Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

S.S. 1 "Nuova Aurelia"

Viabilità di accesso all'hub portuale di Savona

SVINCOLO DI MARGONARA

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE CENTRALE PROGETTAZIONE

I PROGETTISTI:
Ing. FULVIO MARIA SOCCODATO
Ordine Ing. di Roma n. 18861

Ing. ALESSANDRO MICHELI
Ordine Ing. di Roma n. 19654

IL GEOLOGO:
Geol. STEFANO SERANGELI
Ordine Geol. del Lazio n. 659

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.
Ing. GINEVRA BERETTA
Ordine Ing. di Roma n. 20458

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Geom. FABIO QUONDAM

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :
Ing. NICOLA DINNELLA

PROTOCOLLO | DATA

GRUPPO DI PROGETTAZIONE ANAS
Ing. Giuseppe Danilo Malgeri – Responsabile di Progetto
Ing. Gianfranco Fusani – Strade
Ing. Francesco Primieri – Strade
Ing. Gabriele Giovannini – Cartografia
Ing. Attilio Petrillo – Idraulica
Ing. Pierluigi Fabbro – Interferenze
Geom. Valerio Altomare – Espropri
Ing. Luca Cedrone – Opere in sotterraneo
Ing. Rita Gandolfo – Opere in sotterraneo
Ing. Davide Luberti – Opere in sotterraneo
Geom. Alessandro Cortese – Opere in sotterraneo
Ing. Pia Iasiello – Geotecnica
Ing. Francesco Bezzi – Impianti
Arch. Roberto Roggi – Computi
Geom. Marco Spinucci – Computi
Geol. Giuseppe Cardillo – Caratterizzazione ambientale
RESPONSABILI DI UNITA'
Ing. Fulvio Maria Soccodato – Ingegneria Territorio
Ing. Alessandro Micheli – Ingegneria Geotecnica e Impianti
Ing. Achille Devitofranceschi – Ingegneria Opere Civili
Geom. Fabio Quondam – Ingegneria Computi, Stime e Capitolati
Geol. Serena Majetta – Caratterizzazione ambientale

OPERE D'ARTE MINORI

RELAZIONE DI CALCOLO MURO A SBALZO

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO: L0901A / LIV. PROG.: D / N. PROG.: 1301	P00_OM00_GET_RE01_A		
	CODICE ELAB.: P00OM00GETRE01	A	-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
C					
B					
A	EMISSIONE	Ottobre 2013	Ing. P. Iasiello	Ing. P. Iasiello	Ing. A.Micheli

RELAZIONE DI CALCOLO

MURO A SBALZO

INDICE

1. PREMESSA....2
2. RIFERIMENTI NORMATIVA....2
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI....2
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO - GEOTECNICO....3
4.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA....4
4.1.1 MATERIALI DI RIPORTO....4
4.1.2 DEPOSITI MARINI....4
4.1.3 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEGLI AMMASSI ROCCIOSI....5
5. MURO A SBALZO....6
5.1 METODO DI CALCOLO....6
5.1.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA....7
5.1.2 AZIONI PERMANENTI....8
5.1.3 AZIONI ACCIDENTALI....8
5.1.4 SISMA....9
5.2 VERIFICHE SEZIONI....9
5.2.1 Risultati delle verifiche strutturali....10
6. VERIFICADEI MICROPALI DI FONDAZIONE....12
6.1 Verifiche Geotecniche dei micropali....12
6.1.1 Carico limite alle forze verticali....12
6.1.2 Verifica dei micropali alle forze orizzontali – condizione limite....16
6.1.3 Verifica dei micropali al carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico....18
6.1.4 Verifica dei micropali alle forze orizzontali – condizione di esercizio....19
6.1.5 Calcolo dei cedimenti....20
6.2 Verifica strutturale dei micropali....21
7. ALLEGATO 1....23
7.1 verifica muro a sbalzo....23
8. ALLEGATO 2....30
8.1 verifiche geotecniche dei micropali di fondazione....30

1. PREMESSA

La relazione di calcolo in oggetto è parte integrante del Progetto Definitivo relativo allo Svincolo di Margonara, nell'ambito del progetto di accesso all'hub portuale di Savona.

La presente relazione di calcolo è relativa al muro a sbalzo su micropali previsto in un tratto della rotatoria a ridosso della linea costiera, in modo da realizzare la pista ciclabile in allargamento dell'esistente SS 1 Aurelia. Tale soluzione si è resa necessaria al fine di interferire il meno possibile con la zona costiera che costituisce un'area da tutelare.

Il Comune interessato dall'intervento è Albisola Marina (Savona).

2. RIFERIMENTI NORMATIVA

- D.M. 14/01/08 "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 02/02/09 C.S.LL.PP., "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14/01/08".

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le verifiche strutturali vengono svolte secondo il metodo degli stati limite facendo riferimento alle tensioni di progetto di seguito riportate.

Calsestruzzo per magrone

- Classe di resistenza C12/15
- Max dimensione aggregati 30 min.
- Contenuto minimo di cemento 150 kg/mc

Conglomerato cementizio per fondazione:

- Calcestruzzo C32/40:
- resistenza caratteristica cubica di calcolo: Rck 40 MPa
- resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: fck 32 MPa
- modulo di elasticità: Eck 31476 MPa
- Resistenza di calcolo a compressione calcestruzzo fcd 21.1 MPa

Acciaio per armature:

- Barre in acciaio tipo B450C ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento:
- tensione caratteristica di rottura: ftk 540 MPa
- tensione caratteristica di snervamento: fyk 450 MPa
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento: $1.15 \leq ftk/fyk < 1.35$
- modulo di elasticità: E =206000 MPa
- resistenza caratteristica di calcolo fyd 391 MPa

Acciaio da carpenteria per profilati tubolari (micropali):

- Profilati in acciaio S 355 J2:
- tensione caratteristica di rottura: ftk ≥ 510 MPa
- tensione caratteristica di snervamento: fyk≥ 355 MPa
- modulo elastico E = 210000 MPa
- coefficiente di Poisson υ= 0.30
- Resistenza di calcolo fyd = fyk/γs :

  con γs = 1.05 per SLU
- Stati limite:
- resistenza caratteristica di calcolo SLU: fyd = 338.10 MPa

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO - GEOTECNICO

Per quanto riguarda gli aspetti geologici, geotecnici e geomeccanici dei terreni e delle rocce presenti nello svincolo di Margonara, si può far riferimento agli elaborati di dettaglio facenti parte del Progetto.

In particolare l'area dello svincolo oggetto di progettazione, è costituita da materiale di riporto (tenendo anche conto dell'esistente sede stradale) che viene a trovarsi su gneiss a biotite e muscovite con diverso grado di fratturazione. Spostandosi verso la costa, si rinvengono depositi di spiaggia.

Oltre alla recente campagna geognostica, durante le diversi fasi di progettazione del PE, ne sono state eseguite 3, nel 2001, nel 2008 e nel 2010. Il sondaggio geognostico disponibile nella zona di intervento risale al 2001, ed è denominato S20 di lunghezza 25m. La stratigrafia presenta 2m di materiale di riporto, 16m di spessore di gneiss scistoso molto fratturato e, dalla profondità di 18m, fino a fondo foro del gneiss scistoso intensamente fratturato.

Durante l'esecuzione del sondaggio sono state effettuate alcune prove di permeabilità di tipo Lugeon (in roccia).I risultati ottenuti sono:

Sondaggio/ Campagna	Prova	Profondità [m]	Permeabilità k [m/sec]
S20/2001	LU1	10,00 – 11,00	1.92E-06
S20/2001	LU2	15,00 – 16,00	1.98E-06

È stata misurata la profondità del livello d'acqua nel foro di sondaggio nel periodo Ottobre-Novembre 2001, e si è ricavato:

Sondaggio/ Campagna	Quota [m]	Soggiacenza [m]	Falda [m]
S20/2001	11,09	1,4	9,69

Durante la campagna d'indagine geognostica del 2001 sono state effettuate 2 prove pressiometriche tipo Menard:

Sondaggio/ Campagna	Prof. [m]	Litologia	Ed [MPa]
S20/2001	10,00	Roccia da mediamente a molto fratturata	14.808,2
S20/2001	15,00	Roccia da mediamente a molto fratturata	8247,8

4.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica dell'area di studio è stata possibile anche attraverso l'interpretazione del logs stratigrafici, delle prove di laboratorio e di tutti i dati (dinamici e/o sismici) disponibili per tutto il progetto. Sono state individuate le seguenti unità geotecniche:

- Materiale di riporto;
- Depositi marini;
- Gneiss biotitico muscovitico decompresso.

4.1.1 MATERIALI DI RIPORTO

Una parte dello svincolo risulta interessato da materiale di riporto di natura limo sabbiosa, anche di origine antropica, dovute al rimaneggiamento superficiale.

Lo spessore dei riporti è notevole, raggiungendo, in alcuni casi i 6 - 8 metri.

Durante la perforazione, sono state eseguite delle prove SPT per i riporti, che hanno fornito per il sondaggio S20, alla profondità da piano campagna di 1,50m, il valore di 42 (i dati ricavati dalla prova sono 5, 15 e 37).

Per tali materiali poco addensati si considerano i seguenti parametri geotecnici:

- γ = 18-19 KN/m^3
- c' = 0 KPa
- φ' = 28-30(°)
- E = 18-50 MPa
- ν=0.30

4.1.2 DEPOSITI MARINI

I depositi di spiaggia attuali sono costituiti, si estendono a partire dal mare verso l'interno per 70-80 metri, sfumando in una fascia costituita da materiali di origine mista, provenienti da deposizione marina e fluviale.

Per i depositi marini costituiti da sabbie con granulometria da fine e grossolana, con livelli ghiaiosi, si considerano i seguenti parametri geotecnici:

γ = 19-20 KN/m^3

c' = 0 KPa

φ' = 35-38 (°)

E = 50-80 (MPa)

ν=0.30

4.1.3 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

La caratterizzazione geomeccanica degli amassi rocciosi è stata indagata mediante l'applicazione del criterio di rottura non lineare di Hoek-Brown, per la quale si rimanda alla relazione geotecnica facente parte del progetto.

Per il gneiss biotitico muscovitico che ha subito una più intensa fratturazione con maggiore alterazione e decompressione (zone superficiali), al fine di evidenziare un comportamento di preferenziale carattere scistoso si assegnano dei parametri secondo il criterio di Hoek Brown ("mi ", "σci" e "MR") tipici degli scisti.

Parametri Hoek Brown utilizzati per la definizione dell'ammasso gnessico fratturato alterato decompresso assegnando un indice di classificazione GSI = 15-25 con le seguenti posizioni:

- mi=13
- σci=87.5Mpa
- γ=0.024-0.025 MN/m3
- MR=250
- H= 20m di profondità

Per l'ammasso gneissico fratturato alterato decompresso si considerano i seguenti parametri geomeccanici:

γ [KN/m^3] = 24-25

c' [KPa] = 110-180

φ'(°)= 53-58

E MPa = 800-1300

ν =0.24

5. MURO A SBALZO

Al fine di contenere gli scavi e di interferire il meno possibile con la scarpata esistente alle spalle dell'arenile, l' allargamento della sede stradale per la pista ciclabile, nel tratto della rotatoria di svincolo è stato previsto attraverso un muro a sbalzo su micropali di larghezza 4,50m. Il muro ha uno sviluppo circolare tale che la dimensione longitudinale esterna è di circa 31m, mentre quella interna è di circa 24m. Si tratta di un solettone di spessore variabile dal tratto a sbalzo in cui misura 60 cm, per poi aumentare ad 1,30m ed infine si riduce ad 1m, in modo da permettere la realizzazione della pavimentazione stradale. All'interno della struttura sono previsti dei pozzetti idraulici (ogni 12m circa) e delle tubature per la raccolta delle acque di piattaforma, mentre nel tratto a sbalzo è previsto l'inserimento di un cavedio (90mm circa) per il passaggio dei cavi dell' illuminazione.

La struttura in cls, gettata in opera, si fonda su due file di micropali ad interasse 1,50m, aventi diametro ϕ300, armatura ϕ219 di spessore 12mm. I micropali hanno lunghezza 12m, ma quelli appartenenti alla fila più prossima allo sbalzo hanno passo 1m, mentre quelli della fila posteriore passo 2m.

5.1 METODO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo del solettone a sbalzo su micropali è agli stati limite. Le verifiche essenzialmente strutturali si basano sulla definizione delle caratteristiche della sollecitazione e le verifiche nelle sezioni più significative. Infine si valutano le sollecitazioni nei micropali e le conseguenti verifiche geotecniche. Si eseguono le verifiche allo stato limite di fessurazione. Lo schema di calcolo è un semplice modello isostatico con il quale è possibile ricavare le caratteristiche della sollecitazione nella struttura ed anche le sollecitazioni nei pali.

Il funzionamento dell'opera si basa sul meccanismo in cui il solettone ha la funzione di contrappeso rispetto al ribaltamento.

Le azioni a cui è soggetta la struttura sono quelle permanenti: peso proprio, carichi permanenti portati (peso della sovrastruttura, del parapetto, ecc.); inoltre sono da considerare le azioni accidentali previsti per i ponti stradali dalla normativa: peso del mezzo convenzionale q1 e q2, folla sui marciapiedi, urto del veicolo in svio e le azioni sismiche.

Tutte le azioni devono essere combinate secondo le indicazioni fornite dalla normativa, riportate nella Tabella 5-1.

	g_1	g_2	$\square_1$	q_1	q_2	q_6	q_8
U I '	1.4	1.4	0.85	0	0	1.5	0
U I "	1.4	1.4	1.2	0	0	1.5	0
U II UIII U IV '	1.4	1.4	0.85	1.5	1.5	0	1.5
U II UIII U IV "	1.4	1.4	1.2	1.5	1.5	0	1.5

Tabella 5-1– stato limite ultimo

Per la fessurazione, i coefficienti sono:

	g1	g2	□1	q1	q6	q8
QP	1	1	1	0.2	0	0
FR	1	1	1	0.7	0	0

Per le verifiche di micropali si può fare ricorso a metodi empirici come quello proposto da Bustamante e Doix.

5.1.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Si riporta di seguito la sezione tipo dell'opera, le cui dimensioni sono:

- Lunghezza del solettone: 4,5m;
- Lunghezza dello sbalzo: 2,0m;
- Altezza del solettone di fondazione: 1,30m - 0,70m (var.)
- Spessori minimo e massimo dello sbalzo: 0,60m - 0,70m
- Distanza dei micropali dal filo del solettone: 0,50m;
- Interassi dei micropali: 1,50m;
- Larghezza e spessore marciapiede 0,50m e 0,20m.

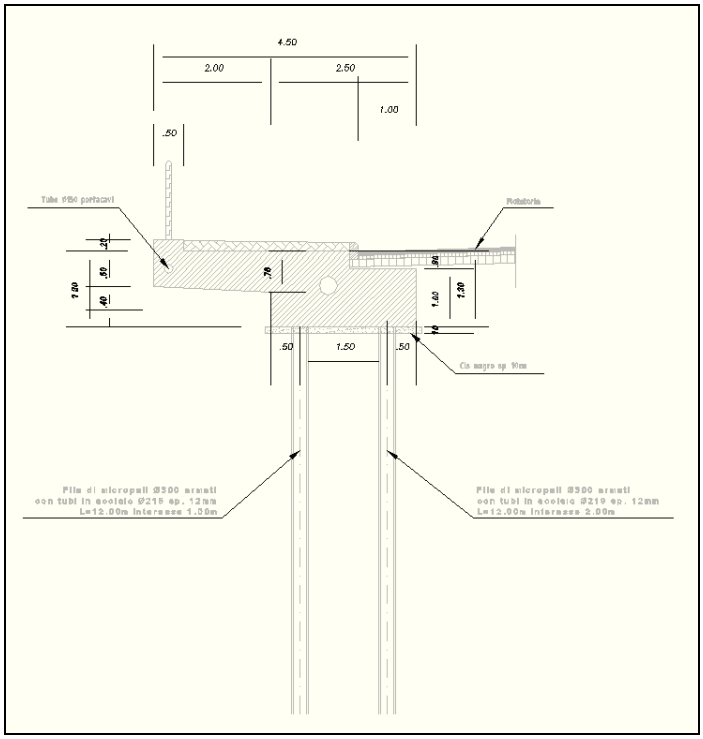


Figura 5-1– sezione tipo

Nella sezione si osserva che il tratto a sbalzo, occupato dalla pista ciclabile prevede la realizzazione del parapetto verso l'arenile e la presenza di un cordolo in cls, che separa la pista dalla sede stradale. Una parte del solettone, circa 1m, sarà realizzato al di sotto della banchina.

Il calcolo del solettone allegato alla presente Relazione fa riferimento ad uno spessore interno di 0,80m, riducendo, a favore di sicurezza, lo spessore variabile da 1,30m a 0,6m, con un valore medio.

5.1.2 AZIONI PERMANENTI

Si considerano come carichi permanenti, i pesi propri dovuti dalla pavimentazione stradale e della pista ciclabile, dal marciapiede e dal parapetto.

Si è assunto il peso unitario del cls pari a γ= 25.0 kN/m^3.

5.1.3 AZIONI ACCIDENTALI

Per i carichi accidentali verticali, i carichi Q1 di normativa, si considerano due schemi di carico che corrispondono allo schema 1 e allo schema 2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni. Il carico dello schema 1 è costituito da due assi distanti 1.2 m disposti su più corsie (Figura 5 - 5-2). La ricerca dei massimi di sollecitazione avviene disponendo le varie corsie di carico secondo lo schema più gravoso per le strutture rispettando la dimensione delle corsie di carico. Il carico inserito è quello del singolo asse e di ciascuna corsia caricata.

Lo schema 2 di carico è costituito da una o due impronte disposte nella maniera più gravosa (Figura 5-3). Il carico considerato è quello della singola impronta di carico.

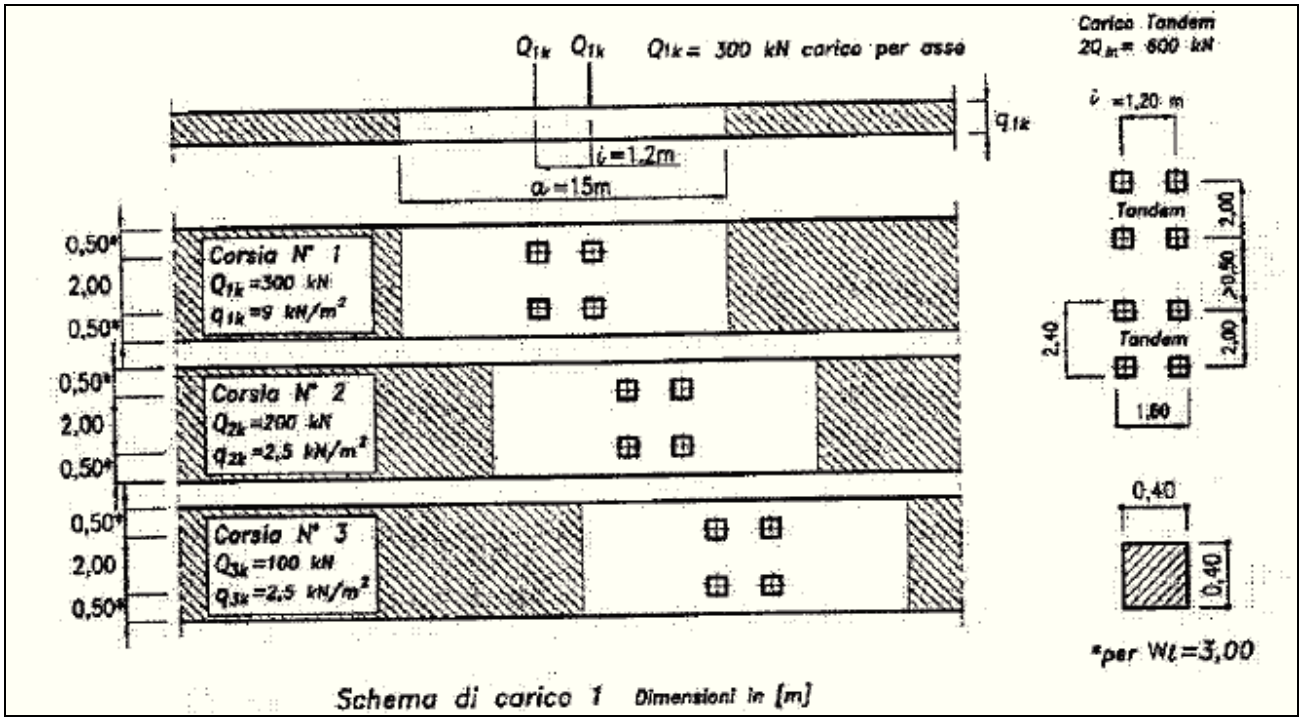


Figura 5 - 5-2: **schema di carico 1**

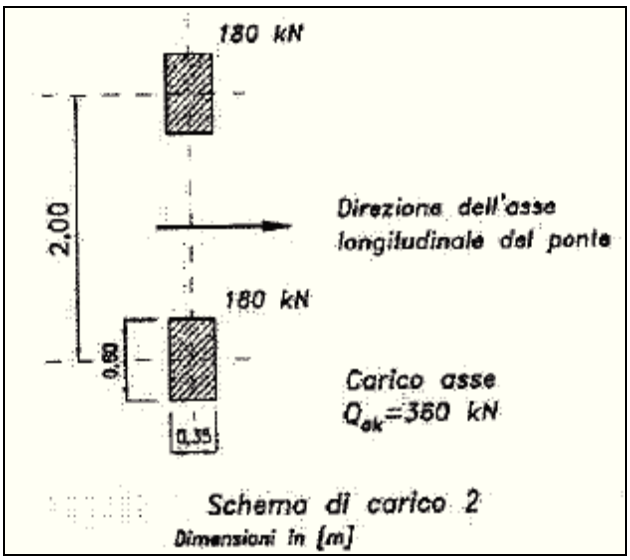


Figura 5-3 – schema di carico 2

In aggiunta, come carichi accidentali, è previsto il carico della folla sul marciapiede (posto pari a 4 kN/m^2 dalle Norme Tecniche per le Costruzioni).

Il carico accidentale è ripartito su di una fascia collaborante di 1m.

In questo caso non vengono inserite le azioni dovute all'urto del veicolo in svio poiché nella sezione non è prevista la presenza di un guard- rail.

5.1.4 SISMA

Per quanto riguarda le azioni sismiche, si rimanda a quanto riportato nella Relazione Geotecnica e Sismica allegata al progetto. I coefficienti sismici orizzontale e verticale sono così definiti:

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

$k_v = 0{,}5 \, k_h$

Si sintetizzano le grandezze utilizzate, che sono:

- $\beta m = 0{,}18$ (coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima al sito, tab. 7.11.II delle NTC 2008);
- accelerazione sismica $a_{max} = a_g/g = 0.06$
- categoria di suolo: E per cui $S_S = 1{,}6$
- categoria topografica $S_T = 1$

Quindi si ricava:

$k_h = 0{,}017$

$k_v = 0{,}0085$

5.2 VERIFICHE SEZIONI

Le verifiche sono state svolte facendo riferimento ad un programma su foglio excel. Il programma calcola le sollecitazioni nelle sezioni riportate in Figura 5-4.

.Le sollecitazioni dovute ai carichi accidentali sono ottenute disponendo gli assi nella configurazione più gravosa. Per la sezione b viene ricercata la disposizione dei carichi, che determina la massima sollecitazione considerando sezioni intervallate di 1/30 della distanza tra i due allineamenti di micropali.

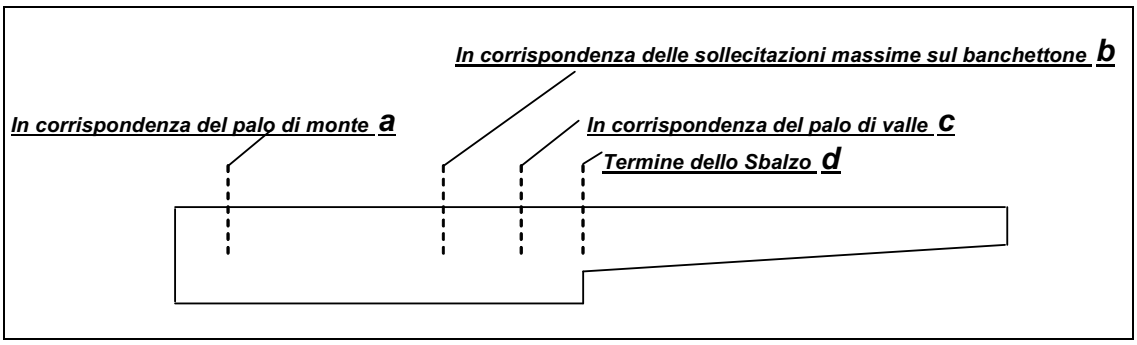


Figura 5-4 – Sezioni di verifica

Definiti i coefficienti di combinazione, i materiali utilizzati e le armature, il programma calcola le caratteristiche della sollecitazione ed effettua le verifiche allo stato limite ultimo e a fessurazione.

Per i micropali sono forniti, per le combinazioni di carico previste, le sollecitazioni massime ripartite tra la componente fissa e variabile. Le verifiche della capacità portante allo stato limite ultimo secondo la normative, comportano che l'azione di progetto applicata al palo deve esprimersi come:

$$F_{cd} = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

in cui:

G e Q sono rispettivamente le azioni caratteristiche permanenti e temporanee variabili;

γ_G e γ_Q sono i coefficienti parziali moltiplicatori dei carichi (che secondo le NTC2008 per la condizione di progetto "A2", riportano γ_G=1.0 e γ_Q=1.3).

5.2.1 Risultati delle verifiche strutturali

La verifica a flessione viene eseguita verificando che il momento flettente di calcolo M_{Ed} rispetti la seguente condizione:

$$M_{Ed} < M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd}$$

Nella Tabella che segue sono riassunte le sollecitazioni massime di calcolo per ciascuna combinazione assunta

Sezione di verifica	M_{max} [kNm]	N_{max} [kN]	H [cm]	Af [cm^2]	A'f [cm^2]	Mu [kNm]
a-a	-64.20	0.00	0.80	22.62 [5ϕ24]	19.01 [5ϕ22]	638.73
b-b	73.07	-0.65	0.80	19.01	22.62	539.44
c-c	-619.76	-1.95	0.80	22.62	19.01	638.04
d-d	-433.23	-1.95	0.70	22.62	19.01	549.66

Se il taglio di calcolo V_{Ed} associato al momento flettente di calcolo M_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio Vc,Rd (ovvero $V_{Ed} \leq 0.5Vc,Rd$) si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione

La verifica a taglio viene eseguita verificando che il taglio di calcolo V_{Ed} rispetti la seguente condizione:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd}$$

Nella Tabella che segue sono riassunte le sollecitazioni massime di calcolo per ciascuna combinazione assunta.

Sezione di verifica	V_{Ed} [kN]	h [m]	V_{rd} [kN]	αstaffe [mm]	I orizz. [cm]	I vert. [cm]	V_{Rsd} [kN]
a-a	316.80	0.80	290.57	10	20	20	1296.55
c-c	381.27	0.80	290.29	10	20	20	1296.55
d-d	364.47	0.70	270.53	10	20	20	1123.67

Per quanto riguarda la verifica alla fessurazione, si analizza che per gli stati di sollecitazione previsti, l'apertura delle fessure, dovrà essere compatibile con un valore ammissibile:

$$w_d=1,7\ w_m,$$

valore indicato dalle Norme Tecniche, e funzione delle condizioni ambientali e del tipo di armatura.

Nel caso in esame, si prevedono condizioni ambientali aggressive, e l'impiego di armatura poco sensibile (armatura ordinaria).

Quindi in base a quanto riportato nelle NTC2008, al paragrafo 4.1.2.2.4.5, viene effettuata la verifica adottando le classiche espressioni di letteratura per

$$w_m=\varepsilon_{sm} * s_{rm}$$

La verifica risulta soddisfatta, come indicato nelle verifiche di seguito riportate.

Sezione di verifica	cond	M [kNm]	N [kN]	h [m]	s_{media} [cm]	s<14ϕ [-]	w_k [mm]	w_{amm} [mm]	VER [-]
a-a	QP	-11.00	0.00	0.8	20.0	OK	0.008	0.2	OK
	FR	-31.00	0.00	0.8		OK	0.022	0.4	OK
b-b	QP	-2.18	0.00	0.8	20.0	OK	0.002	0.2	OK
	FR	26.88	0.00	0.8	20.0	OK	0.023	0.4	OK
c-c	QP	-139.97	0.00	0.8	20.0	OK	0.098	0.2	OK
	FR	-312.22	0.00	0.8	20.0	OK	0.219	0.4	OK
d-d	QP	-94.82	0.00	0.7	20.0	OK	0.073	0.2	OK
	FR	-216.57	0.00	0.7	20.0	OK	0.166	0.4	OK

6. VERIFICADEI MICROPALI DI FONDAZIONE

6.1 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MICROPALI

Per il calcolo della capacità portante di un micropalo, deve essere valutato:

- Il carico limite dei micropali iniettati a pressione (semplice e/o ripetute) utilizzando il metodo di Bustamante e Doix (1985);
- la capacità portante per instabilità dell'equilibrio elastico (Timoshenko, 1961);
- la verifica alle forze orizzontali e verifica strutturale della sezione costituente il micropalo;
- Inoltre, per garantire la funzionalità della struttura al di sopra del gruppo di micropali, dovrà essere valutato l'entità del cedimento sotto il carico di esercizio.

Per le due tipologie di iniezione, Bustamante e Doix forniscono un coefficiente (α), maggiorativo del diametro di perforazione adottato, che è possibile ricavare in funzione della litologia e della tecnologia di iniezione adottata, attraverso abachi forniti dagli stessi autori.

Così operando, è possibile ottenere il valore del diametro da porre a base dei calcoli, attraverso l'espressione ds = α*d, in cui d è il diametro della perforazione.

Il valore della resistenza tangenziale all'interfaccia τsd da introdurre nei calcoli è ricavabile a partire dal valore medio della resistenza a rottura s determinabile a partire dagli abachi di Bustamante e Doix, (1985).

6.1.1 Carico limite alle forze verticali

Il carico limite a forze verticali, si può quindi esprimere attraverso la relazione:

$$Q\lim = P + S$$

dove:

-*P*: carico limite alla punta

-*S*: carico limite laterale

Per quanto riguarda il carico limite laterale S, è ricavato attraverso l'espressione:

$$S = \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s$$

dove:

Ls : lunghezza del bulbo di fondazione;

ds : diametro maggiorato per effetto della tecnologia;

s : resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno;

Il carico limite alla punta P, determinato in funzione di quella laterale e stimato pari al 10-15% del carico limite laterale S.

Per dimostrare che la fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

in cui: $F_{c,d}$ è il carico assiale di progetto, $R_{c,d}$ è la capacità portante di progetto allo stato limite ultimo del micropalo per carichi assiali.

L'azione di progetto (N= Fc,d) applicata al micropalo può esprimersi come:

$$F_{c,d} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q$$

in cui: G_1, G_2 e Q sono rispettivamente le azioni caratteristiche permanenti strutturali, permanenti non strutturali e temporanee variabili. I coefficienti parziali moltiplicatori dei carichi relativi alla combinazione di carico considerata si ricavano dalla seguente tabella.

CARICHI	**EFFETTO**	**Coefficiente parziale γ_F**	**EQU**	**A1 STR**	**A2 GEO**
Permanenti strutturali G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali G_2	Favorevole	γ_{G2}	0	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili Q	Favorevole	γ_Q	0	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 6-1

Il carico limite di progetto Rcd è ricavato come:

$$R_{cd} = R_{sd}$$

in cui R_{sd} è la resistenza laterale di progetto.

Quest'ultima può essere calcolata con l'espressione:

$$R_{sd} = \pi \cdot ds \cdot Ls \cdot \tau_{sd}$$

in cui:

-ds è il diametro della perforazione;

-τ_{sd} è il valore di progetto della tensione di adesione malta-terreno;

-Ls è la lunghezza di ancoraggio.

I valori delle resistenze di progetto sono ricavati dai valori caratteristici, τsk, tramite il coefficiente parziale γs; per quest'ultimo si può fare riferimento al valore proposto per i pali, riportato nella **Tabella 5-1**:

$$\tau_{sd} = \tau_{sk} / \gamma_s$$

Resistenza	γs	R1	R2	R3
Laterale in compressione	γ_s	1.0	1.45	1.15
Laterale in trazione	γ_{st}	1.0	1.6	1.25

Tabella 6-2

Il valore caratteristico della resistenza laterale deve essere determinato come:

$$\tau_{sk} = \text{Min}\left\{\frac{\tau_{s,media}}{\xi_3}; \frac{\tau_{s,minima}}{\xi_4}\right\}$$

In cui i valori ξ_3 e ξ_4 sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate n come riportato nella tab 5.

ν	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 6-3

Per quel che riguarda i parametri di resistenza medi da introdurre nel calcolo, possono essere assunti gli stessi valori utilizzati nella progettazione tradizionale con i coefficienti globali di sicurezza.

Ai fini geotecnici per le calcolazioni di verifica della lunghezza dei micropali, in ragione della situazione stratigrafica riscontrata, è stato definito, uno schema geotecnico di calcolo semplificato, a due strati.

Tale schema semplificato, può essere individuato come costituito da uno strato superficiale a grana fine e finissima (limi argillosi e argille limose) di spessore variabile, collocato su un livello roccioso considerato di spessore indefinito.

Strati [m]	Descrizione
0-8.0	Sabbia
8.0-12.0	Ammasso Roccioso di Base

I parametri geotecnici utilizzati nei calcoli di verifica, sono stati assunti pari a:

Strati	γ [kN/m^3]	c' [kPa]	φ' [°]	E [MPa]	τ_{lim} [MPa]
Sabbia	19	0	35	50	0.15
Amm. Roccioso	25	110	53	800	0.40

Dove:

γ peso di volume

c' coesione

φ' angolo di attrito

E modulo elastico

τ_{lim} tensione di adesione per il calcolo dei tiranti passivi e dei micropali

Dai calcoli strutturali, si sono ricavati i valori dei massimi sforzi sui pali, nelle condizioni più gravose, nelle ipotesi di zattera infinitamente rigida, pali ugualmente deformabili e reazione puntuale di ciascun palo.

Nel caso di impiego di un micropalo del diametro D = 300 mm, il valore del carico massimo agente è pari a:

F_{cd} = 807.43 kN.

F_{cd} = -620.85 kN (trazione)

Tenendo conto che i micropali dovranno essere intestati per almeno 4,0 m nel substrato roccioso, identificato come lo strato di base, fornisce un valore del carico limite di progetto (Rcd) pari a:

R_{cd} = 1582,90 kN

R_{cd} = 1247,40 kN (trazione)

ϕ [mm]	s_p [mm]	A [cm^2]	D_{pl} [mm]	L [m]	Ls [m]	F_{cd} [kN]	R_{cd} [kN]
219.1	12.0	78.07	300	12	4	807.43	1582,90
219.1	12.0	78.07	300	12	4	-620.85	1247,40
	ϕ = diametro esterno del tubo s_p = spessore del tubo A = area del tubo D_{pl} = diametro di perforazione L = lunghezza micropalo Ls = lunghezza bulbo di fondazione F_{cd} = carico massimo agente R_{cd} = carico limite di progetto						

Quindi si verifica che Fcd $\leq$ Rcd, che dimostra come la fondazione sia in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza.

I calcoli sono riporti in dettaglio nell'apposito allegato.

6.1.2 Verifica dei micropali alle forze orizzontali – condizione limite

Il comportamento del palo singolo sottoposto a forze orizzontali è stato analizzato con il metodo di Broms.

Con tale metodo si assume che il comportamento dell'interfaccia palo/terreno sia di tipo rigido–perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume inoltre che la forma della sezione del palo sia ininfluente, e che il valore della pressione p sia determinato solo dalla dimensione d della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità (fig. 4) con legge:

$$p = 3\, k_p\, \gamma\, z\, d$$

in cui k_p è il coefficiente di spinta passiva;

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati in Figura 5-1 relativamente al caso di palo "corto", "intermedio" e "lungo", insieme alle distribuzioni delle reazioni del terreno.

I pali "corti" sono quelli in cui il carico limite dipende esclusivamente dalla resistenza del terreno, mentre il carico limite dei pali "intermedi" e "lunghi" dipende principalmente dal momento di plasticizzazione del palo stesso.

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a My, è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura, attraverso le espressioni:

condizioni drenate

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	$H = k_p \gamma d^3 \sqrt{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$

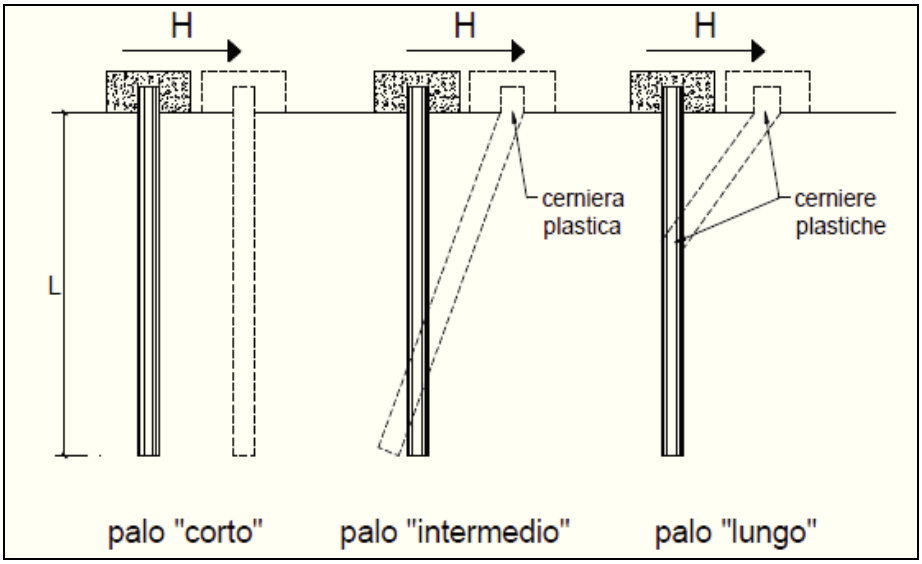


Figura 6-1:*Schemi di rottura metodo di Broms*

Nel caso di calcolo agli stati limite il coefficiente FS è da intendersi come rapporto tra la capacità portante di progetto Rtrd e l'azione di progetto agente Ftrd. In tal caso dovendosi verificare:

$$F_{trd} \leq R_{trd},$$

il valore di FS deve essere fissato pari a 1.

Per la determinazione del valore di progetto, della resistenza dei pali alle forze orizzontali, valgono le indicazioni del capitolo precedente, applicando i coefficienti parziali γ_T della Tabella 6-2.

I valori delle forze di taglio utilizzati nelle verifiche sono stati estratti dalle analisi strutturali per la condizione ritenuta più gravosa.

Si è fatto riferimento ad uno schema di terreno omogeneo, caratterizzato da un valore di $\varphi' = 35°$, relativo alla sabbia che costituisce lo strato più superficiali del sottosuolo interessato dalle sollecitazioni di taglio.

Nell'ipotesi che l'armatura del micropalo è costituita da un tubo di armatura ∅ = 219 mm e s = 12.0 mm, è possibile ricavare un momento di plasticizzazione pari a:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd}$$

Nel caso di calcolo agli stati limite il coefficiente FS è da intendersi come rapporto tra la capacità portante di progetto R_{trd} e l'azione di progetto agente F_{trd}.

La capacità portante di progetto, è pari a:

ϕ [mm]	**s_p [mm]**	**A [cm^2]**	**W_{el} [cm^3]**	**W_{pl} [cm^3]**	**f_{yd} [MPa]**	**$M_{c,Rd}$ [kNm]**	**F_{trd} [kN]**	**R_{trd} [kN]**
219.10	12	78.07	383.376	534.2	338	178.5	69.27	95.91

ϕ = diametro esterno del tubo
s_p = spessore del tubo
A = area del tubo
W_{el} = modulo di resistenza elastica della sezione
W_{pl} = modulo di resistenza plastica della sezione
f_{yd}= tensione di progetto dell'acciaio
Mc,Rd = momento di plasticizzazione della sezione
F_{trd} = azione di progetto
R_{trd} = capacità portante di progetto

Quindi si verifica che Ftrd ≤ Rtrd, che dimostra come la fondazione sia in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza.

I calcoli sono riportati in dettaglio nell'apposito allegato.

6.1.3 Verifica dei micropali al carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico

Per quanto riguarda il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo, questo può essere espresso attraverso la relazione:

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5}$$

in cui β=k·D, viene ad esprimere la reazione laterale per unità di lunghezza e spostamento, con k = 20 MN/m^2.

Il valore del coefficiente di sicurezza, viene assunto per questa tipologia di fenomenologia pari a:

$$\eta = P_k/F_{trd}$$

ϕ [mm	s_p [mm]	A [cm^2]	W_{el} [cm^3]	J_{arm} [cm^4[	f_{yd} [MPa]	E_{arm} [kNm]	F_{trd} [kN]	P_k [kN]
219.10	12	78.07	383.376	420	338	210000	897.43	12433.53

ϕ = diametro esterno del tubo

s_p = spessore del tubo

A = area del tubo

W_{el} = modulo di resistenza elastica della sezione

J_{arm} = momento di inerzia della sezione

f_{yd}= tensione di progetto dell'acciaio

E_{arm} = modulo di elasticità dell'armatura

F_{trd} = azione di progetto

P_k= capacità portante di progetto

Nel nostro caso si ha η = 13,85.

I calcoli sono riporti in dettaglio nell'apposito allegato.

6.1.4 Verifica dei micropali alle forze orizzontali – condizione di esercizio

La verifica alle forze orizzontali del micropalo in condizioni di esercizio, viene svolta considerando il valore del momento agente in testa, ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare:

$$M=T/(2\cdot\beta)$$

con

$\beta = (k\cdot D/4\cdot E_{arm}\cdot J_{arm})^{1/4}$

Con tale schema, è possibile definire le sollecitazioni flettenti (M) e taglianti (T) agenti sul micropalo, che insieme al carico assiale N, sono necessarie per procedere alle verifiche strutturali riportate in seguito.

Per tali sollecitazioni flettenti (M) e taglianti (T) avremo:

ϕ [mm]	s_p [mm]	A [cm^2]	W_{el} [cm^3]	J_{arm} [cm^4]	f_{yd} [MPa]	E_{arm} [kNm]	M [kN]	T [kN]
219.10	12	78.07	383.376	420	338	210000	70.11	90.05

ϕ = diametro esterno del tubo

s_p = spessore del tubo

A = area del tubo

W_{el} = modulo di resistenza elastica della sezione

J_{arm} = momento di inerzia della sezione

f_{yd}= tensione di progetto dell'acciaio

E_{arm} = modulo di elasticità dell'armatura

M=momento agente

T=taglio agente

I calcoli sono riporti in dettaglio nell'apposito allegato.

6.1.5 Calcolo dei cedimenti

Per il calcolo del cedimento micropalo, questo viene svolto dividendo la sua lunghezza in due parti, quella libera che riguarda la parte di terreno più superficiale e più deformabile e quella utile, che individua il tratto di micropalo ammorsato nello strato di terreno più profondo e più resistente.

Facendo riferimento alla formula proposta da Poulos e Davis (1981) si ha:

$$\delta = \beta \cdot P_{max}/E \cdot L_u$$

in cui:

-$\beta = 0{,}5+\text{Log}(L_{utile}/D)$; è il coefficiente di forma;

-Pmax è il carico massimo a cui è sottoposto il micropalo;

-E: è il modulo di deformazione dello strato di terreno in cui è ammorsato il micropalo (nel caso in cui sono presenti più strati, si ipotizza un unico strato omogeneizzato).

-Lu è la lunghezza utile.

In questo caso avremo:

$\delta = \beta * Pag/E * Lu$

dove:

β= coeff. di influenza adimensionale funzione di L/D;

Pag = carico massimo agente sul palo;

E = modulo di deformabilità del terreno;

Lu = lunghezza utile del palo.

I risultati delle analisi svolte sono riassunte nella seguente tabella.

ϕ [mm]	s_p [mm]	A [cm^2]	D_p [mm]	L [m]	L_u [m]	P_{ag} [kN]	β [-]	E [MPa]	δ [mm]
219.10	12.0	78.07	300	12	4	897.43	1.62	800	0.46

ϕ = diametro esterno del tubo
s_p = spessore del tubo
A = area del tubo
D_{pl} = diametro di perforazione
L = lunghezza micropalo
L_u = lunghezza bulbo di fondazione
E = modulo di deformabilità del terreno
β= coeff. di influenza adimensionale funzione di L/D
P_{ag} = carico massimo agente
δ = cedimento del micropalo

Cedimento che si ritiene compatibile con la funzionalità delle opere in progetto.

6.2 VERIFICA STRUTTURALE DEI MICROPALI

Per i tubi di armatura dei micropali è previsto l'impiego di acciaio S 355 J2 per i quali la tensione di snervamento è pari a:

f_{yk} = 355.0 MPa

Le verifiche strutturali sono condotte agli Stati Limite Ultimi (SLU).

La tensione di progetto f_{yd} è pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{355.0}{1.05} = 338.1 MPa$$

con γ_M coefficiente di sicurezza sul materiale allo SLU.

Nelle verifiche strutturali dei micropali si è considerata reagente la sola armatura del micropalo, in modo da poter determinare:

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

e

$$\tau = 2 \cdot T/Aarm$$

Con tali sollecitazioni è possibile ricavare la tensione ideale (o equivalente) del criterio di rottura di Von Mises:

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3*\tau^2)^{0,5}$$

che deve risultare:

$\sigma_{id} < f_{yd}$

f_{yd} ricavata in funzione della tipologia dell'acciaio fornita dalla Normativa vigente.

Le caratteristiche geometriche e di resistenza dei profilati tubolari di armatura in acciaio sono riportate nella Tabella che segue.

ϕ [mm]	**s_p [mm]**	**A [cm^2]**	**W_{el} [cm^3]**	**W_{pl} [cm^3]**	**J [cm^4]**	**E [MPa]**
219.10	12.0	78.07	383.376	534.2	420	210000

ϕ = diametro esterno del tubo
s_p = spessore del tubo
A = area del tubo
W_{el} = modulo di resistenza elastica della sezione
W_{pl} = modulo di resistenza plastica della sezione
J = momento di inerzia della sezione
E = modulo di elasticità dell'acciaio

Nell'ipotesi che l'armatura del palo è pari ad tubolare ∅ 219.10 spessore s = 12.0 mm, , si riporta la verifica a flessione e taglio del palo ∅ 300 mm, effettuate considerando la sola armatura tubolare, per la sollecitazioni più gravose determinate in precedenza.

Tali verifiche agli SLU si sono rivelate compatibili con il momento resistente delle sezioni impiegate

ϕ [mm]	**s_p [mm]**	**A [cm^2]**	**W_{el} [cm^3]**	**V_{Ed} [kN]**	**M_{Ed} [kNm]**	**N_{Ed} [kN]**	**σ_{id} [MPa]**	**f_{yd} [MPa]**
219.10	12.0	78.07	219.10	90.05	70.11	897.43	300.50	338,1

ϕ = diametro esterno del tubo
s_p = spessore del tubo
A = area del tubo
M_{Ed} = Momento Flettente di calcolo
V_{Ed} = Taglio di calcolo
N_{Ed} = Sforzo Normale di calcolo
σ_{td}= tensione ideale nel tubolare di acciaio
f_{yd}= tensione di progetto dell'acciaio

$\sigma_{id} < f_{yd}$

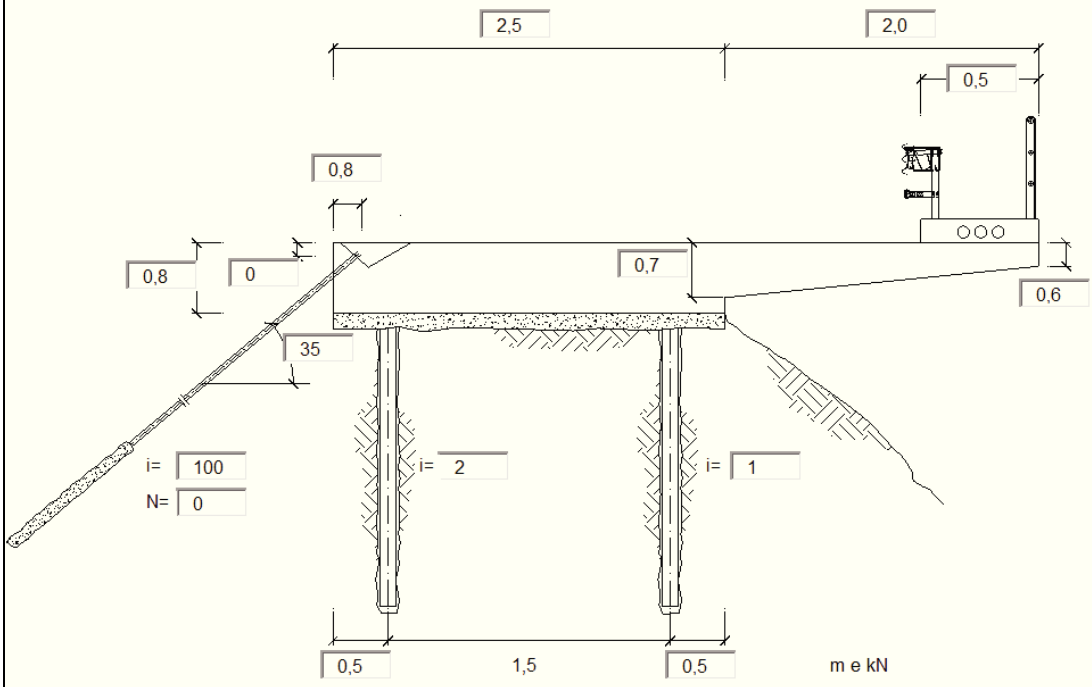
I calcoli sono riportati in dettaglio nell'apposito allegato.

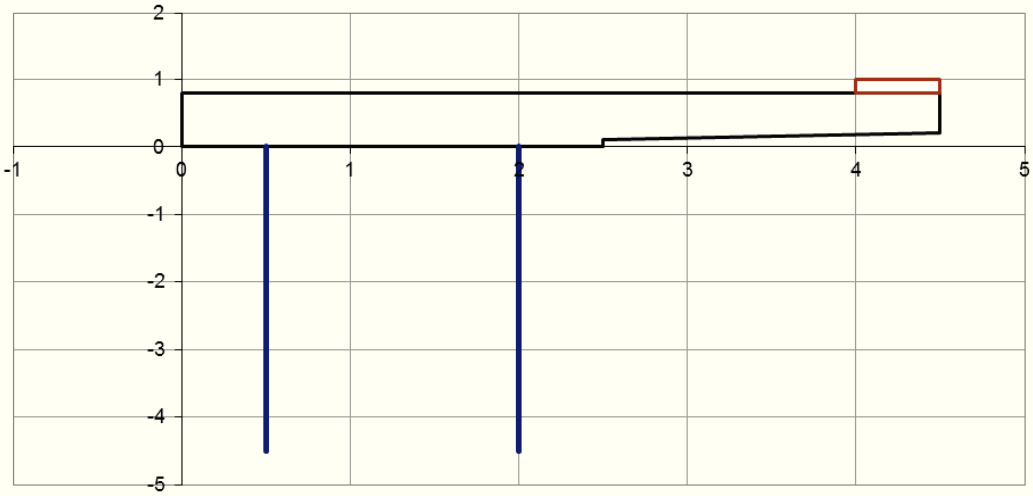
7. ALLEGATO 1

7.1 VERIFICA MURO A SBALZO

Sbalzo su Strada

Opera: Muro Rotatoria





Analisi dei Carichi

Carichi Accidentali

Schema di carico 1

			Carico per asse (kN)			Carico distribuito (kN/m^2)	
Impronta di carico	0,30	(m)	1° corsia	Q_{1k}	300,0	q_{1k}	9,0
n° corsie caricate	1		2° corsia	Q_{2k}	0,0	q_{2k}	2,5
Larghezza corsie	3	(m)	3° corsia	Q_{3k}	0,0	q_{3k}	0,0

Schema di carico 2

Impronta di carico	0,60	(m)	Carico impronta	Q_1	200,0	(kN)
Fascia collaborante	1,00	(m)	ϕ (Incremento Dinamico)		1,00	(-)

h_{Fsvio} (Quota di App. Forza veicolo in svio)	=	0,00	(m)
Fsvio (Forza veicolo in svio)	=	0,00	(kN)
Msvio (Momento sul Montante dovuto al Veicolo in svio)	=	0,00	(kN m)
hpar (Altezza Parapetto)	=	1,10	(m)
Fpar (Forza agente sul Parapetto)	=	1,30	(kN)
Mpar (Momento sul Montante dovuto alla Spinta sul Parapetto)	=	1,82	(kN m)
Folla (Carico da folla sul Marciapiede)	=	4,0	(kN/m^2)
Pfolla (Carico Concentrato risultante folla sul marciapiede)	=	2,0	(kN)
Fs (Azione Orizzontale Supplementare Agente sulla Barriera Strad.)	=	0,00	(kN)
hFs (Braccio Azione Orizzontale Suppl. Agente sulla Barriera Strad.)	=	0,00	(m)
MFs (Momento della Forza Fs)	=	0,00	(kN m)
Fba (Azione Orizzontale Supplementare Agente sul parapetto)	=	0,00	(kN)
hba (Braccio Azione Orizzontale Suppl. Agente sul parapetto)	=	0,00	(m)
MFba (Momento della Forza Fba)	=	0,00	(kN m)

Sisma

kh (coefficiente sismico orizzontale)	=	0,02	(-)
kv (coefficiente sismico verticale)	=	0,01	(-)

Carichi Permanenti

Peso della Struttura

γcls (Peso di Unità di Volume del Calcestruzzo Armato)	=	25,00	(kN/m^3)
Peso Proprio Zattera	=	50,00	(kN)
Peso Proprio Sbalzo (porzione rettangolare)	=	30,00	(kN)
Peso Proprio Sbalzo (porzione triangolare)	=	2,50	(kN)
Peso Proprio Sbalzo	=	32,50	(kN)

Peso della Barriera Stradale e di altri elementi ivi presenti

Nbarrstrad (Peso della Barriera Stradale)	=	0,00	(kN)
Nss (Peso di Ulteriori Elementi gravanti sulla Barriera Stradale)	=	0,00	(kN)
Ns (Peso Totale (Nbarrstrad + Nss))	=	**0,00**	**(kN)**

Peso del Parapetto e di altri elementi ivi presenti

Npar (Peso del Parapetto)	=	2,00	(kN)
Nbas (Peso di Ulteriori Elementi gravanti sul Parapetto)	=	0,00	(kN)
Nba (Peso Totale (Npar + Nbas))	=	**2,00**	**(kN)**

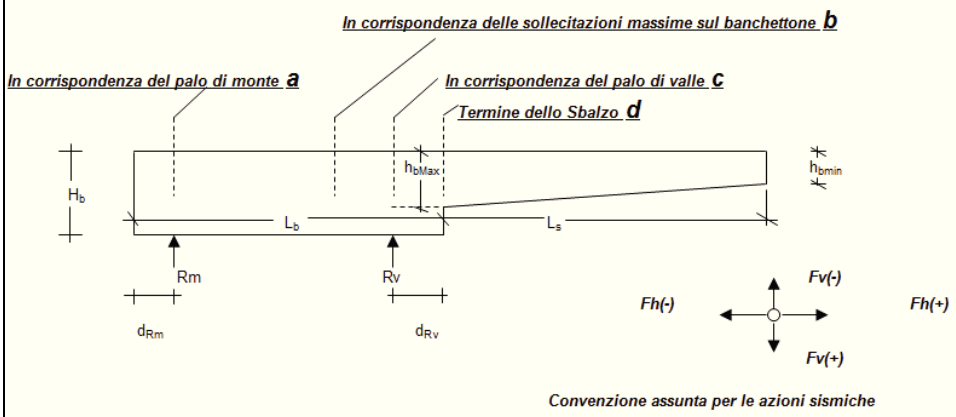
Peso proprio pavimentazione

Impermeabilizzazione	=	1,00	(kN/m^2)
Massetto (Spessore medio)	=	1,00	(kN/m^2)
Binder	=	1,00	(kN/m^2)
Usura	=	1,00	(kN/m^2)
P_{pp} (Peso della Pavimentazione)	=	**4,00**	**(kN/m)**

Peso proprio marciapiede

Peso Proprio Pavimentato di finitura	=	1,20	(kN/m^2)
Massetto (Spessore medio)	=	1,00	(kN/m^2)
Altezza Marciapiede	=	0,20	(m)
Numero di eventuali tubi per cavetterie	=	1	(-)
Diametro tubi per cavetterie	=	0,10	(m)
Ppm (Peso Proprio Marciapiede)	=	**3,40**	**(kN)**

Sezioni di Calcolo delle Sollecitazioni



Convenzione assunta per le azioni sismiche

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

C32/40

fck	32	(MPa)
Rck	40	(MPa)
γm,c	1,5	
α_{cc}	0,85	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck}/\gamma c$	18,13	(MPa)

Acciaio

B450C

fyk	450	(MPa)
γs	1,15	
fyd = fyk /γs	391,30	(MPa)
Es	206000	(MPa)
ε_{ys}	0,19%	
ε_{ud}	10,00%	

Copriferro

c 5,00 (cm)

Valore limite di apertura delle fessure

QP		FR	
0,2	mm	0,4	mm

*Resistenza a trazione media (fctm = 0.30*fck $^{2/3}$)*

fctm = 3,02 (MPa)

Coefficiente parziale resistenza a trazione (γm,c)

γm,**c =** 1,5

Resistenza a trazione di calcolo (fctk= 0.7 fctm / γm,c)

fctd = 1,41 (MPa)

Coefficienti utilizzati nella verifica a fessurazione

Coeff. che caratterizza l'aderenza:

k2 = 0,4 (-)

Coeff. che tiene conto del diagramma delle tensioni:

k3 = 0,125 (-)

Coeff. rappresentativo aderenza:

β1 = 1 (-)

Coeff. durata carichi:

β2 = 0,5 (-)

Tensione massima nel calcestruzzo

Combinazione Rara	$\sigma_c \le 0.6\ f_{ck}$ =	19,2	(MPa)
Combinazione Quasi Permanente	$\sigma_c \le 0.45\ f_{ck}$ =	14,4	(MPa)

Tensione massima nell'acciaio

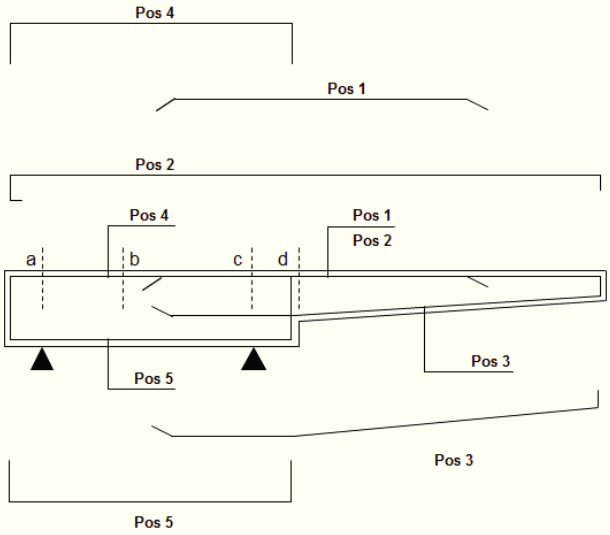
$\sigma_s \le 0.8\ f_{yk}$ = 360,0 (MPa)

Coeff.di omogeneizzazione

n = 15 (-)

SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ
1	0	24
2	5	24
3	5	22
4	0	30
5	5	22

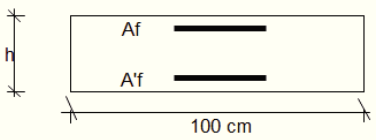
CALCOLA
(ctrl+r)

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Verifiche SLU: combinazioni di carico

	g1	g2	ε1	q1	q6	q8
I	1,4	1,4	0,85	1	1,5	1
II	1,4	1,4	1,2	1	1,5	0
III	1,4	1,4	0,85	1,5	0	1,5
IV	1,4	1,4	1,2	1,5	0	1,5

FLESSIONE	a - a		b - b		c - c		d - d	
	M	N	M	N	M	N	M	N
I	-44,25	-0,41	38,55	51,52	-447,62	-3,23	-311,18	-2,81
II	-44,25	-0,41	39,41	51,95	-445,28	-1,93	-308,90	-1,51
III	-64,20	0,00	73,07	-0,65	-619,76	-1,95	-433,23	-1,95
IV	-64,20	0,00	73,07	-0,65	-619,76	-1,95	-433,23	-1,95



a - a	pos 2-4-5
b - b	pos 2-4-5
c - c	pos 1-2-4-5
d - d	pos 1-2-3

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(kNm)
a - a	-64,20	0,00	0,80	22,62	19,01	638,73
b - b	73,07	-0,65	0,80	19,01	22,62	539,44
c - c	-619,76	-1,95	0,80	22,62	19,01	638,04
d - d	-433,23	-1,95	0,70	22,62	19,01	549,66

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

TAGLIO	a - a		c - c		d - d
	Ts	Td	Ts	Td	T
I	217,02	173,72	224,77	-281,27	-264,26
II	217,02	172,16	223,21	-281,27	-264,26
III	316,80	240,68	291,08	-381,27	-364,47
IV	316,80	240,68	291,08	-381,27	-364,47

Sez.	V_{Ed}	h	V_{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	V_{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(kN)	
a - a	316,80	0,80	290,57	10	20	20	1296,55	**Sezione verificata**
c - c	381,27	0,80	290,29	10	20	20	1296,55	**Sezione verificata**
d - d	364,47	0,70	270,53	10	20	20	1123,67	**Sezione verificata**

VERIFICA A FESSURAZIONE

Verifiche a fessurazione: combinazioni di carico

	g1	g2	ε1	q1	q6	q8
QP	1	1	1	0,2	0	0
FR	1	1	1	0,7	0	0

	a - a		b - b		c - c		d - d	
	M	N	M	N	M	N	M	N
QP	-11,00	0,00	-2,18	0,00	-139,97	0,00	-94,82	0,00
FR	-31,00	0,00	26,88	0,00	-312,22	0,00	-216,57	0,00

Calcolo della distanza media tra le fessure

$Srm = 2(c+s/10)+k1k2\,\phi/\rho r$

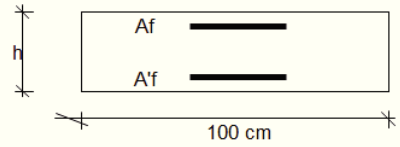
Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon sm = \sigma s/Es(1-\beta 1\,\beta 2(\sigma sr/\sigma s)2)$ $(\geq 0{,}6\,\sigma s/Es)$ $\qquad (\Delta = (1-\beta 1\,\beta 2(\sigma sr/\sigma s)^2))$

Calcolo ampiezza delle fessure

$wm = \varepsilon sm * srm$

$wk = 1{,}7wm$



a - a	pos 2-4-5
b - b	pos 2-4-5
c - c	pos 1-2-4-5
d - d	pos 1-2-3

Sez.	cond	M	N	h	s media	s>14*ϕ	wk	wamm	VER
(-)		(kN m)	(kN)	(m)	(cm)	(-)	(mm)	(mm)	(-)
a - a	QP	-11,00	0,00	0,8	20,0	OK	0,008	0,2	OK
	FR	-31,00	0,00				0,022	0,4	OK
b - b	QP	-2,18	0,00	0,8	20,0	OK	0,002	0,2	OK
	FR	26,88	0,00				0,023	0,4	OK
c - c	QP	-139,97	0,00	0,8	20,0	OK	0,098	0,2	OK
	FR	-312,22	0,00				0,219	0,4	OK
d - d	QP	-94,82	0,00	0,7	20,0	OK	0,073	0,2	OK
	FR	-216,57	0,00				0,166	0,4	OK

(n.b.: M- tende le fibre di estradosso, M+ tende le fibre di intradosso)

VERIFICA STATO LIMITE DI TENSIONE

Verifiche Tensioni: combinazioni di carico

	g1	g2	ε1	q1	q6	q8
Rara	1	1	1	1	0	0
QP	1	1	1	0,5	0	0

	a - a		b - b		c - c		d - d	
	M	N	M	N	M	N	M	N
Rara	-43,00	0,00	48,05	0,00	-415,57	0,00	-289,62	0,00
QP	-23,00	0,00	13,55	0,00	-243,32	0,00	-167,87	0,00

Sez.	cond	M	N	h	σc	σf
(-)		(kN m)	(kN)	(m)	(Mpa)	(Mpa)
a - a	Rara	-43,00	0,00	0,8	0,57	27,45
	QP	-23,00	0,00		0,30	14,68
b - b	Rara	48,05	0,00	0,8	0,66	36,26
	QP	13,55	0,00		0,19	10,22
c - c	Rara	-415,57	0,00	0,8	5,49	265,28
	QP	-243,32	0,00		3,22	155,32
d - d	Rara	-289,62	0,00	0,7	4,79	214,64
	QP	-167,87	0,00		2,78	124,41

AZIONI SUI MICROPALI

combinazioni di carico

	g1	g2	ε1	q1	q6	q8
I	1	1	1	0	1	0
II	1	1	1	1	0	1

Sforzo Normale (kN/m)

	g1	g2	ε1	q1	q6	q8
micropalo di monte	-6,94	-8,44	0,00	186,7	-±0,18	-1,56
				-229,7		
micropalo di valle	89,44	29,84	0,00	591,67	±1,43	1,56

Taglio (kN/m)

	g1	g2	ε1	q1	q6	q8
micropalo di monte	0,00	0,00	0,00	0,0	±34,63	0,43
				0,0		
micropalo di valle	0,00	0,00	0,00	0,00	±69,27	0,87

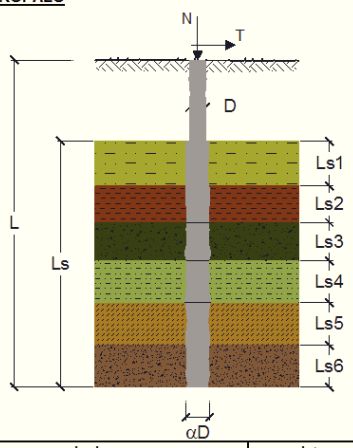
			N perm (kN)	N var (kN)	T (kN)
micropalo di monte	I	N max	-30,77	-0,37	69,27
		N min		0,37	
	II	N max	-30,77	370,21	0,87
		N min		-462,45	
micropalo di valle	I		119,29	1,43	69,27
	II		119,29	593,23	0,87

8. ALLEGATO 2

8.1 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE

CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Muro Rotatoria - Micropalo Valle



DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	126,23	593,23	897,43
T (kN)	0,00	69,27	90,05

coefficienti parziali – Metodo di calcolo			azioni: permanenti γ_G	azioni: variabili γ_Q	resistenza laterale γ_s	resistenza laterale $\gamma_{s\,traz}$
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	◉	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	○	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		○	1,10	1,20	1,30	1,30

n	◉ 1	○ 2	○ 3	○ 4	○ 5	○ 7	○ ≥10	○ DM88	○ prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 **(m)**

Lunghezza del micropalo (L): 12,00 **(m)**

Armatura:

○ IPE ○ INP ○ HEA ○ HEB ○ HEM ◉ Tubi ○ ALTRO

IPE 180 | INP 160 | HEA 300 | HEB 160 | HEM 200 | ø219,1 x 12,0

ø219,1 x 12,0

Area dell'armatura (Aarm): 7807 **(mm^2)**

Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 4,200E+07 **(mm^4)**

Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 383.376 **(mm^3)**

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (fy): 355 **(N/mm^2)**

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 **(N/mm^2)**

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 **(N/mm^2)**

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 20,0 **(MN/m^3)**

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \Sigma_i \ \pi * Ds_i * s_i * ls_i$

Tipo di Terreno	Spessore ls_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
sabbia	8,00	1,40	0,42	0,150	0,150	0,061	642,34
roccia γ-f	4,00	1,20	0,36	0,400	0,400	0,162	734,10
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Ls = 12,00 ***(m)*** ***Ql =*** 1376,44 ***(kN)***

Capacità portante di punta ***Qp = %Punta*Ql*** (consigliato 10-15%)

% Punta 15% ***Qp =*** 206,47 ***(kN)***

CARICO LIMITE DEL MICROPALO **COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

Qlim = Qb + Ql ***Fs = Qlim / N*** ***(Fs > 1)***

Qlim = **1582,90** ***(kN)*** ***Fs =*** **1,76**

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) ($\beta = k*D_{arm}$): 4,38 **(N/mm^2)**

Pk = 2*(β*Earm*Jarm)^{0,5} ***η = Pk / N*** ***(consigliato η > 10)***

Pk = **12433,53** ***(MN)*** ***η =*** **13,85**

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = **0,642** **(1/m)**

Momento Massimo (M):

M = **70,11** **(kN m)**

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

σ = ***N/Aarm +/- M/Warm***

τ = ***2*T/Aarm***

σ_{max} = 297,83 ***(N/mm^2)*** σ_{min} = -67,94 ***(N/mm^2)***

τ = 23,07 ***(N/mm^2)***

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\ \tau^2)^{0,5}$

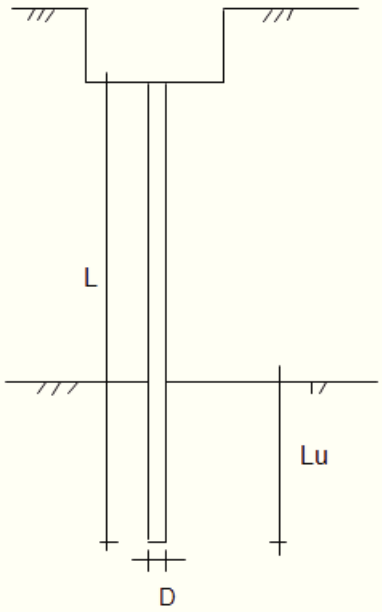
σ_{id} = 300,50 ***(N/mm^2)*** **verifica soddisfatta**

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Muro Rotatoria - Micropalo Valle

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0,30	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	897,43	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	12,00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	4,00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	800000	(kN/m^2)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$\delta = \beta * Pmax / E * Lu$

Coefficiente di forma

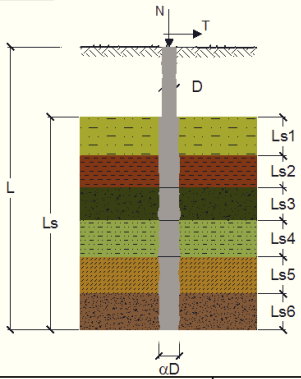
$\beta =$ 0,5 + Log(Lutile / D): 1,62 (-)

Cedimento del palo

$\delta = \beta * Pmax / E * Lu$ **0,46** **(mm)**

CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Muro Rotatoria - Micropalo Monte (trazione)



DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	-19,66	-462,45	-620,85
T (kN)	0,00	69,27	90,05

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\ traz}$
SLU	A1+M1+R1 ○	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2 ◉	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3 ○	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA ○	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88 ○		1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista ○		1,10	1,20	1,30	1,30

n	◉ 1	○ 2	○ 3	○ 4	○ 5	○ 7	○ ≥10	○ DM88	○ prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 **(m)**

Lunghezza del micropalo (L): 12,00 **(m)**

Armatura:

○ IPE ○ INP ○ HEA ○ HEB ○ HEM ◉ Tubi ○ ALTRO

IPE 180 | INP 160 | HEA 300 | HEB 160 | HEM 200 | ø219,1 x 12,0

ø219,1 x 12,0

Area dell'armatura (Aarm): 7807 **(mm^2)**

Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 4,200E+07 **(mm^4)**

Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 383.376 **(mm^3)**

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (fy): 355 **(N/mm^2)**

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 **(N/mm^2)**

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 **(N/mm^2)**

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 20,0 **(MN/m^3)**

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \Sigma_i\ \pi * Ds_i * s_i * ls_i$

Tipo di Terreno	*Spessore ls $_i$ (m)*	*α (-)*	*Ds $_i$ = α*D (m)*	*s $_i$ media (MPa)*	*s $_i$ minima (MPa)*	*s $_i$ calcolo (MPa)*	*Qsi (kN)*
sabbia	8,00	1,40	0,42	0,150	0,150	0,055	582,12
roccia γ-f	4,00	1,20	0,36	0,400	0,400	0,147	665,28
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Ls = 12,00 ***(m)*** ***Ql =*** 1247,40 ***(kN)***

Capacità portante di punta ***Qp = %Punta*Ql*** (consigliato 10-15%)

% Punta 0% ***Qp =*** 0,00 ***(kN)***

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

Qlim = Qb + Ql

Qlim = **1247,40** ***(kN)***

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

Fs = Qlim / N ***(Fs > 1)***

Fs = **2,01**

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.(β) (β = k*D_{arm}): 4,38 **(N/mm^2)**

Pk = 2*(β*Earm*Jarm)^{0,5} ***η = Pk / N*** ***(consigliato η > 10)***

Pk = **12433,53** ***(MN)*** ***η =*** **--**

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

b = 0,642 (1/m)

Momento Massimo (M):

M = 70,11 (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

σ = *N/Aarm +/- M/Warm*

τ = *2*T/Aarm*

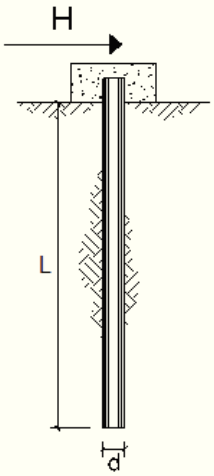
σ_{max} = 103,36 ***(N/mm^2)*** σ_{min} = -262,40 ***(N/mm^2)***

τ = 23,07 ***(N/mm^2)***

$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\ \tau^2)^{0,5}$

σ_{id} = 265,43 ***(N/mm^2)*** **verifica soddisfatta**

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



OPERA: Svincolo di Margonara

TEORIA DI BASE:
(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	$\gamma_{\varphi'}$	γ_T
SLU	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		○	1,30	1,50	1,25	1,00

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

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: $$H = k_p \gamma d^3 \sqrt{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	12,00	(m)				
Diametro del palo	d =	0,30	(m)				
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	178,50	(kN m)				
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med}=	35,00	(°)	φ'_{min}=	35,00	(°)	
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$=	35,00	(°)	$\varphi'_{min,d}$=	35,00	(°)	
Coeff. di spinta passiva (kp = (1+sinφ')/(1-sinφ'))	kp_{med} =	3,69	(-)	kp_{min} =	3,69	(-)	
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	20,00	(kN/m^3)				
Carico Trasversale Permanente (G):	G =	0	(kN)				
Carico Trasversale variabile (Q):	Q =	69,27	(kN)				

Palo corto:

$H1_{med}$= 4782,46 (kN) $H1_{min}$= 4782,46 (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med}$= 1609,03 (kN) $H2_{min}$= 1609,03 (kN)

Palo lungo:

$H3_{med}$= 212,04 (kN) $H3_{min}$= 212,04 (kN)

H_{med} = 212,04 (kN) palo lungo H_{min} = 212,04 (kN) palo lungo

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ = 124,73 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ = **95,94** **(kN)**

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = **69,27** **(kN)**

FS = Hd / Fd = **1,39**

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

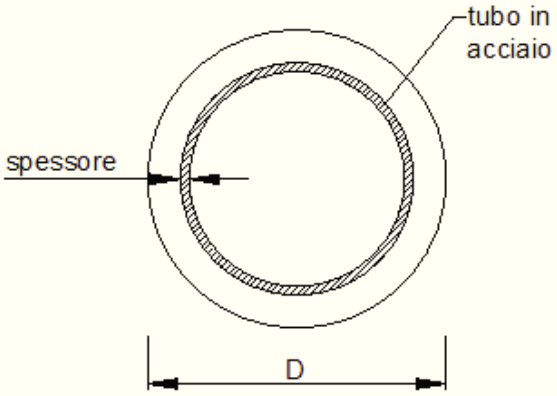
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219,1 (mm)

Spessore = 12,0 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta C30/37

Rck = 37 (Mpa)

fck = 30 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 17,00 (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 178,5 (kN m)

Inserisci