3	7.1	3.3	362	362	4193	.108	.000	.000	.000	2139	42		181	181			
15	7.1	3.3	7.1	3.3	631	871	4204	.109	.000	.000	.000	2139	30		181	181			
15	7.1	3.3	7.1	3.3	8	-34	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-2		-181	-181			
20	7.1	3.3	7.1	3.3	758	894	4204	.109	.000	.000	.000	2139	21		181	181			
20	7.1	3.3	7.1	3.3	-4	-63	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-3		-181	-181			
23	7.1	3.3	7.1	3.3	806	894	4204	.109	.000	.000	.000	2139	17		181	181			
23	7.1	3.3	7.1	3.3	-12	-80	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-4		-181	-181			
30	7.1	3.3	7.1	3.3	888	894	4204	.109	.000	.000	.000	2139	5		181	181			
30	7.1	3.3	7.1	3.3	-47	-141	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-6		-181	-181			
38	7.1	3.3	7.1	3.3	876	894	4204	.109	.000	.000	.000	2139	-15		-181	-181			
38	7.1	3.3	7.1	3.3	-97	-218	-4204	.109	.000	.000	.000	2139			-181	-181			
45	7.1	3.3	7.1	3.3	771	894	4204	.109	.000	.000	.000	2139	-27		-181	-181			
45	7.1	3.3	7.1	3.3	-164	-310	-4204	.109	.000	.000	.000	2139			-181	-181			
53	7.1	3.3	7.1	3.3	572	852	4204	.109	.000	.000	.000	2139	-40		-181	-181			
53	7.1	3.3	7.1	3.3	-245	-343	-4204	.109	.000	.000	.000	2139			-181	-181			
60	7.1	3.3	7.1	3.3	280	717	4204	.109	.000	.000	.000	2139	-52		-181	-181			
60	7.1	3.3	7.1	3.3	-343	-343	-4204	.109	.000	.000	.000	2139			-181	-181			
68	7.1	3.3	7.1	3.3	14	14	4204	.109	.000	.000	.000	2139	-65		-181	-181			
68	7.1	3.3	7.1	3.3	-574	-574	-4204	.109	.000	.000	.000	2139			-181	-181			
75	7.1	3.3	7.1	3.3	-1105	-1105	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-77		-181	-181			
x	Mese.R	cc.R	cf.R	Mese.QP	cc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
0	0	0	0	0	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
8	243	2	35	91	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
15	422	4	61	157	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
20	506	5	73	187	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
23	538	5	77	198	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
30	591	6	85	214	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
38	580	6	83	205	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
38	-17	0	2	86	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
45	506	5	73	171	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
45	-67	1	10	56	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
53	369	4	53	111	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
53	-132	1	19	11	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
60	169	2	24	27	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
60	-214	2	31	-50	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
68	-383	4	55	-141	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
75	-742	7	107	-282	3									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

campata n° 2 tra gli appoggi -																
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3



**PROGETTO ESECUTIVO**  
**INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO IN LOCALITÀ TRELLO**

	0	7.1	3.3	7.1	3.3	-1105	-1105	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	74		181	181		
	8	7.1	3.3	7.1	3.3	-599	-599	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	61		181	181		
	15	7.1	3.3	7.1	3.3	202	574	4204	.109	.000	.000	.000	2139	49		181	181		
	15	7.1	3.3	7.1	3.3	-420	-420	-4204	.109										
	23	7.1	3.3	7.1	3.3	456	670	4204	.109	.000	.000	.000	2139	36		181	181		
	23	7.1	3.3	7.1	3.3	-362	-420	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-2		-181	-181		
	28	7.1	3.3	7.1	3.3	572	683	4204	.109	.000	.000	.000	2139	28		181	181		
	28	7.1	3.3	7.1	3.3	-332	-420	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-3		-181	-181		
	30	7.1	3.3	7.1	3.3	615	683	4204	.109	.000	.000	.000	2139	24		181	181		
	30	7.1	3.3	7.1	3.3	-319	-400	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-4		-181	-181		
	38	7.1	3.3	7.1	3.3	681	683	4204	.109	.000	.000	.000	2139	12		181	181		
	38	7.1	3.3	7.1	3.3	-292	-347	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-7		-181	-181		
	45	7.1	3.3	7.1	3.3	654	683	4204	.109	.000	.000	.000	2139	10		181	181		
	45	7.1	3.3	7.1	3.3	-280	-309	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-19		-181	-181		
	53	7.1	3.3	7.1	3.3	533	683	4204	.109	.000	.000	.000	2139	8		181	181		
	53	7.1	3.3	7.1	3.3	-284	-311	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-32		-181	-181		
	60	7.1	3.3	7.1	3.3	326	625	4204	.109	.000	.000	.000	2139	6		181	181		
	60	7.1	3.3	7.1	3.3	-311	-311	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-44		-181	-181		
	68	7.1	3.3	7.1	3.3	148	148	4204	.109	.000	.000	.000	2139	4		181	181		
	68	7.1	3.3	7.1	3.3	-475	-475	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-57		-181	-181		
	75	7.1	3.3	7.1	3.3	167	167	4204	.109	.000	.000	.000	2139	1		181	181		
	75	7.1	3.3	7.1	3.3	-945	-945	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-69		-181	-181		
	x	Mese.R	σc.R	σf.R	Mese.QP	σc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP
creep																			
	0	-742	7	107	-282	3									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	8	-403	4	58	-153	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	15	112	1	16	-79	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	15	-270	3	39	-79	0													
	23	285	3	41	68	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	23	-217	2	31	-33	1													
	28	364	3	52	100	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	28	-190	2	27	-11	1													
	30	394	4	56	113	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	30	-180	2	26	-2	1													
	38	439	4	63	132	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	38	-158	2	23	13	1													
	45	422	4	61	127	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	45	-151	1	22	12	1													
	53	341	3	49	97	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	53	-161	2	23	-4	1													
	60	201	2	29	42	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	60	-190	2	27	-36	0													
	68	73	1	10	-99	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	68	-309	3	44	-99	0													
	75	59	1	9	-213	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	75	-623	6	89	-213	0													
campata n° 3 tra gli appoggi -																			
	x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3		
	0	7.1	3.3	7.1	3.3	167	167	4204	.109	.000	.000	.000	2139	69		181	181		
	0	7.1	3.3	7.1	3.3	-945	-945	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-1		-181	-181		
	8	7.1	3.3	7.1	3.3	148	148	4204	.109	.000	.000	.000	2139	57		181	181		
	8	7.1	3.3	7.1	3.3	-475	-475	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-4		-181	-181		
	15	7.1	3.3	7.1	3.3	326	625	4204	.109	.000	.000	.000	2139	44		181	181		
	15	7.1	3.3	7.1	3.3	-311	-311	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-6		-181	-181		
	23	7.1	3.3	7.1	3.3	533	683	4204	.109	.000	.000	.000	2139	32		181	181		
	23	7.1	3.3	7.1	3.3	-284	-311	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-8		-181	-181		
	30	7.1	3.3	7.1	3.3	654	683	4204	.109	.000	.000	.000	2139	19		181	181		
	30	7.1	3.3	7.1	3.3	-280	-309	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-10		-181	-181		
	38	7.1	3.3	7.1	3.3	681	683	4204	.109	.000	.000	.000	2139	7		181	181		
	38	7.1	3.3	7.1	3.3	-292	-347	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-12		-181	-181		
	45	7.1	3.3	7.1	3.3	615	683	4204	.109	.000	.000	.000	2139	4		181	181		
	45	7.1	3.3	7.1	3.3	-319	-400	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-24		-181	-181		
	53	7.1	3.3	7.1	3.3	456	670	4204	.109	.000	.000	.000	2139	2		181	181		
	53	7.1	3.3	7.1	3.3	-362	-420	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-36		-181	-181		
	60	7.1	3.3	7.1	3.3	202	574	4204	.109	.000	.000	.000	2139	-49		-181	-181		
	60	7.1	3.3	7.1	3.3	-420	-420	-4204	.109										
	68	7.1	3.3	7.1	3.3	-599	-599	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-61		-181	-181		
	75	7.1	3.3	7.1	3.3	-1105	-1105	-4204	.109	.000	.000	.000	2139	-74		-181	-181		
	x	Mese.R	σc.R	σf.R	Mese.QP	σc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP
	0	59	1	9	-213	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0	-623	6	89	-213	0													
	8	73	1	10	-99	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	8	-309	3	44	-99	0													
	15	201	2	29	42	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	15	-190	2	27	-36	0													
	23	341	3	49	97	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	23	-161	2	23	-4	1													
	30	422	4	61	127	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	30	-151	1	22	12	1													
	38	439	4	63	132	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	38	-158	2	23	13	1													



### 5.3 Pali trivellati continui

Sono stati adottati due schemi di calcolo differenti basati su due ipotesi semplificative.

Il primo schema ipotizza il paramento di sostegno come una trave verticale sottoposta alla spinta attiva del terreno appoggiata su vincoli infinitamente rigidi in corrispondenza dei cordoli in c.a.. Il carico agente sulla trave è stato calcolato secondo la Teoria di Rankine applicando il coefficiente di spinta attiva ottenuto con le formule di Mononobe-Okabe per eventi sismici. Per ogni campata è stato applicato un carico lineare uniformemente distribuito corrispondente alla spinta del terreno e dell'acqua in prossimità dell'appoggio immediatamente sottostante. Tale distribuzione è in fattore di sicurezza in quanto non considera la riduzione triangolare nell'altezza della campata. Poiché i pali trivellati verranno armati solo verso l'interno del pozzo essi non saranno in grado di assorbire un forte momento negativo in prossimità degli appoggi (sino alla resistenza a trazione del calcestruzzo). Tale condizione determina il formarsi di cerniere plastiche che ridistribuiscono i momenti in campata. In particolare è stato ipotizzato un coefficiente di ridistribuzione del 20% e i momenti all'appoggio sono stati arrotondati dato il consistente spessore dei cordoli (40 cm) rispetto alla luce fra i singoli (mediamente 1.2 m). Relativamente al vincolo d'estremità superiore è stato supposto libero mentre il vincolo inferiore dato dall'approfondimento del palo e dall'irrigidimento operato dal tappo di fondazione è stato ipotizzato come un incastro. Al fine di valutare la condizione più sfavorevole (massimo momento in campata) è stato ipotizzato anche come semplice appoggio ipotizzando che il sistema palo/tappo di fondazione non siano in grado di assorbire il momento negativo.

Infine si riportano i calcoli relativi al pozzo N. 2 in quanto rappresenta la condizione di maggior approfondimento dal piano campagna e quindi, poiché la tipologia dei pozzi è sempre la medesima, rappresenta l'elemento più sollecitato. Le caratteristiche del terreno, i coefficienti di spinta e gli angoli che descrivono la geometria dell'elemento strutturale qui verificato sono riportati nel capitolo relativo all'analisi dei carichi.

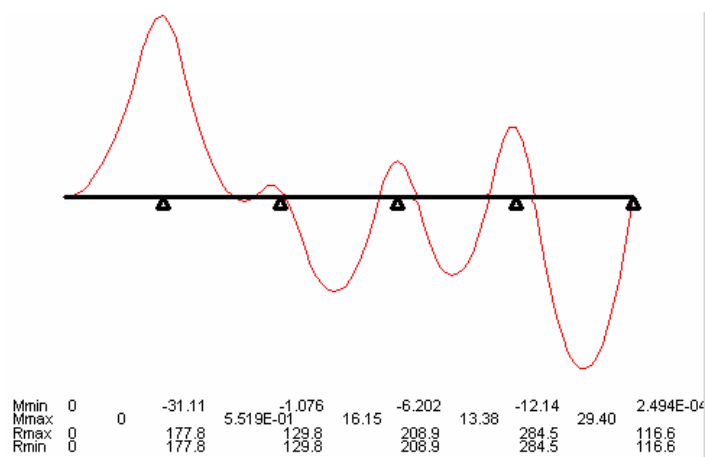
Nella tabella a seguire si riporta la schematizzazione effettuata per determinare i carichi distribuiti sulla trave costituita da 5 campate (n. 4 cordoli di ancoraggio + estremo superiore libero + vincolo inferiore d'incastro perfetto o d'appoggio).

	Z [m]	Zw [m]	$\sigma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	u [kN/m <sup>2</sup> ]	q [kN/m <sup>2</sup> ]	tot [kN/m <sup>2</sup> ]
cordolo 1	1.0	0	32.0	0	48.06	80.1
cordolo 2	2.2	0	70.5	0	48.06	118.5
cordolo 3	3.4	1.2	96.1	12	48.06	156.2
cordolo 4	4.6	2.4	121.8	24	48.06	193.8
vincolo d'estremità	5.8	3.6	147.4	36	48.06	231.4

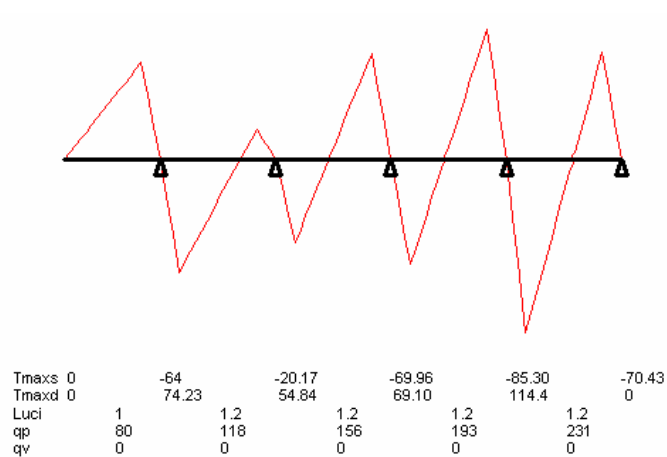
Tabella 5.1: Carichi sollecitanti per la schema di calcolo n.1.

1) Condizione di appoggio d'estremità inferiore:

Momenti in [kN\*m]

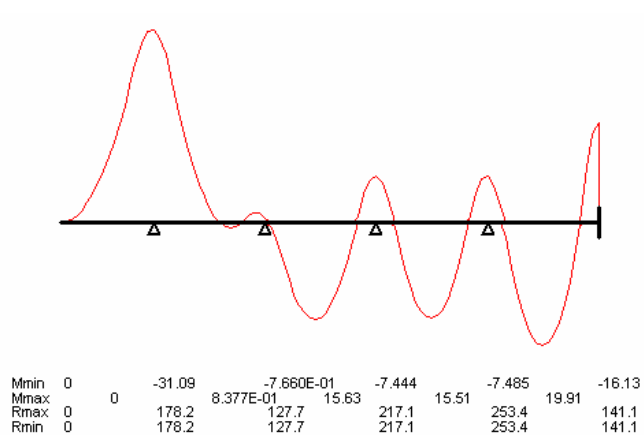


Taglio [kN]

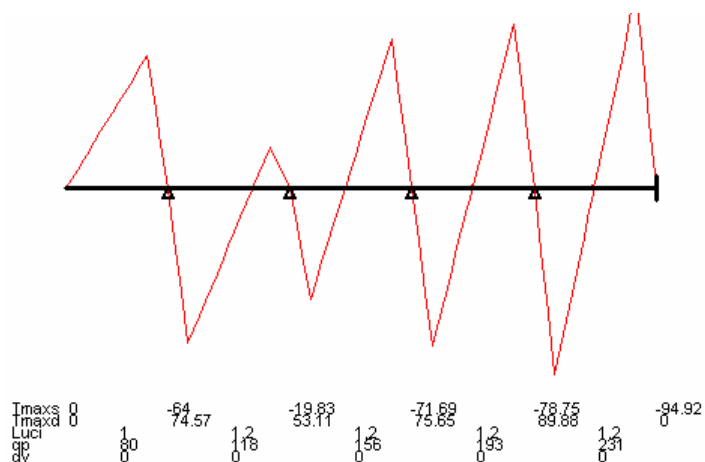


2) Condizione di incastro d'estremità inferiore:

Momenti in [kN\*m]



Taglio [kN]



Le sollecitazioni più gravose sono  $M = 29.40 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$  e  $V = 90 \text{ [kN]}$ . La reazione massima è pari a  $284.5 \text{ [kN]}$  che rappresenta la spinta sulla circonferenza esterna del cordolo.

Il secondo schema di calcolo ipotizza il diaframma quale trave su suolo elastico ove le azioni e le reazioni del terreno sono schematizzate con un legame non lineare. Gli sforzi efficaci massimi sono calcolati con il coefficiente di spinta passivo mentre gli sforzi minimi sono caratterizzati dal coefficiente di spinta attivo. I parametri di input del modello sono relativi al terreno (peso specifico in condizioni sature, secche, la coesione, il coefficiente di spinta attivo e di spinta passiva, la differenza di spostamento fra la condizione di spinta attiva e quella di spinta passiva) ed alla struttura (modulo di Young, raggio d'inerzia, rigidezza flessionale).

I parametri utilizzati sono riassunti nella sottostante tabella:

coesione =	10	[kPa]
Ka coefficiente di spinta attiva (statico + dinamico)	1.75	[-]
Kp coefficiente di spinta passiva (statico + dinamico)	4.31	[-]
spostamento fra la condizione attiva/passiva =	0.02	[m]
area della sezione reagente=	0.4	[m <sup>2</sup> ]
E modulo di Young del calcestruzzo =	30	[GN/m <sup>2</sup> ]
altezza della sezione del diaframma =	40	[cm]
raggio d'inerzia =	0.115	[m]
momento d'inerzia della sezione =	533333	[cm <sup>4</sup> ]
EI rigidezza flessionale =	160000	[kN·m <sup>2</sup> /m]

Tabella 5.2: Dati di input per la schema di calcolo n.2.

Relativamente agli appoggi essi sono stati inseriti come ipotetici ancoraggi caratterizzati da una forza massima reagente  $F$  corrispondente ad un determinato spostamento  $w_{\max}$ . Nel caso in cui lo spostamento di calcolo risulti superiore a quello massimo la forza rimane costante a  $F$  mentre nel caso in cui lo spostamento risulti inferiore la forza  $F$  risulta proporzionalmente ridotta (legame lineare con gli spostamenti). Per determinare questo legame è stato schematizzato mediante un codice di calcolo agli elementi finiti un arco semicircolare caricato uniformemente con un carico  $q$  con un doppio appoggio alle due estremità (struttura isostatica). La sezione della trave ad arco è quella del cordolo in c.a. di dimensioni  $40 \times 40 \text{ cm}$  con  $4 + 4 \phi 14$ . Il carico  $q$  è stato ipotizzato pari a  $300 \text{ [kN/m]}$  corrispondente, con

arrotondamento per eccesso, alla massima reazione determinata con lo schema di calcolo n. 1. La freccia calcolata dal codice è pari a 0.001 [m].

Per schematizzare la presenza del calcestruzzo nel tappo di fondazione è stato incrementato ad un valore molto alto il coefficiente di spinta passiva riducendo al minimo lo spostamento che determina il passaggio dalla condizione attiva a quella passiva.

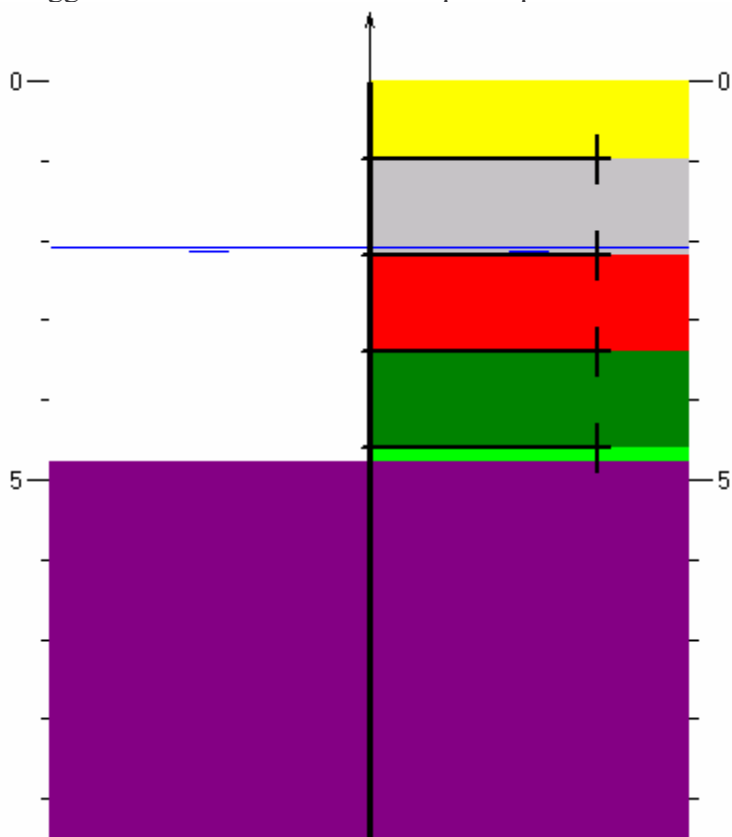


Figura 5.1: Schema dell'ipotesi di calcolo n. 2.

Si sottolinea come la presenza dell'acqua anche nel lato sinistro sia dovuta al fatto di considerare la presenza del tappo di fondazione in cls che determina sforzi verticali che contrastano tale sottospinta. L'opera verrà difatti realizzata sottofalda senza che la stessa venga abbassata.

I principali risultati del codice di calcolo sono sotto illustrati e riassumibili in:

$M = 51.80 \text{ [kN*m]}$  alla quota di 3.9 m dalla testa del palo (fra il terzo ed il quarto cordolo) e  
 $V = 167 \text{ [kN]}$ . La reazione massima è pari a 204 [kN] che rappresenta la spinta sulla circonferenza esterna del cordolo.

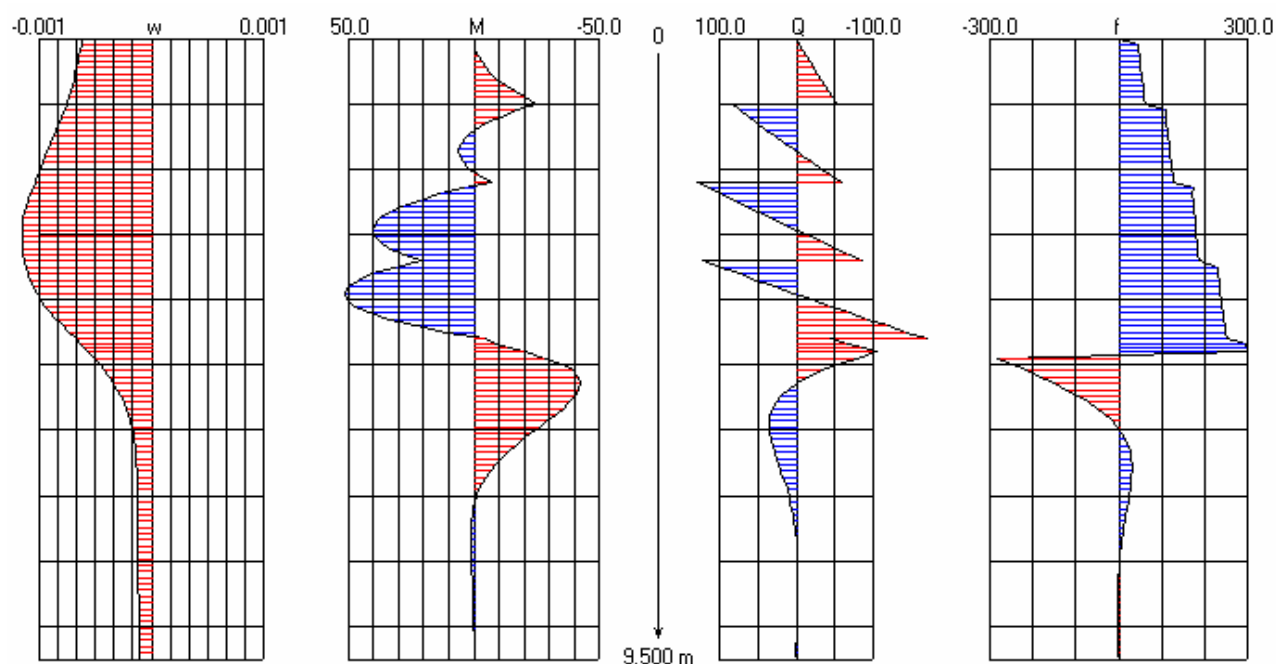


Figura 5.2: Risultati del modello secondo lo schema dell'ipotesi di calcolo n. 2.

Procedendo ora alla verifica della sezione più sollecitata del diaframma costituito dai pali si prendono in considerazione le presenti sollecitazioni:

$M_{sd} = 51.80 \text{ [kN}\cdot\text{m]};$

$V_{sd} = 167 \text{ [kN]}.$

Considerando la sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times 46 \text{ cm}$  con armatura  $\Phi 10/20$  le verifiche risultano così verificate :

$$M_{s,d} \leq M_{r,d} \rightarrow 51.8 < 61.70 \text{ [kN}\cdot\text{m]}.$$

$$V_{s,d} \leq V_{r,d} \rightarrow 167 < 171 \text{ [daN]}.$$

Il taglio resistente è stato calcolato nell'ipotesi di assenza di armatura a taglio. Lo sforzo di taglio risultante è pari a  $0.44 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ .

Si precisa che nei calcoli sopra illustrati sono stati trascurati i carichi stramessi dall'impalcato in quanto essendo verticali di compressione dei pali essi contribuiscono ad aumentare il momento resistente della sezione (condizione di presso flessione). Volendo infatti prendere in considerazione anche il carico di compressione trasmesso dall'impalcato di copertura si considera la forza assiale  $N$  pari a  $253 \text{ [kN]}$ . Codesta forza genera un momento ribaltante dato dal massimo spostamento  $w$  del diaframma pari a:

$M = 253 \cdot 0.0015 = 0.40$  e quindi decisamente trascurabile.

Il momento  $M_{rd}$  risulterebbe pari a 114.3 [kN] e la sezione verificata come illustrato nel grafico a seguire.

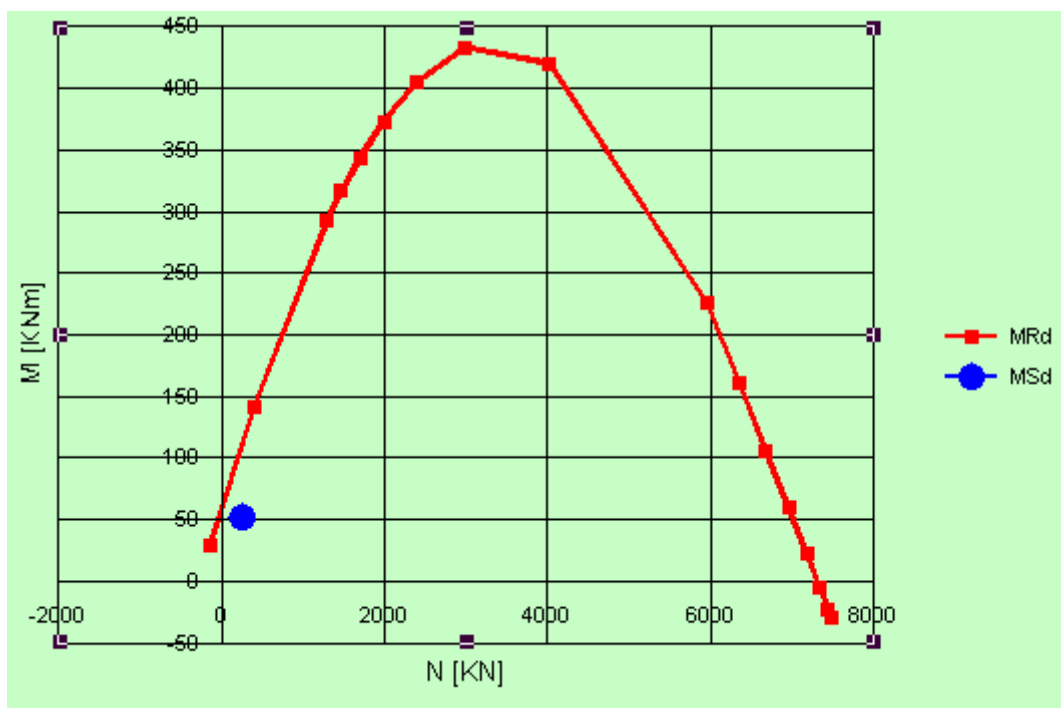


Figura 5.3: Dominio (M,N) sezione più sollecitata del diaframma.

Relativamente al cordolo in c.a. esso risulta caricato uniformemente sulla circonferenza esterna con un carico distribuito massimo (schema di calcolo n. 1) di 285 [kN/m]. La compressione sullo stesso, in base alla teoria della corda semplicemente compressa, risulta pari a  $N = 1083$  [kN] che determina una compressione pari a 8.3 [N/mm<sup>2</sup>] in condizioni di S.L.U..

Per il tappo di fondazione si determina una condizione di equilibrio fra la sottospinta dell'acqua e la pressione di schiacciamento del peso di volume di calcestruzzo sovrastante.



NUM. POZZO	1	2	3	[u.m.]
altezza del pozzo dal p.c. al piano di lavoro =	5.5	6.3	5.8	[m]
profondita' media della falda dal p.c. =	2.8	3.6	3.6	[m]
altezza del tappo di fondazione =	2	2.0	1.5	[m]
sottospinta dell'acqua =	0.047	0.047	0.037	[N/mm²]
schiacciamento calcestruzzo =	0.050	0.050	0.038	[N/mm²]

Figura 5.4: Dimensionamento tappo antisifonamento.

Per una verifica di massima del carico agente sui pali si consideri la condizione più gravosa nella quale si trova il palo sul quale appoggia la trave prefabbricata sollecitata da un carico assiale N pari a 253 [kN] (condizione SLU reazione massima). Poiché la trave ha una larghezza di 76 cm, si considera un settore del diaframma della larghezza di due pali (0.80 cm) e si calcola la capacità portante laterale considerando nulla la resistenza alla punta. Inoltre si considera nullo l'effetto "gruppo" dato dall'intera coronella che in realtà ripartirà il carico in modo consistente.

La resistenza laterale viene calcolata secondo il metodo  $\alpha$  (Tomlinson, 1971) :

$$f_s = \alpha \cdot c + k \cdot \tan \delta \cdot (q + q_s)$$

dove  $k = 1 - \sin \phi = 0.61$ ,  $q$  è la pressione geostatica e  $q_s$  la pressione dovuta al sovraccarico.

Facendo l'integrale di  $f_s$  sulla superficie esterna dei pali si ottiene la resistenza ultima  $P_s$ :

$$P_s = \int_0^{8.5} (\alpha \cdot c + k \cdot \tan \delta \cdot (q + q_s)) \cdot dl \cdot 0.80 = (110 \cdot 4.8/2 + 59 \cdot 3.2/2) \cdot 0.80 = 264 + 94.4 = 358.4 \cdot 0.80 = 287 \text{ [kN]} > 253 \text{ [kN]}.$$

Si precisa che la coesione  $c$  è stata supposta nulla mentre gli sforzi laterali sono stati calcolati in base ai risultati dello schema di calcolo N. 2 utilizzando il coefficiente di spinta attiva pari a 0.61 e passiva pari a 3.0. Nella figura sottostante si riporta la distribuzione degli sforzi laterali sul diaframma.

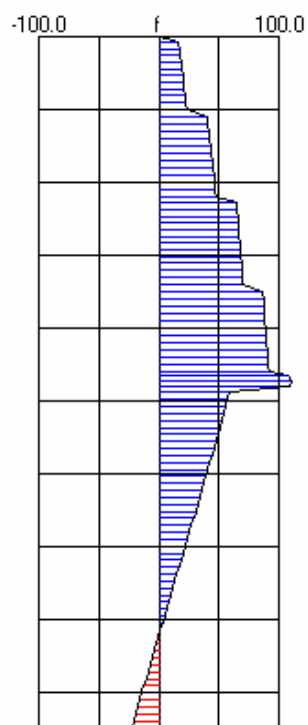


Figura 5.5: Sforzo su una striscia di 1.0 m di diaframma con  $k=0.61$  e coesione nulla (valori in  $[kN/m^2]$ ).

## **6      PRESCRIZIONI**

Le principali prescrizioni sono:

- Acciaio ad aderenza migliorata Fe B 44K controllato in stabilimento per opere gettate in opera;
- Calcestruzzo R'ck come da disegno;
- Diametro del mandrino > 5·diametro dei ferri;
- Copriferro minimo 3 cm o da disegno;
- Sovrapposizione dei ferri di almeno  $50\cdot\varnothing$ ;
- Vibrare sempre il getto con opportune punte;
- Avvertire la D.L. prima di ogni getto;
- Predisporre i provini nel numero minimo di legge;
- Separare la soletta dalle travi prefabbricate con uno strato in Pead.

Bergamo, Settembre 2006

Il Progettista  
Dott. Ing. S. Taccolini