

DMIE - DIREZIONE MAINTENANCE E INVESTIMENTI ESERCIZIO
PTA - PROGETTAZIONE E COORDINAMENTO PROTEZIONI ANTIRUMORE
PES - PROGETTAZIONE ESECUTIVA



AUTOSTRADA A1 MILANO - NAPOLI
da progr. km 585+000 a progr. km 588+000

PIANO DI RISANAMENTO ACUSTICO
AI SENSI DELLA LEGGE QUADRO n. 447/95

PROGETTO ESECUTIVO
MACROINTERVENTO 145
COMUNE DI VALMONTONE

IMPIANTI ELETTRICI

Titolo Elaborato

RELAZIONE TECNICA

Commessa	Codice Elaborato	Rev	Scala	Data
0I286	ELE 001	1		04-2017



autostrade // per l'italia
Società per Azioni
Responsabile del Procedimento
ROBERTO TURRI
(Roberto Turri)

Rev	Descrizione	Data	Redatto	Verificato	Approvato	Autorizzato
0	EMISSIONE	04-2017	A. PERELLI	A. PERELLI	P. INDELLI	R. TURRI
1	VERIFICA AI FINI DELLA VALIDAZIONE DLGS 50/2016 E DPR 207/2010	05-2017	A. PERELLI	A. PERELLI	P. INDELLI	R. TURRI
2						
3						



**RELAZIONE
TECNICA
IMPIANTI ELETTRICI**

**AUTOSTRADA A1 MILANO - NAPOLI
INTERVENTI “3Nb” – “2N-1N” – “2S”
INTERVENTO “CORSIA DI ACCELERAZIONE SUD”
INTERVENTO “3Na” (Piazzale di Stazione)**

Realizzazione di barriere antirumore previste lungo

l'Autostrada A1 MILANO - NAPOLI

da prog. Km 585+000 a Km 588+000

SOMMARIO

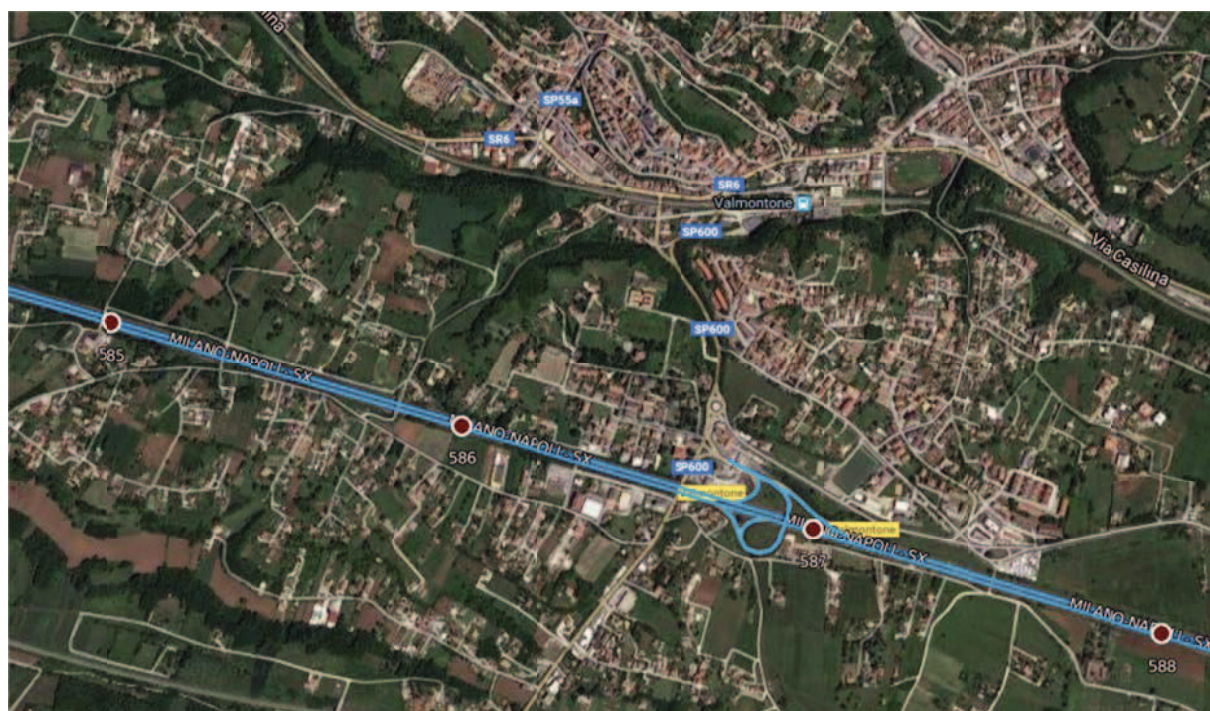
1. INTRODUZIONE.....	5
2. NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO	6
3. SOFTWARE DI CALCOLO	7
4. DESCRIZIONE DEI LAVORI E NOTE PER L'APPALTATORE	8
5. IMPIANTO DI ILLUMINAZIONE ESTERNA	10
5.1 INTERVENTO "2S" – CORSIA DI DECELERAZIONE CARR. SUD	15
5.2 INTERVENTO SULLA CORSIA DI ACCELERAZIONE CARR. SUD	16
5.3 INTERVENTO "3Nb" – CORSIA DI DECELERAZIONE CARR. NORD	17
5.4 INTERVENTO "1N-2N" – CORSIA DI ACCELERAZIONE CARR. NORD.....	19
5.5 INTERVENTO "3Na" (PIAZZALE DI STAZIONE)	20
6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	22
6.1 CASSETTE A PIANTANA IN LEGA DI ALLUMINIO IP 55 – SERIE RP	22
6.2 ARMADIO STRADALE IN SMC (VETRORESINA) IP44.....	23
6.3 ARMATURA STRADALE N. 90 LED @700mA - 195W	24
6.4 PROIETTORE PER LAMPADA Na A.P. DA 250 W E 400W	25
6.5 CANDELABRI H=10,80M (10M F.T.).....	26
6.6 CANDELABRI H=12,30M (11,50M F.T.)	28
6.7 PUNTI LUCE INSTALLATI SU BARRIERE CON SBRACCIO	29
6.8 SBRACCIO PER CANDELABRI	30
6.9 CAVIDOTTO CORRUGATO PER IMPIANTO DI ILLUMINAZIONE	30
6.10 PROTEZIONE DA SCARICHE ATMOSFERICHE PUNTI LUCE A LED SU PALO	31
7. DATI TECNICI DEI PALI DI ILLUMINAZIONE.....	32
7.1 CANDELABRI H=10,80M (10M F.T.).....	32
7.2 ARMATURA STRADALE (PORTALAMPADA)	33
8. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI PER LE OPERE DI FONDAZIONE	34
8.1 CALCESTRUZZO	34

8.2 ACCIAIO	34
9. METODO DI CALCOLO	35
9.1 CONTESTO NORMATIVO E METODO DI ANALISI.....	35
9.2 STATI LIMITE ULTIMI	35
10. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	36
10.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	36
10.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	37
10.3 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO E DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE.....	38
10.3.1 COMUNE DI VALMONTONE.....	39
11. AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	46
11.1 CARICHI PERMANENTI (G1)	46
11.2 CARICO VARIABILE DA VENTO (Q1)	46
11.2.1 PRESSIONE CINETICA DI PICCO	47
11.2.1 COEFFICIENTE DI FORZA.....	51
11.2.2 CALCOLO DEL CARICO DEL VENTO	53
11.3 SPINTA DEL TERRENO (G1)	55
11.4 AZIONE SISMICA (Ed)	56
11.5 COMBINAZIONI DEI CARICHI AGLI STATI LIMITE.....	57
12. METODO DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI	60
12.1.1 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE (CARICO LIMITE)	60
12.1.1 VERIFICA A SCORRIMENTO.....	64
12.1.2 VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	65
13. VERIFICHE DELL'ELEVAZIONE	66
14. VERIFICHE DELLE FONDAZIONI.....	68
14.1 PLINTO PALO LUCE CON REGGISCARPATA INT. 3Nb	68
14.1.1 GEOMETRIA E CARICHI	69
14.1.2 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE (CARICO LIMITE)	74
14.1.3 VERIFICA A SCORRIMENTO.....	77
14.1.4 VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	78
14.1.1 VERIFICA STRUTTURALE	79
14.2 PLINTO PALO LUCE CON REGGISCARPATA INT. 2S	83

14.2.1	GEOMETRIA E CARICHI	84
14.2.2	VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE (CARICO LIMITE)	89
14.2.3	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	92
14.2.4	VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	93
14.2.5	VERIFICA STRUTTURALE	94
14.3	FONDAZIONE ARMADIO STRADALE CON REGGISCARATA INT. 3Na	98
14.3.1	GEOMETRIA E CARICHI	99
14.3.2	VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE (CARICO LIMITE)	103
14.3.3	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	106
14.3.4	VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	106
14.3.5	VERIFICA STRUTTURALE	107

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione sono contenuti la descrizione dell'impianto di pubblica illuminazione stradale, i calcoli di dimensionamento e la verifica delle strutture di fondazione dell'impianto previsto all'interno del Macro Intervento 145 (Autostrada A1 Milano-Napoli, da progr. km 585+000 a progr. km 588+000), ricadente nel Comune di Valmontone (RM).



Il dimensionamento e la verifica delle opere viene effettuato secondo quanto prescritto dalle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14 Gennaio 2008, G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008), con il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite.

2. NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO

L'appalto è regolato dalla legislazione e dalle normative seguenti:

1. Legge 186/68 e successive modifiche ed integrazioni;
2. DM 37/2008;
3. D.Lgs 81/2008
4. Norme CEI;
5. Norme UNI;
6. Norme relative all'impatto ambientale.
7. Norme e prescrizioni tecniche emanate dalla Società autostrade//per l'italia;
8. Norme e regolamenti della Società autostrade//per l'italia sulle segnalazioni in presenza di lavori in corsia;

Per l'analisi delle azioni agenti e le verifiche strutturali e geotecniche delle strutture si fa riferimento alla seguenti norme:

- **Decreto Ministeriale (Infrastrutture) 14 Gennaio 2008 (NTC2008):** "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008)
- **Circolare 02 Febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP.:** "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008"
- **CNR DT 207/2008:** "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"

3. SOFTWARE DI CALCOLO

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale, e per le diverse verifiche strutturali e geotecniche delle strutture in elevazione e fondazione, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel**.

Per le verifiche delle sezioni in cemento armato si ricorre a "**VCASLU**" (ver. 7.7 del 30 Agosto 2011), sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il domino M-N.

4. DESCRIZIONE DEI LAVORI E NOTE PER L'APPALTATORE

Il lavoro oggetto del presente appalto, consiste nella realizzazione degli impianti di illuminazione esterna dello svincolo di Valmontone a corredo del progetto esecutivo per la realizzazione di barriere antirumore previste lungo l'autostrada A1 MILANO - NAPOLI da prog. Km 585+000 a Km 588+000.

In particolare dovranno essere realizzati gli impianti elettrici:

- di illuminazione (Intervento 2S) della corsia di decelerazione carr. Sud;
- di illuminazione della corsia di accelerazione carr. Sud;
- di illuminazione (Intervento 3Nb) della corsia di decelerazione carr. Nord;
- di illuminazione (Intervento 1N-2N) della corsia di accelerazione carr. Nord;
- di illuminazione (Intervento 3Na) del piazzale di stazione.

L'Appaltatore dovrà realizzare quanto descritto nel presente elaborato e negli elaborati di progetto, compreso tutto quanto necessario per dare gli impianti completi e funzionanti.

I lavori per la realizzazione degli impianti elettrici di che trattasi possono essere sommariamente individuati in:

- Fornitura e posa in opera di tutti i materiali;
- Realizzazione dell'impianto elettrico di illuminazione;

Si evidenzia che tutte le predisposizioni civili, basamenti per candelabri, cavidotti interrati, pozzetti rompitratta, basamenti per gli armadi in vetroresina e per le cassette a piantana degli impianti di illuminazione, staffe porta-palo, montaggio canaline portacavi sono da ritenersi realizzati nei lavori civili del presente appalto.

Si precisa inoltre che:

- Sono a carico dell'Appaltatore la relativa posa in opera ed il trasporto dai luoghi di accantonamento a quelli di installazione.

Alla fine dei lavori l'Appaltatore dovrà fornire alla Committente su CD ROM, programma AutoCAD DWG, i seguenti disegni:

- Disegni degli impianti realizzati.
- Schemi dei quadri elettrici.
- Schema topografico generale riportante il posizionamento dei quadri elettrici.
- Schema radiale dell' impianto (unifilare).

Dovrà inoltre fornire la seguente documentazione:

- Dichiarazione di conformità.
- Certificati di collaudo dei quadri elettrici, forniti dall'Appaltatore, in rispondenza alle norme CEI 17.13/1.

La realizzazione del lavoro deve essere effettuata tenendo conto delle Normative vigenti in materia di sicurezza (*Decreto n°81/08 e s.m.i.*) e tecniche (*Decreto n°37/08*).

L'Impresa, salvo diversa indicazione, dovrà fornire in opera tutti i materiali indicati sugli elaborati di progetto. Tutte le apparecchiature devono essere a marchio CE e IMQ ove necessario in conformità alle disposizioni di cui alla circolare 16 del 16/01/1996.

Le indicazioni di tipi e marche commerciali dei materiali nel presente documento e negli altri elaborati di progetto, sono da intendersi come dichiarazione di caratteristiche tecniche. L'Appaltatore dovrà, prima di fornire ciascun equipaggiamento, verificare la compatibilità meccanica ed elettrica dei materiali previsti; sono ammessi altri tipi e marche, rispetto a quanto indicato in progetto, purché equivalenti a livello elettrico, meccanico e illuminotecnico su documentazione rilasciata dal fornitore.

E' quindi completa responsabilità dell'Appaltatore la scelta dei singoli componenti e sarà a suo carico la sostituzione di eventuali componenti non appropriati. Prodotti non in commercio al momento dell'Appalto potranno essere sostituiti con altri di caratteristiche equivalenti, previa approvazione della D.L..

Nel caso di discordanza tra i diversi documenti di progetto, sarà cura della D.L. (senza oneri aggiuntivi per la stazione appaltante) indicare la soluzione da adottare.

5. IMPIANTO DI ILLUMINAZIONE ESTERNA

Le opere da eseguire dovranno essere compiute in ogni loro parte a perfetta regola d'arte secondo la norma CEI 64-8 e le norme UNI.

L'esecuzione dei lavori deve essere conforme alle "Prescrizioni tecniche per la realizzazione degli impianti di illuminazione esterna".

Nel caso di discordanza tra i diversi documenti di progetto, sarà a cura della D.L. (senza oneri aggiuntivi per la Committente) indicare la soluzione da adottare.

E' compito dell' Appaltatore la fornitura in opera di tutti i materiali e l'esecuzione di tutti i lavori necessari alla realizzazione dell'impianto di cui alla planimetria di progetto e alle Prescrizioni tecniche.

Al termine dei lavori le opere oggetto dell'appalto dovranno essere consegnate al Committente funzionanti; l'appalto stesso comprende quindi quanto è necessario per raggiungere tale finalità.

La dislocazione di tutti gli utilizzatori, i percorsi delle linee di alimentazione, la tipologia ed il dimensionamento delle stesse sono evidenziati sugli elaborati di progetto.

Nell'elaborato ELE-010 sono riportati gli schemi elettrici unifilari e nell'elaborato ELE-004 i dimensionamenti e le verifiche dei cavi utilizzati; l'appaltatore dovrà comunque verificarli, assumendosi anche la responsabilità dei valori riportati, inoltre dovrà produrre le tabelle di calcolo atte a dimostrare le scelte operate relativamente a detti punti, considerando che il coordinamento delle protezioni dovrà garantire selettività totale, e che potrà utilizzare apparecchiature diverse da quelle previste negli schemi, purché rientrino sempre nell'elenco delle case approvate, il tutto secondo norme CEI 64-8, IEC 909, IEC 543.

Impianti in essere

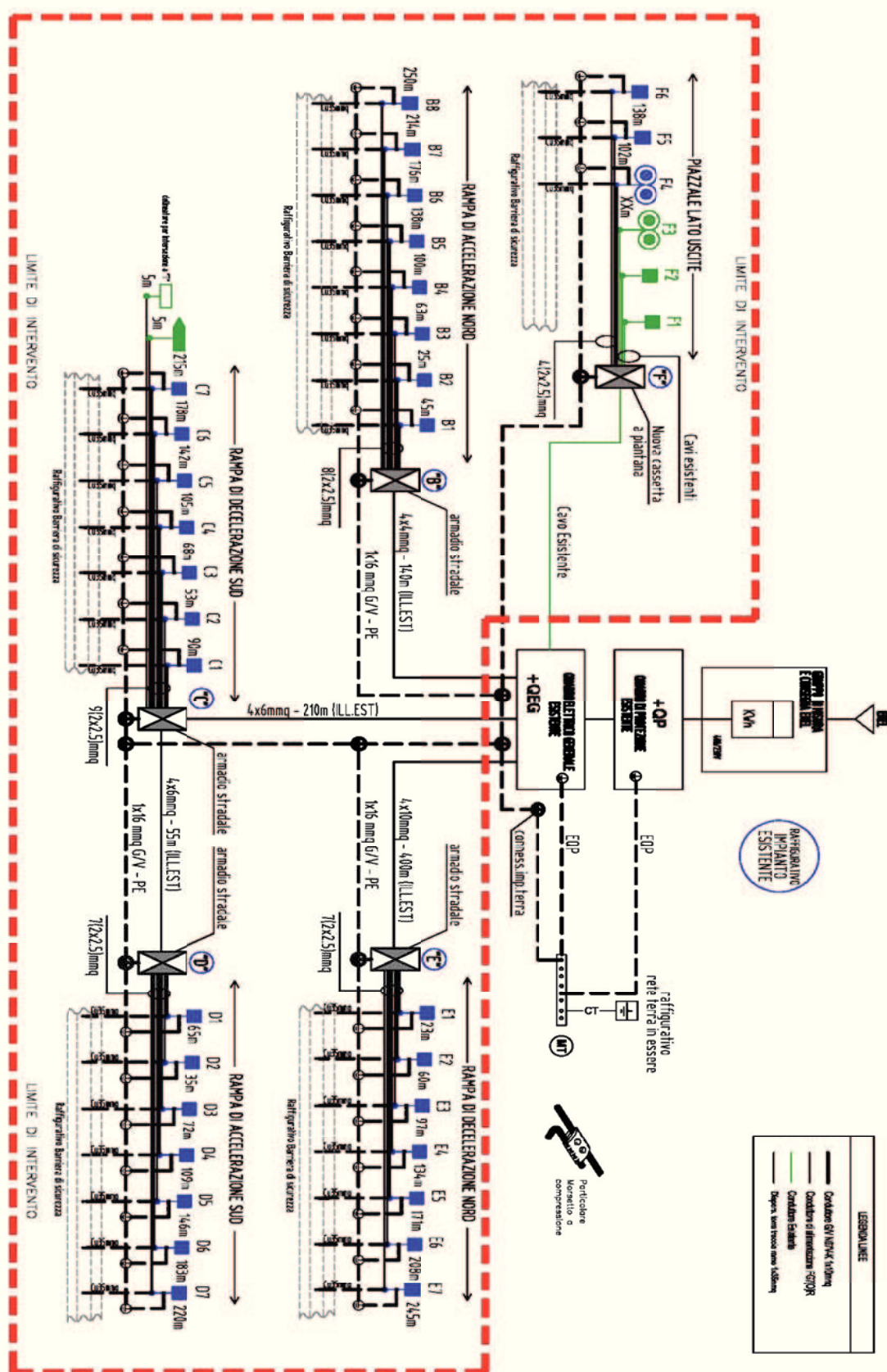
Gli impianti di illuminazione esterna dello Svincolo hanno origine nel locale quadri elettrici del complesso del Fabbricato Impianti, in corrispondenza del quadro elettrico di stazione, la sezione illuminazione esterna è separata dalla sezione forza motrice, l'impianto di messa a terra è da considerarsi esistente.

Dal quadro elettrico di stazione esistente si diramano le linee di potenza che hanno la funzione di alimentare le cassette di campo per la distribuzione terminale ai candelabri di illuminazione.

Gli impianti in essere del piazzale di stazione (lato Entrate) non sono oggetto del presente progetto, dovranno esclusivamente essere realizzati i nuovi impianti di illuminazione

esterna delle rampe di decelerazione e accelerazione nelle due carreggiate e in parte il piazzale di stazione (lato Uscite) come meglio spiegato successivamente.

Di seguito viene riportato lo schema a blocchi degli impianti di progetto:



Impianti provvisori

Per limitare i disservizi e per la sicurezza della circolazione stradale, prima di procedere alla demolizione dell'impianto interessato dall'intervento, si dovrà realizzare, entro n. 1 tubo corrugato Ø110 posato sul piano di campagna, una **nuova linea di alimentazione** (n. 2 cavi 3x2,5 mmq) per il palo provvisorio da installare su idoneo basamento equipaggiato con due proiettori stradali, in prossimità della cuspide per l'illuminazione della stessa, come rilevabile nell'elaborato ELE010.

L'installazione dell'impianto provvisorio sulle cuspidi verrà realizzato seguendo le fasi delle opere di mitigazione acustica descritte nell'elaborato "Cronoprogramma" e anche durante la sostituzione dei cavi di dorsale esistenti con i nuovi dovranno essere **sempre** alimentati.

L'impresa dovrà chiedere alla Direzione del *Tronco* di competenza, i proiettori stradali da 400W da installare nel provvisorio, da restituire ad ultimazione dei lavori.

Planimetrie di progetto

In particolare sulle planimetrie di progetto sono indicate:

- l'ubicazione degli equipaggiamenti (punti luce, cassette a piantana, armadi in vetroresina) previsti a progetto;
- la tipologia e sezione dei cavi di alimentazione dell'impianto di illuminazione;
- il percorso dei cavi e i tubi da utilizzare;
- le opere civili quali, basamenti pali, basamenti armadi stradali e cassette a piantana, staffe porta palo, pozzetti rompitratta, attraversamenti di sede stradale, le canalizzazioni interrate, canalette portacavi;

I descrittori disegnati specificano il tipo e la sezione dei cavi elettrici da utilizzare per quella tratta di impianto.

Il descrittore è segnato solo quando sono mutate le condizioni specificate dal precedente, pertanto quella tratta d'impianto avrà le stesse caratteristiche fino al nuovo descrittore. Diverse tipologie di cavidotto o variazioni dei cavi elettrici iniziano sempre da un punto definito che può essere un punto luce, un pozzetto, una cassetta di smistamento, ecc.

Cavi elettrici

Di seguito si precisano le tipologie dei cavi che l'Appaltatore deve utilizzare per la realizzazione d'impianti d'illuminazione esterna:

- FG70R per i conduttori di potenza.

- N07V-K per i conduttori di protezione e terra (CEI 20-22-II).
- Corda di rame nuda da 35mm² per l'impianto di terra.

E' richiesto di utilizzare i colori standard per le fasi (marrone, nero e grigio), l'impiego del giallo-verde per il conduttore di terra e blu per il conduttore di neutro.

Sigillature cavidotti

Onde evitare l'ingresso di animali, tutti i cavidotti in corrispondenza dei pozzetti di smistamento e transito cavi, devono essere opportunamente sigillati con schiuma poliuretanica monocomponente della WURT o HILTI, o prodotto equivalente, da impiegare secondo le modalità descritte dal costruttore.

Impianto di terra

L'impianto di terra è composto da corda di rame nuda da 35 mmq. posata direttamente a contatto del terreno nel piano di posa delle nuove canalizzazioni.

Tale conduttore dovrà pure essere allacciato al collettore interno al locale impianti o all'impianto di terra esistente e reso disponibile presente con congrua scorta e visibile all'interno di qualunque pozzetto (rompitratta, attraversamento, plinto palo, basamento armadio stradale, cassetta a piantana) per l'effettuazione dei collegamenti.

E' a carico dell'Impresa la realizzazione delle seguenti attività:

- a) Nei tratti di impianto dove viene realizzata la canalizzazione elettrica interrata (presente lo scavo) dovrà essere installata una corda di rame nuda da 35mm² interrata, sul piano di scavo a diretto contatto con il terreno;
- b) Collegamento a terra dei candelabri dei punti luce tramite collegamento dalla piastrina esterna del palo alla dorsale di terra ivi passante, con cavo N07V-K 1x16 mmq.;
- c) Collegamento alla dorsale di terra, da rendere come suddetto disponibile nel pozzetto cavi del plinto, degli scaricatori interni agli apparecchi di illuminazione a Led (del tipo in classe I), con cavo N07V-K 1x6 mmq. giallo-verde;
- d) Collegamenti equipotenziali di terra da effettuare fra il guard-rail/barriere fonoassorbente (se presente) e i pali di illuminazione, tramite conduttore N07V-K giallo verde 1x35 mmq.
- e) Dove indicato nella planimetria di progetto dovranno essere installati in opera

picchetti di terra e realizzata l'interconnessione con corda di rame isolata del tipo N07V-K 1x16 G/V, dovrà essere garantito un unico impianto di terra.

5.1 INTERVENTO "2S" – CORSIA DI DECELERAZIONE CARR. SUD

Relativamente agli impianti di illuminazione esterna, l'Appaltatore dovrà fornire in opera:

- Esecuzione di palo provvisorio per illuminazione della cuspidè;
- Disalimentazione pali oggetto dell'intervento e smontaggio impianto esistente (cassetta a piantana, pali, armature, cavi, ecc);
- Pali di altezza 10,00m fuori terra per i punti luce (C1-C2-C3-C4) in corrispondenza della corsia di decelerazione, installati ad una interdistanza di 37m;
- Armature stradali a Led tipo Detas Stratos-G 90R700 W8A o con caratteristiche illuminotecniche equivalenti su dimostrazione dell'Appaltatore, per i punti luce in corrispondenza della corsia di decelerazione;
- Armadio stradale tipo SMC in vetroresina, per la distribuzione all'impianto di illuminazione della corsia di decelerazione, contenente un quadro elettrico per la distribuzione agli apparecchi di illuminazione (interruttori di protezione linee), il tutto come da schemi di progetto;
- Cavi di alimentazione dell'impianto di illuminazione;
- Cavidotti per il contenimento dei cavi per l'alimentazione dei punti luce;
- Quant'altro specificato negli elaborati di progetto.

L'utenza (circuito luci rampa decelerazione sud) dell'armadio stradale "C" di progetto sarà alimentata direttamente dal quadro generale esistente situato all'interno del locale quadri del fabbricato cabina elettrica, utilizzando l'interruttore magnetotermico differenziale esistente, come da schemi di progetto. Il nuovo cavo di alimentazione uscente dal Q.E. di stazione verrà posato all'interno dei cavidotti esistenti fino al nuovo pozzetto "P30" per poi proseguire al nuovo armadio "C" nel cavidotto di nuova realizzazione.

I pali di illuminazione sono alimentati con un cavo FG7OR 2x2.5 mmq e ciascuna linea sarà protetta da un interruttore magnetotermico, come da schemi di progetto.

Il numero degli interruttori pertanto è pari alla quantità dei corpi illuminanti e il loro cablaggio deve risultare, a fine lavori, complessivamente distribuito sulle 3 fasi (come rilevabile dagli schemi di progetto).

Sui cavi che collegano i quadretti di distribuzione con gli apparecchi illuminanti, non sono previste giunzioni.

Saranno realizzati basamenti in cls. del tipo "reggiscarpata" per l'installazione dei candelabri di illuminazione "C1-C2-C3" (come da particolare costruttivo riportato nel progetto).

Sarà realizzata staffa del tipo a "bicchiere" per l'installazione del candelabro di illuminazione "C4".

Mentre per i punti luce "C5-C6-C7" le armature stradali verranno installate sullo sbraccio della barriera antirumore di progetto, mediante degli elementi di sostegno realizzati con profilati HEB100 imbullonati ai montanti della barriera (come da particolare costruttivo riportato nel progetto).

Sul palo "C4" verranno eseguiti le seguenti operazioni: taglio palo, nuovi fori d'ingresso cavi elettrici e saldatura di orecchietta per messa a terra.

All'interno dell'armadio stradale "B" è previsto un quadretto stagno con montate e cablate le apparecchiature precisate negli schemi di progetto.

5.2 INTERVENTO SULLA CORSIA DI ACCELERAZIONE CARR. SUD

Relativamente agli impianti di illuminazione esterna, l'Appaltatore dovrà fornire in opera:

- Esecuzione di palo provvisorio per illuminazione della cuspidi;
- Disalimentazione pali oggetto dell'intervento e smontaggio impianto esistente (cassetta a piantana, pali, armature, cavi, ecc);
- Pali di altezza 10,00m fuori terra per i punti luce in corrispondenza della corsia di accelerazione, installati ad una interdistanza di 37m;
- Armature stradali a Led tipo Detas Stratos-G 90R700 W8A o con caratteristiche illuminotecniche equivalenti su dimostrazione dell'Appaltatore, per i punti luce in corrispondenza della corsia di accelerazione;

- Armadio stradale tipo SMC in vetroresina, per la distribuzione all'impianto di illuminazione della corsia di decelerazione, contenente un quadro elettrico per la distribuzione agli apparecchi di illuminazione (interruttori di protezione linee), il tutto come da schemi di progetto;
- Cavi di alimentazione dell'impianto di illuminazione;
- Cavidotti per il contenimento dei cavi per l'alimentazione dei punti luce;
- Quant'altro specificato negli elaborati di progetto.

L'utenza (circuito luci rampa decelerazione sud) dell'armadio stradale "D" di progetto sarà alimentata dall'armadio stradale "C"), come da schemi di progetto.

I pali di illuminazione sono alimentati con una cavo FG7OR 2x2.5 mmq e ciascuna linea sarà protetta da un interruttore magnetotermico, come da schemi di progetto.

Il numero degli interruttori pertanto è pari alla quantità dei corpi illuminanti e il loro cablaggio deve risultare, a fine lavori, complessivamente distribuito sulle 3 fasi (come rilevabile dagli schemi di progetto).

Sui cavi che collegano i quadretti di distribuzione con gli apparecchi illuminanti, non sono previste giunzioni.

Saranno realizzati basamenti in cls. del tipo "reggiscarpata" per l'installazione dei candelabri di illuminazione "D1-D2-D3-D4-D5-D6-D7" (come da particolare costruttivo riportato nel progetto).

All'interno dell'armadio stradale "D" è previsto un quadretto stagno con montate e cablate le apparecchiature precisate negli schemi di progetto.

5.3 INTERVENTO "3Nb" – CORSIA DI DECELERAZIONE CARR. NORD

Relativamente agli impianti di illuminazione esterna, l'Appaltatore dovrà fornire in opera:

- Esecuzione di palo provvisorio per illuminazione della cuspide;
- Disalimentazione pali oggetto dell'intervento e smontaggio impianto esistente (cassetta a piantana, pali, armature, cavi, ecc);
- Pali di altezza 10,00m fuori terra per i punti luce in corrispondenza della corsia di decelerazione, installati ad una interdistanza di 37m;

- Armature stradali a Led tipo Detas Stratos-G 90R700 W8A o con caratteristiche illuminotecniche equivalenti su dimostrazione dell'Appaltatore, per i punti luce in corrispondenza della corsia di decelerazione;
- Armadio stradale tipo SMC in vetroresina, per la distribuzione all'impianto di illuminazione della corsia di decelerazione, contenente un quadro elettrico per la distribuzione agli apparecchi di illuminazione (interruttori di protezione linee), il tutto come da schemi di progetto;
- Cavi di alimentazione dell'impianto di illuminazione;
- Cavidotti per il contenimento dei cavi per l'alimentazione dei punti luce;
- Quant'altro specificato negli elaborati di progetto.

L'utenza (circuito luci rampa decelerazione nord) dell'armadio stradale "E" di progetto sarà alimentata direttamente dal quadro generale esistente situato all'interno del locale quadri del fabbricato cabina elettrica, utilizzando l'interruttore magnetotermico differenziale esistente, come da schemi di progetto. Il nuovo cavo di alimentazione uscente dal Q.E. di stazione verrà posato all'interno dei cavidotti esistenti fino al nuovo pozzetto "P24" per poi proseguire al nuovo armadio "E" nel cavidotto di nuova realizzazione.

I pali di illuminazione sono alimentati con un cavo FG7OR 2x2.5 mmq e ciascuna linea sarà protetta da un interruttore magnetotermico, come da schemi di progetto.

Il numero degli interruttori pertanto è pari alla quantità dei corpi illuminanti e il loro cablaggio deve risultare, a fine lavori, complessivamente distribuito sulle 3 fasi (come rilevabile dagli schemi di progetto).

Sui cavi che collegano i quadretti di distribuzione con gli apparecchi illuminanti, non sono previste giunzioni.

Saranno realizzati basamenti in cls. del tipo "reggiscarpata" per l'installazione dei candelabri di illuminazione "E1-E2-E3-E4-E5-E6-E7" (come da particolare costruttivo riportato nel progetto).

All'interno dell'armadio stradale "E" è previsto un quadretto stagno con montate e cablate le apparecchiature precisate negli schemi di progetto.

5.4 INTERVENTO "1N-2N" – CORSIA DI ACCELERAZIONE CARR. NORD

Relativamente agli impianti di illuminazione esterna, l'Appaltatore dovrà fornire in opera:

- Esecuzione di palo provvisorio per illuminazione della cuspide;
- Disalimentazione pali oggetto dell'intervento e smontaggio impianto esistente (cassetta a piantana, pali, armature, cavi, ecc);
- Pali di altezza 10,00m fuori terra per i punti luce in corrispondenza della corsia di accelerazione, installati ad una interdistanza di 36-37-38m (vedi planimetria di progetto);
- Armature stradali a Led tipo Detas Stratos-G 90R700 W8A o con caratteristiche illuminotecniche equivalenti su dimostrazione dell'Appaltatore, per i punti luce in corrispondenza della corsia di decelerazione;
- Armadio stradale tipo SMC in vetroresina, per la distribuzione all'impianto di illuminazione della corsia di decelerazione, contenente un quadro elettrico per la distribuzione agli apparecchi di illuminazione (interruttori di protezione linee), il tutto come da schemi di progetto;
- Cavi di alimentazione dell'impianto di illuminazione;
- Cavidotti per il contenimento dei cavi per l'alimentazione dei punti luce;
- Quant'altro specificato negli elaborati di progetto.

L'utenza (circuiti luci rampa accelerazione nord) dell'armadio stradale "B" di progetto sarà alimentata direttamente dal quadro generale esistente situato all'interno del locale quadri del fabbricato cabina elettrica, utilizzando l'interruttore magnetotermico differenziale esistente, come da schemi di progetto. Il nuovo cavo di alimentazione uscente dal Q.E. di stazione verrà posato all'interno dei cavidotti esistenti fino al pozzetto "P6" per poi proseguire al nuovo armadio "B" nel cavidotto di nuova realizzazione.

I pali di illuminazione sono alimentati con un cavo FG7OR 2x2.5 mmq e ciascuna linea sarà protetta da un interruttore magnetotermico, come da schemi di progetto.

Il numero degli interruttori pertanto è pari alla quantità dei corpi illuminanti e il loro cablaggio deve risultare, a fine lavori, complessivamente distribuito sulle 3 fasi (come rilevabile dagli schemi di progetto).

Sui cavi che collegano i quadretti di distribuzione con gli apparecchi illuminanti, non sono previste giunzioni.

Saranno realizzati basamenti in cls. per l'installazione dei candelabri di illuminazione "B1-B2-B3-B4-B5-B6" (come da particolare costruttivo riportato nel progetto).

Saranno realizzate staffe del tipo a "bicchiere" per l'installazione dei candelabri di illuminazione "B7-B8".

Sui pali "B7-B8" verranno eseguiti le seguenti operazioni: taglio palo, nuovi fori d'ingresso cavi elettrici e saldatura di orecchietta per messa a terra.

All'interno dell'armadio stradale "B" è previsto un quadretto stagno con montate e cablate le apparecchiature precisate negli schemi di progetto.

5.5 INTERVENTO "3Na" (PIAZZALE DI STAZIONE)

Relativamente agli impianti di illuminazione esterna, l'Appaltatore dovrà fornire in opera:

- Disalimentazione pali oggetto dell'intervento e smontaggio impianto esistente (pali, armature, cavi, ecc);
- Pali di altezza 10,00m fuori terra per i punti luce "F5" e "F6" in corrispondenza della fine della corsia di decelerazione della carreggiata sud prima di raggiungere il piazzale di stazione, installati ad una interdistanza di 36m;
- Palo di altezza 11,50m fuori terra per il punto luce "F4", equipaggiato con 2 proiettori da 400W Na a.p., alimentati singolarmente, comprensivo di elementi di sostegno per i proiettori (come da particolare costruttivo riportato nel progetto);
- Armature stradali a Led tipo Detas Stratos-G 90R700 W8A o con caratteristiche illuminotecniche equivalenti su dimostrazione dell'Appaltatore, per i punti luce "F5" e "F6" in corrispondenza della fine della corsia di decelerazione prima di raggiungere il piazzale di stazione;
- Proiettore asimmetrico per lampada al sodio alta pressione tipo Philips MVP506 o con caratteristiche illuminotecniche equivalenti su dimostrazione dell'Appaltatore, per il punto luce "F4";
- Smontaggio e riposizionamento dell'esistente Telecamera TVCC di piazzale su nuovo palo comprensivo di cablaggio dei cavi esistenti;

- Smontaggio e riposizionamento sul nuovo palo "F4" dell'esistente Telecamera "DOME" comprensivo di cablaggio dei cavi esistenti;
- Rimozione della vecchia cassetta a piantana ubicata sul marciapiede dell'ultima pista Telepass del lato "Uscite" ed installazione di una cassetta a piantana tipo RP600A (cassetta "F") contenente un quadro elettrico per il sezionamento delle linee esistenti dei pali "F1-F2-F3" e per le nuove linee dei pali "F4-F5-F6", il tutto come da schemi di progetto;
- Cavi di alimentazione dell'impianto di illuminazione;
- Cavidotti per il contenimento dei cavi per l'alimentazione dei punti luce;
- Quant'altro specificato negli elaborati di progetto.

L'utenza (circuito luci piazzale lato uscite) della cassetta a piantana "F" di progetto sarà alimentata direttamente dal quadro generale esistente situato all'interno del locale quadri del fabbricato cabina elettrica, utilizzando l'interruttore magnetotermico differenziale.

I pali di illuminazione sono alimentati con un cavo FG7OR 2x2.5 mmq e ciascuna linea sarà protetta da un interruttore magnetotermico, come da schemi di progetto.

Il numero degli interruttori pertanto è pari alla quantità dei corpi illuminanti e il loro cablaggio deve risultare, a fine lavori, complessivamente distribuito sulle 3 fasi (come rilevabile dagli schemi di progetto).

Sui cavi che collegano i quadretti di distribuzione con gli apparecchi illuminanti, non sono previste giunzioni.

Saranno realizzate staffe del tipo a "bicchiere" per l'installazione dei candelabri di illuminazione "F4-F5-F6".

All'interno della cassetta a piantana "F" è previsto un quadretto stagno con montate e cablate le apparecchiature precisate negli schemi di progetto; nello specifico contenente n. 1 interruttore generale (come previsto negli schemi di progetto) dove si attesterà il cavo esistente di alimentazione uscente dal Q.E. di stazione e n. 8 interruttori di manovra (come previsto negli schemi di progetto) dove si attesteranno i cavi esistenti dei pali "F1-F2-F3" ed i nuovi cavi dei pali "F4-F5-F6".

Sui pali "F4-F5-F6" verranno eseguiti le seguenti operazioni: taglio palo, nuovi fori d'ingresso cavi elettrici e saldatura di orecchiozza per messa a terra.

6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1 CASSETTE A PIANTANA IN LEGA DI ALLUMINIO IP 55 – SERIE RP

Cassetta a piantana in lega di alluminio anticorrosiva GALSI 13 – EN 1706 AC – 44100 DF pressocolata con guarnizioni in gomma neoprene alveolare a cellule chiuse.

Il coperchio incernierato con chiusura mediante pomelli a vite antiperdenti in ottone operanti su inserti in ottone e con serratura di sicurezza a cifratura unica (Y21). Possibilità di rapido smontaggio e montaggio (solo con cassetta aperta) del coperchio per agevolare operazioni di cablaggio e manutenzione.

Piastra di fondo in lamiera di acciaio prezincata e telaio d'ancoraggio in acciaio zincato a caldo con bulloneria in acciaio inox AISI 304.

Protezione delle superfici esterne ed interne con vernice epossidica colore grigio RAL 7000.

Entrata-uscita dei cavi dall'interno del basamento.

Grado di protezione: IP 55 secondo CEI EN 60529, IK 10 secondo CEI EN 50102.



Fig. Cassetta a piantana tipo RP600/A o equivalente

6.2 ARMADIO STRADALE IN SMC (VETRORESINA) IP44

Armadio stradale grado di protezione IP44 secondo CEI EN 60529, IK 10 secondo CEI EN 50102, stampato in SMC (Vetroresina), colore grigio RAL 7038, dimensioni utili 517 (base) x 873 (h) x 375 (prof.) mm, compreso relativo sopralzo di altezza 370 mm IP44, per posa a pavimento con telaio.

Porte incernierate complete di chiusura tipo cremonese azionabile con maniglia a scomparsa agibile mediante serratura di sicurezza a cifratura unica.

Cerniere interne in lega di alluminio, su solette anti bloccanti in materiale termoplastico.

L'armadio dovrà essere dotato di prese d'aria inferiori e sotto tetto per ventilazione naturale interna.

Parti metalliche esterne in acciaio inox, secondo norme CEI 7-6, elettricamente isolate con l'interno.

Sul setto divisorio del sopralzo di ogni armadio, dovranno essere previsti appositi passacavi tipo "Roxtec" o equivalenti.



Fig. Armadio stradale in SMC tipo CVHN/0 o equivalente

6.3 ARMATURA STRADALE N. 90 LED @700mA - 195W



Armatura stradale tipo **DETAS Stratos-G 90R700-W8A-230** od equivalente a 90 @700mA cc LED da 195W.

Il corpo illuminante a led deve essere realizzato in alluminio pressofuso. La lega utilizzata deve essere del tipo anticorrosione e con caratteristiche di dissipazione migliorative del 15% rispetto alle leghe di alluminio convenzionali, sullo stesso devono essere eseguiti trattamenti superficiali per renderlo insensibile ad agenti esterni ed alle alte temperature. Il contenitore deve essere resistente a test in nebbia salina secondo ISO 9227 per un minimo di 2.500 ore.

Il corpo illuminante deve avere un vetro di protezione con spessore pari o superiore a 4 mm.

La forma deve essere tale da offrire la minima resistenza al vento.

Il sistema ottico deve essere modulare e deve permettere la sostituzione futura delle ottiche in caso di modifiche delle applicazioni. Nel caso specifico il corpo illuminante deve essere di tipo asimmetrico garantendo comunque un rapporto minimo H/distanza palo di 4.

La tonalità di colore può essere 5500K o 4100K.

Il LED utilizzato deve garantire una vita stimata non inferiore a 90.000 ore e deve essere certificato LM80 ed avere un'efficienza pari o superiore a 130lm/W. L'indice colorimetrico del LED utilizzato deve essere ≥ 70 .

Tutti i valori dichiarati relativi al flusso luminoso dell'apparecchio devono essere reali, provenienti da apposito rilievo fotometrico.

La sorgente LED deve essere alimentata dal gruppo di alimentazione in involucro incorporato.

Il corpo illuminante deve essere omologato ENEC e deve permettere la dimmerazione e/o il controllo remoto. Il grado di protezione del prodotto deve essere IP66 e la classe di rischio sec. EN62471 deve essere "esente".

L'apparecchio realizzato con grado di protezione elettrica classe II deve riportare la chiara indicazione di divieto del collegamento a terra del palo e dello stesso.

Il sistema di fissaggio dell'apparecchio al palo deve permettere la regolazione dell'inclinazione dell'apparecchio stesso a seconda del tipo di palo utilizzato.

Nota: Le caratteristiche meccaniche, elettriche ed illuminotecniche dell'apparecchio da installare, dovranno essere equivalenti, su dimostrazione dell'impresa, a quelle dell'apparecchio impiegato nel progetto illuminotecnico.

6.4 PROIETTORE PER LAMPADA Na A.P. DA 250 W e 400W

Proiettore asimmetrico tipo Philips o equivalente per lampada al sodio alta pressione tipo Philips MVP506 o equivalente



Caratteristiche elettriche:

- 230 V. - 50 Hz.
- Classe di isolamento: 2.

Caratteristiche meccaniche:

- Involucro anticorrosione in alluminio pressofuso ad alta pressione
- Riflettore in alluminio anodizzato purissimo altamente riflettente
- Vetro temprato, spessore 4 mm
- Clip in acciaio inossidabile con dispositivo di sgancio cacciavite
- Finitura in alluminio "grezzo";
- Staffa in acciaio galvanizzato a caldo per il fissaggio del proiettore;
- Il meccanismo basculante per la regolazione dell'angolazione integrato nel prodotto;
- Viterie esterne in acciaio inox;
- Guarnizione antinvecchiante in gomma siliconica;
- Area esposta al vento con vetro orizzontale: 0,09 m²; inclinato a 15° : 0,12 m²;
- Grado di protezione: IP 55;

- Pressacavo: PG 13,5;
- Ausiliari a parte come di seguito indicato.

Norme di riferimento:

- Elettriche: IEC 598.

Prescrizioni:

- Costruzione in un centro di produzione con certificato ISO 9001.
- supporto: è a carico dell'Impresa Appaltatrice, la fornitura in opera di un supporto in acciaio zincato a caldo per il sostegno delle staffe del corpo illuminante sopracitato da realizzarsi come indicato nel disegno allegato.
- staffa di fissaggio: è a carico dell'Impresa Appaltatrice, la fornitura in opera di una staffa in acciaio zincata a caldo per il sostegno del corpo illuminante sopracitato da realizzarsi come indicato nel disegno allegato.

Tutta la bulloneria di serraggio dovrà essere in acciaio inox, tutte le lavorazioni dovranno essere realizzate prima della zincatura che sarà a bagno di zinco.

Quanto sopra è da realizzarsi per ogni proiettore da installarsi sui pali aventi altezza fuori terra di m. 11,50.

Lampada: Lampada al sodio alta pressione da 250 w o 400w tipo SON - T Plus

Nota: Le caratteristiche meccaniche, elettriche ed illuminotecniche dell'apparecchio da installare, dovranno essere equivalenti, su dimostrazione dell'impresa, a quelle dell'apparecchio impiegato nel progetto illuminotecnico.

6.5 CANDELABRI H=10,80m (10m f.t.)

Pali troncoconici a sezione circolare, realizzati da azienda in possesso di autorizzazione quale centro di trasformazione secondo DM 14/01/08, (ad esempio Pali Campion o equivalenti) ottenuti mediante formatura a freddo di lamiera in acciaio e successiva saldatura longitudinale esterna eseguita con procedimento automatico (arco sommerso) omologato dal R.I.N.A. e dal-I' I.I.S. (Istituto Italiano della Saldatura) e controllo qualità saldature secondo EN ISO 3834.

I pali, predisposti per l'ancoraggio al basamento mediante infissione nel blocco di fondazione, sono completi delle 3 lavorazioni standard alla base per il collegamento

elettrico a norma, asola entrata cavi, attacco m.a.t., asola per morsettiera.

Tolleranze dimensionali UNI EN 40/2 - UNI EN 10051.

Protezione contro la corrosione mediante zincatura a caldo, ottenuta con il seguente ciclo: grassaggio; decapaggio; lavaggio; flussaggio; preriscaldamento; zincatura in zinco fuso a $440 \div 450$ gradi centigradi, con percentuale minima di zinco nel bagno di zincatura $\geq 98.5\%$. Rivestimento ottenuto conforme alla norma UNI EN ISO 1461 con spessori minimi di 55 microns e medi di 70 microns.

I pali saranno dotati di marcatura CE in conformità alla legislazione vigente (DPR246/93, 89/106/CEE; 93/68/CEE). La marcatura, su ogni singolo palo, dovrà riportare: norma di riferimento EN40-5, identificazione del costruttore, numero certificato di autorizzazione alla marcatura CE CPD P029, anno di marcatura, codice prodotto e commessa di riferimento.

Caratteristiche costruttive generali (palo h=10m f.t.)

Palo tubolare troncoconico in acciaio zincato a caldo della lunghezza totale di 10800 mm. con le caratteristiche sotto indicate:

- diametro esterno alla base 211 mm.;
- diametro esterno in sommità 60 mm.;
- spessore 3 mm.;
- altezza fuori terra 10000 mm.;
- altezza totale 10800 mm.

Con le lavorazioni in appresso descritte:

- Asola ingresso cavi 150x50mm.;
- Asola per morsettiera 186x46mm (da chiudere con coperchio con chiusura triangolare);
- Piastrina esterna di messa a terra, con foro atto a contenere un bullone di acciaio inox avente diam. 12mm.

Nell'impossibilità di ottenere alla sommità il diametro richiesto, si potrà ricorrere ad una basatura sulla testata di raccordo del diametro di 60 mm., di lunghezza complessiva sporgente di 120 mm.

6.6 CANDELABRI H=12,30m (11,50m f.t.)

Pali troncoconici a sezione circolare, realizzati da azienda in possesso di autorizzazione quale centro di trasformazione secondo DM 14/01/08, (ad esempio Pali Campion o equivalenti) ottenuti mediante formatura a freddo di lamiera in acciaio e successiva saldatura longitudinale esterna eseguita con procedimento automatico (arco sommerso) omologato dal R.I.N.A. e dal-I' I.I.S. (Istituto Italiano della Saldatura) e controllo qualità saldature secondo EN ISO 3834.

I pali, predisposti per l'ancoraggio al basamento mediante infissione nel blocco di fondazione, sono completi delle 3 lavorazioni standard alla base per il collegamento elettrico a norma, asola entrata cavi, attacco m.a.t., asola per morsettiera.

Tolleranze dimensionali UNI EN 40/2 - UNI EN 10051.

Protezione contro la corrosione mediante zincatura a caldo, ottenuta con il seguente ciclo: grassaggio; decapaggio; lavaggio; flussaggio; preriscaldamento; zincatura in zinco fuso a $440 \div 450$ gradi centigradi, con percentuale minima di zinco nel bagno di zincatura $\geq 98.5\%$. Rivestimento ottenuto conforme alla norma UNI EN ISO 1461 con spessori minimi di 55 microns e medi di 70 microns.

I pali saranno dotati di marcatura CE in conformità alla legislazione vigente (DPR246/93, 89/106/CEE; 93/68/CEE). La marcatura, su ogni singolo palo, dovrà riportare: norma di riferimento EN40-5, identificazione del costruttore, numero certificato di autorizzazione alla marcatura CE CPD P029, anno di marcatura, codice prodotto e commessa di riferimento.

Caratteristiche costruttive generali

Palo tubolare troncoconico in acciaio zincato a caldo della lunghezza totale di 12300 mm. con le caratteristiche sotto indicate:

- diametro esterno alla base 211, mm.;
- diametro esterno in sommità 90 mm.;
- spessore 4 mm.;
- altezza fuori terra 11500 mm.;
- altezza totale 12300 mm.

Con le lavorazioni in appresso descritte:

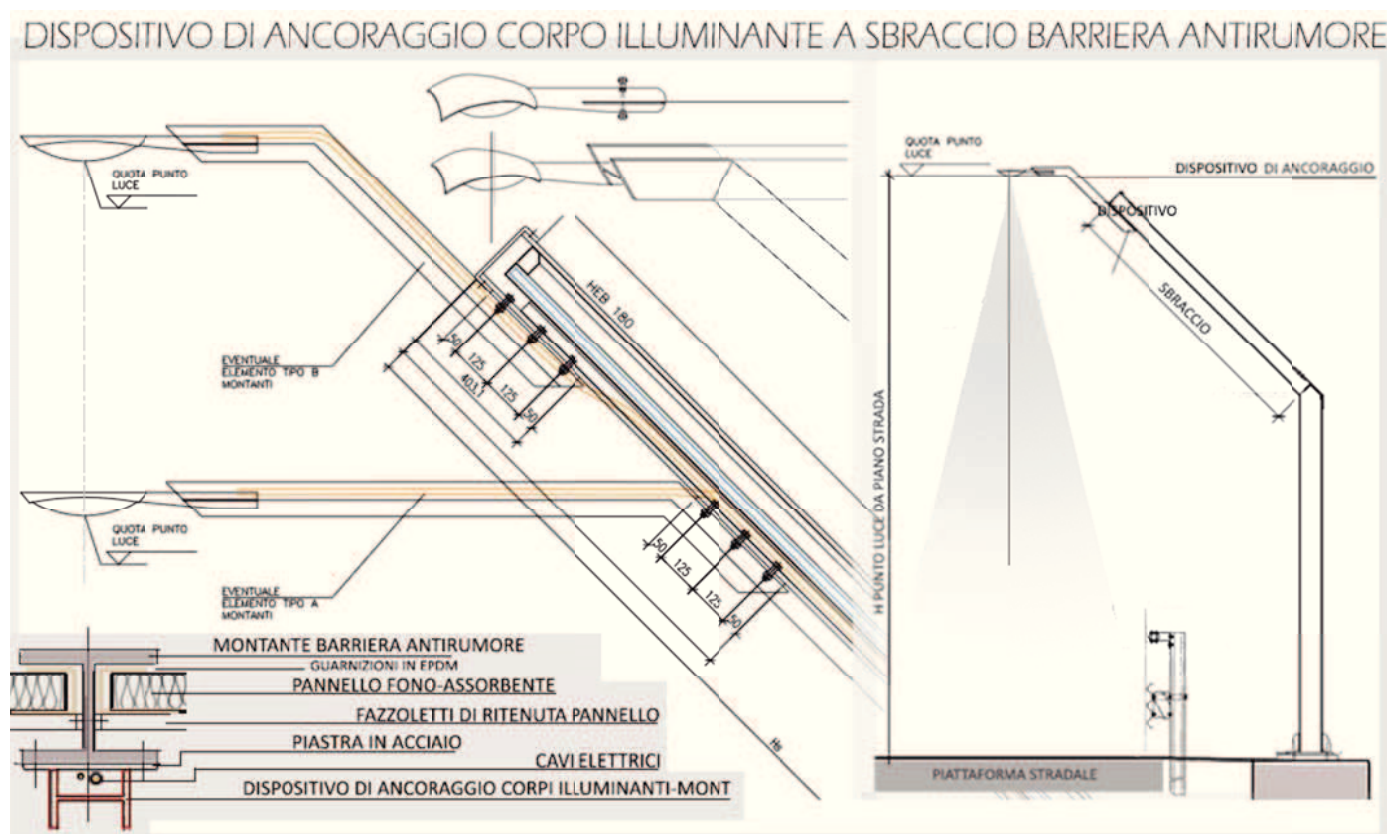
- Asola ingresso cavi 150x50mm.;
- Piastrina esterna di messa a terra, con foro atto a contenere un bullone di acciaio inox avente diam. 12mm.

Nell'impossibilità di ottenere alla sommità il diametro richiesto, si potrà ricorrere ad una basatura sulla testata di raccordo del diametro di 90 mm., di lunghezza complessiva sporgente di 120 mm.

6.7 PUNTI LUCE INSTALLATI SU BARRIERE CON SBRACCIO

Nei casi in cui la nuova barriera antirumore sia prevista in corrispondenza degli impianti di illuminazione esistenti, in sostituzione dei pali di supporto dei corpi illuminanti generalmente posizionati ad interasse costante, vengono disposti nuovi corpi illuminanti integrati con la barriera antirumore stessa.

Ciò si rende necessario quando gli spazi di installazione di proprietà Autostrade per l'Italia sono esigui oppure i dispositivi antirumore di progetto raggiungono dimensioni ragguardevoli (barriere con sbraccio).



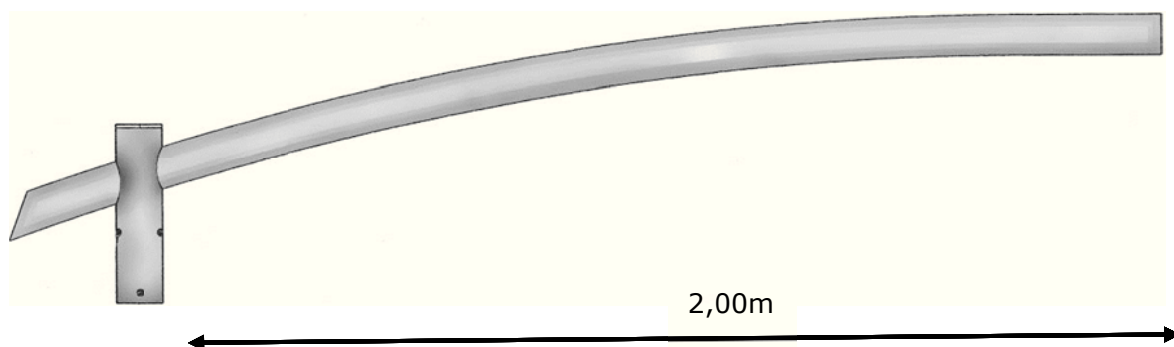
La figura riporta i dettagli architettonici del dispositivo metallico costituito da un profilato in acciaio tipo HE standard ancorato alle ali del montante mediante imbullonatura (attraverso una piastra preventivamente saldata ad esso), alla cui estremità opposta è fissato il corpo

illuminante. Per i particolari costruttivi si dovrà far riferimento all'elaborato specifico della serie STR.

A fronte dello studio illuminotecnico dedicato, sono determinati l'altezza da piano strada ed il passo dei dispositivi (integrati ai montanti della barriera) tali da garantire l'illuminazione adeguata.

6.8 SBRACCIO PER CANDELABRI

Sbraccio speciale cilindrico d.60 calandrato, sporgenza 2,10m incl.5°, bicchiere per cima palo 48 con grani di bloccaggio, spina anti rotazione, zincato, munita di tappo in cima.



6.9 CAVIDOTTO CORRUGATO PER IMPIANTO DI ILLUMINAZIONE



- Cavidotto corrugato doppia parete con sonda tiracavo
- Colore Arancione
- Materiale: Polietilene

- Normativa CEI EN 50086-1 e CEI EN 50086-2-4+V1 (CEI 23-46)
- Resistenza alla compressione 450 N
- Resistenza all'urto: 5Kg a -5 °C
- Tipo di Posa: Interrata
- Diametro Esterno 110mm
- Diametro minimo Interno 86mm

6.10 PROTEZIONE DA SCARICHE ATMOSFERICHE PUNTI LUCE A LED SU PALO

Lo scaricatore idoneo ad essere installato a base palo nella cassetta di derivazione del palo stesso.

Tale scaricatore dovrà avere i seguenti requisiti :

- Scaricatore con protezione da sovratensioni sec. EN62305-1
- Valido per zone esterne LPZ 0 tipo 1 e tipo 2
- Moduli sostituibili
- Tensione massima operativa $U_c = 275VAC$
- Corrente nominale di scarica (8/20uS) $I_n = 30kA$
- Corrente massima di scarica (8/20uS) $I_{max} = 60kA$
- Corrente max di corto circuito = 50kA

7. DATI TECNICI DEI PALI DI ILLUMINAZIONE

Si riportano gli estratti delle schede tecniche dei produttori relativamente ai pali di illuminazione e alle armature (portalampada) contenenti i dati necessari per le verifiche strutturali e geotecniche presentate successivamente.

7.1 CANDELABRI H=10,80m (10m f.t.)

Si considerano pali troncoconici dritti (senza sbraccio) a sezione circolare, ottenuti mediante formatura a freddo di lamiera in acciaio S235JR EN 10025 e successiva saldatura longitudinale esterna eseguita con procedimento automatico (arco sommerso) omologato. La zincatura viene ottenuta mediante immersione in vasche di zinco fuso. Lo spessore dello strato di zinco sarà conforme alle normative UNI EN 40.

Pali predisposti per infissione nel plinto / Column provided to be buried into the foundation block

L.tot. L.tot	Infissione nel plinto Buried length	D.base D.base	D.cima D.top	Spessore Thickness	Peso zincato Weight galvanised
3500	500	109	60	3	22kg
4500	500	123	60	3	31kg
5500	500	137	60	3	41kg
6800	800	155	60	3	55kg
6800	800	155	60	4	73kg
7800	800	169	60	3	68kg
7800	800	169	60	4	89kg
8800	800	183	60	3	81kg
8800	800	183	60	4	107kg
9800	800	197	60	3	96kg
9800	800	197	60	4	126kg
10800	800	211	60	3	111kg
10800	800	211	60	4	147kg
11800	800	225	60	3	128kg
11800	800	225	60	4	169kg
12800	800	239	60	3	146kg
12800	800	239	60	4	193kg

7.2 ARMATURA STRADALE (PORTALAMPADA)

Si considerano portalampe tipo "Stratos G" prodotte da Detas S.p.A. – Dleds division il cui peso è pari a 16 kg.

Stratos P/G

Modelli / Models							
nr. LED	Type	Current [mA]	Power [W]	nr. LED	Type	Current [mA]	Power [W]
STRATOS P							
30	R	550	53	40	R	550	68
30	R	700	65	40	R	700	85
STRATOS G							
60	R	550	100	70	R	550	124
60	R	700	125	70	R	700	154
80	R	550	135	80	R	700	175



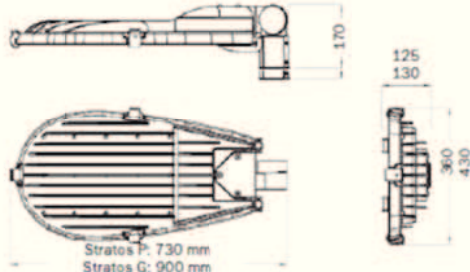
Corpo illuminante a LED per strade, parcheggi, rotonde e svincoli in rispondenza alle norme di settore. Con 7 differenti soluzioni ottiche il risparmio energetico è massimizzato.

Registered Community Design
Contenitore in alluminio pressofuso SUPERCALST*
Vetro temprato 5 mm
L70 >50.000/100.000 ore
Protezione IP66
230 VAC Classe II
Disponibile Classe I
Peso 10 kg / 16 kg
Disponibile 3000K, 4100K, 5500K

LED streetlight cobrahead with very low and attractive design. It is mainly used for streetlighting but it can be installed for area and parking lots as well. With 7 different optical solutions the energy saving is maximized.

Registered Community Design
SUPERCALST* Aluminum die cast body
Tempered glass 5 mm
L70 >50.000/100.000 hrs
IP66 protection
230 VAC Class II
Available Class I
Weight 10 kg / 16 kg
Available 3000K, 4100K, 5500K

Dimmeraggio e controllo remoto wireless su richiesta.
Dimming and remote wireless control on request.



8. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI PER LE OPERE DI FONDAZIONE

Nel presente capitolo si riepilogano i materiali impiegati per la realizzazione delle diverse strutture fondazionali successivamente descritte. Per maggiori informazioni si faccia riferimento alla "Relazione sui materiali".

8.1 CALCESTRUZZO

Si assume che le varie parti siano realizzate con le classi di calcestruzzo di seguito indicate:

MAGRONE	C12/15
PLINTI DI FONDAZIONE	C28/35

8.2 ACCIAIO

Si assume che le varie parti siano realizzate con i seguenti tipi di acciaio:

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	B450C
ACCIAIO PER PALI DI ILLUMINAZIONE	S235 JR

9. METODO DI CALCOLO

9.1 CONTESTO NORMATIVO E METODO DI ANALISI

L'analisi e la verifica degli elementi strutturali viene effettuata secondo il metodo semiprobabilistico degli stati limite, in conformità a quanto previsto dalle normative di riferimento (Capitolo 2 NTC2008).

Anche l'analisi dell'interazione struttura-terreno di fondazione viene effettuata secondo tale metodo.

Dal punto di vista delle strutture si farà riferimento, secondo norma (§ 2.2.3 NTC2008), agli stati limite descritti brevemente a seguire.

9.2 STATI LIMITE ULTIMI

Gli elementi strutturali devono rispondere a requisiti di sicurezza che consentano di "evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare perdita di beni,[...] ovvero mettere fuori servizio l'opera".

Gli elementi strutturali devono dunque soddisfare il requisito di resistenza: per tutti gli elementi deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d).

10. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

10.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

L'opera viene dimensionata con riferimento al seguente periodo di riferimento per l'azione sismica V_R , funzione della tipologia di opera:

Tipo di opera Ordinaria su rete viaria di tipo A o B
 Vita nominale $V_N = 50$ anni
 Classe d'uso Classe IV
 Coefficiente d'uso $C_U = 2.0$
 Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

10.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Dalle indagini geognostiche, in particolare dalle prove sismiche M.A.S.W., e dai rilievi si ricavano le seguenti condizioni relativamente al sottosuolo e alla topografia:

Tipo di suolo C

Categoria topografica T1

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

In base alle categorie individuate, si determinano i parametri S_S , C_C e S_T necessari per la definizione dell'azione sismica locale.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

10.3 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO E DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE

Gli spettri di risposta in accelerazione elastico $S_e(T)$ e di progetto $S_d(T)$ della componente orizzontale sono definiti tramite il documento Excel "Spettri-NTC" (versione 1.0.3), redatto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, basandosi sulle indicazioni normative riportate nelle NTC2008.

Per la definizione dello spettro di progetto $S_d(T)$ in accelerazione della componente orizzontale, si adotta a favore di sicurezza un fattore di struttura pari a $q = 1$ (si assume pertanto lo spettro elastico come spettro di progetto), mentre per quello della componente verticale un fattore di struttura pari a $q_v = 1.5$ (paragrafo 7.3.1 delle NTC 2008).

10.3.1 Comune di Valmontone

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
12,9184

LATITUDINE
41,7798

☒ Ricerca per comune

REGIONE
Lazio

PROVINCIA
Roma

COMUNE
Valmontone

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta →
 Variabilità dei parametri →

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri →

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata ▼

Nodi del reticolo intorno al sito

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,055	2,517	0,259
50	0,071	2,437	0,274
72	0,084	2,432	0,279
101	0,096	2,452	0,282
140	0,109	2,489	0,283
201	0,123	2,525	0,284
475	0,168	2,501	0,289
975	0,211	2,479	0,300
2475	0,267	2,533	0,314

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info
Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

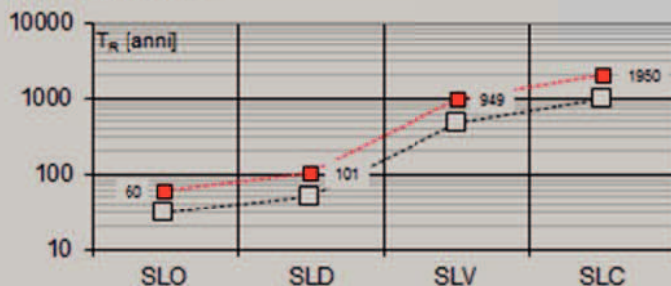
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE {
SLO - $P_{VR} = 81\%$
SLD - $P_{VR} = 63\%$
Stati limite ultimi - SLU {
SLV - $P_{VR} = 10\%$
SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,077	2,434	0,277
SLD	101	0,096	2,451	0,282
SLV	949	0,210	2,480	0,299
SLC	1950	0,252	2,519	0,310

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info

Categoria topografica **T1** info

$S_s = 1,388$

$C_c = 1,563$ info

$H/H = 0,000$

$S_T = 1,000$ info

(H =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta = 1,000$ info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0 **1**

Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1,5**

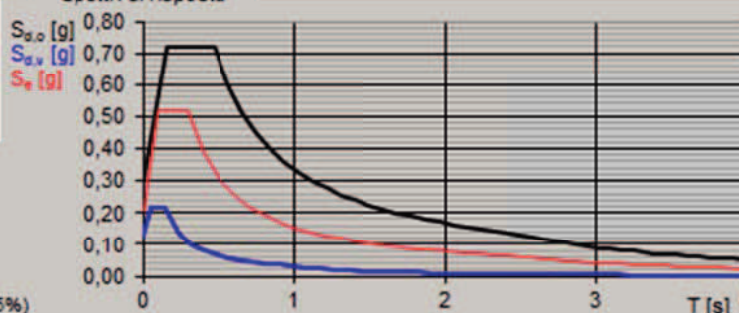
$\eta = 0,667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



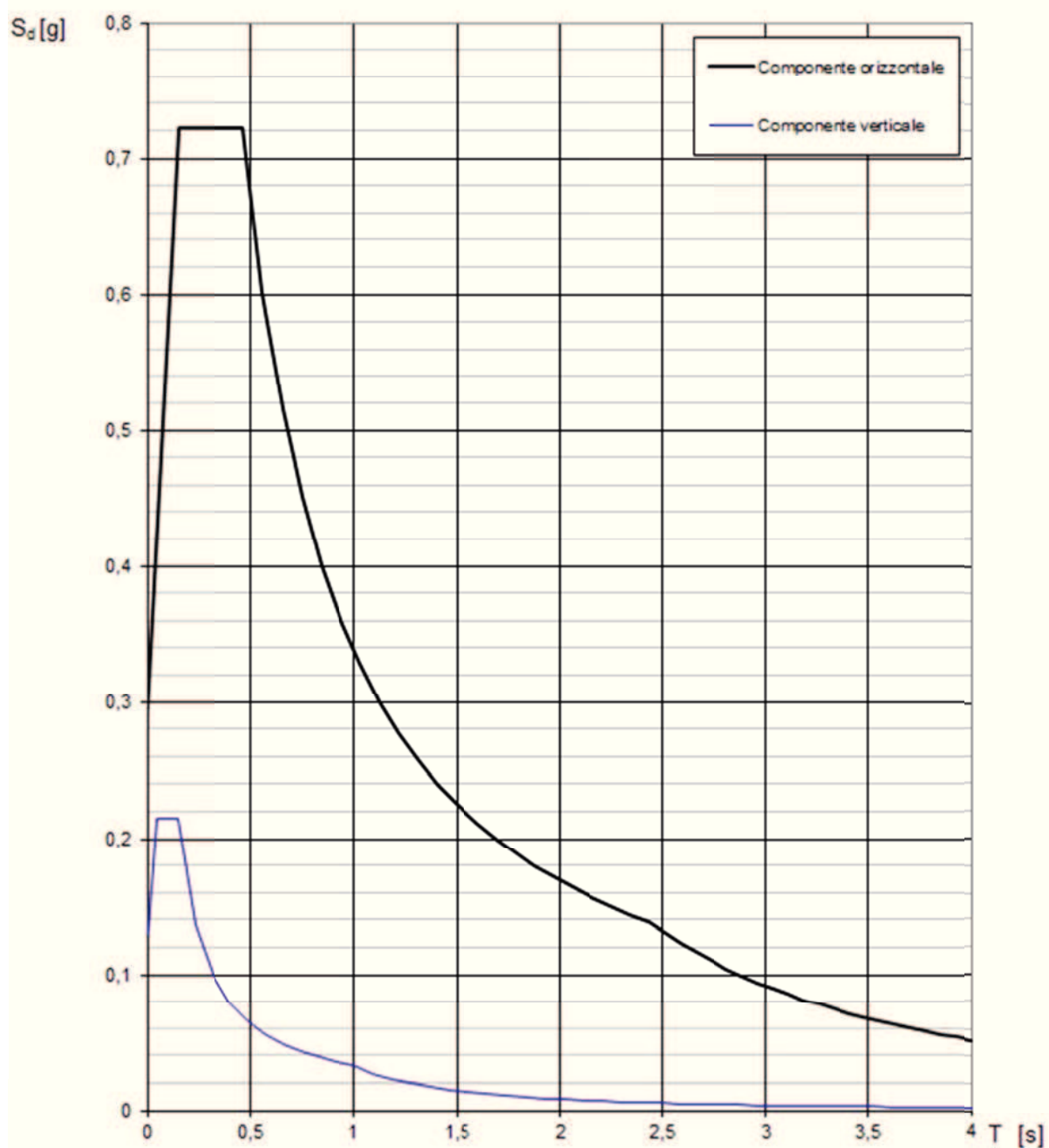
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,210 g
F_0	2,480
T_0	0,299 s
S_s	1,388
C_0	1,563
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,388
η	1,000
T_B	0,156 s
T_C	0,468 s
T_D	2,439 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (S + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_0 / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_0 \cdot T_0 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / \xi + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_s(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,291
$T_B \leftarrow$	0,156	0,722
$T_C \leftarrow$	0,468	0,722
	0,562	0,601
	0,656	0,515
	0,750	0,451
	0,843	0,401
	0,937	0,360
	1,031	0,328
	1,125	0,300
	1,219	0,277
	1,313	0,257
	1,406	0,240
	1,500	0,225
	1,594	0,212
	1,688	0,200
	1,782	0,190
	1,876	0,180
	1,969	0,172
	2,063	0,164
	2,157	0,157
	2,251	0,150
	2,345	0,144
$T_D \leftarrow$	2,439	0,139
	2,513	0,130
	2,587	0,123
	2,662	0,116
	2,736	0,110
	2,810	0,104
	2,885	0,099
	2,959	0,094
	3,033	0,090
	3,108	0,085
	3,182	0,081
	3,257	0,078
	3,331	0,074
	3,405	0,071
	3,480	0,068
	3,554	0,065
	3,628	0,063
	3,703	0,060
	3,777	0,058
	3,851	0,056
	3,926	0,053
	4,000	0,051

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato linSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_w	0,130 g
S_a	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,533
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_a \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,33 \cdot F_z \cdot \left(\frac{a_z}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_z} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,130
0,050	0,214
0,150	0,214
0,235	0,137
0,320	0,100
0,405	0,079
0,490	0,066
0,575	0,056
0,660	0,049
0,745	0,043
0,830	0,039
0,915	0,035
1,000	0,032
1,094	0,027
1,188	0,023
1,281	0,020
1,375	0,017
1,469	0,015
1,563	0,013
1,656	0,012
1,750	0,010
1,844	0,009
1,938	0,009
2,031	0,008
2,125	0,007
2,219	0,007
2,313	0,006
2,406	0,006
2,500	0,005
2,594	0,005
2,688	0,004
2,781	0,004
2,875	0,004
2,969	0,004
3,063	0,003
3,156	0,003
3,250	0,003
3,344	0,003
3,438	0,003
3,531	0,003
3,625	0,002
3,719	0,002
3,813	0,002
3,906	0,002
4,000	0,002

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

11. AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Nel seguente capitolo si definiscono le azioni (§3 delle NTC2008) e le diverse combinazioni di carico necessarie per le verifiche delle strutture (§2.5.3 delle NTC2008).

I plinti di fondazione sono sottoposti principalmente alle seguenti azioni:

- Peso proprio del palo e della lampada (G1);
- Peso proprio del plinto di fondazione (G1);
- Spinta attiva del terreno (G1);
- Azione del vento dalla strada o verso strada (Q).

Non si considera l'azione eccezionale da urto da traffico veicolare in svio in quanto i pali di illuminazione sono protetti da barriere di sicurezza.

11.1 Carichi permanenti (G1)

Si assumono i seguenti pesi specifici per i materiali impiegati:

Peso proprio del cls 25 kN/m³

Peso proprio dell'acciaio 78.5 kN/m³

Dai cataloghi dei produttori si ricavano i seguenti pesi per le opere in elevazione:

Peso del palo di illuminazione 111 kg

Peso della lampada 16 kg

11.2 Carico variabile da vento (Q1)

La pressione del vento viene calcolata in maniera conforme a quanto contenuto nella Normativa CNR DT 207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

L'azione del vento è uniforme e distribuita su tutta la lunghezza del palo e tale forza aerodinamica di picco per unità di lunghezza può essere valutata con la seguente formula:

$$f_x = q_p \cdot l \cdot c_{fx}$$

dove:

- q_p è la pressione cinetica di picco;

- l è la dimensione caratteristica dell'elemento (per sezioni circolari, è pari al diametro della sezione);
- c_{fx} è il coefficiente forza.

11.2.1 Pressione cinetica di picco

La pressione cinetica di riferimento q_p è data dall'espressione:

$$q_p = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e$$

nella quale:

- ρ è la densità dell'aria ed è pari a $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$;
- v_r è la velocità di riferimento di progetto del vento;
- c_e è il coefficiente di esposizione.

Per tenere in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali, si può moltiplicare il valore della pressione cinetica di riferimento q_p per il coefficiente dinamico c_d . Nelle strutture analizzate viene considerato cautelativamente un coefficiente dinamico pari a $c_d = 1.0$.

11.2.1.1 Velocità di riferimento di progetto

La velocità di riferimento v_r , riferita ad un generico intervallo di ritorno T_R , è definita come il valore della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un sito pianeggiante di II° categoria, ed è pari a:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

dove :

- v_b è la velocità di base di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni (ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%);
- c_r è il coefficiente di ritorno.

Il coefficiente di ritorno può essere valutato con le seguenti espressioni:

$$c_r = 0.75$$

$$\text{per } T_R = 1 \text{ anno}$$

$$c_r = 0.75 + 0.0652 \ln(T_R)$$

$$\text{per } 1 \text{ anno} \leq T_R < 5 \text{ anni}$$

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad \text{per } 5 \text{ anno} \leq T_R < 50 \text{ anni}$$

$$c_r = 0.65 \left\{ 1 - 0.138 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\} \quad \text{per } T_R \geq 50 \text{ anni}$$

La velocità di base di riferimento può essere valutata con la seguente formulazione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

dove:

- $v_{b,0}$ è la velocità di base di riferimento al livello del mare;
- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_a \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_s > a_0$$

con:

- $v_{b,0}$, a_0 , k_a sono dati in funzione della zona ove sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Tabella 3.1 – Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_a per le diverse zone italiane.

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



Figura 3.1 – Zone caratterizzate da diversi valori della velocità di riferimento.

11.2.1.2 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo del punto considerato, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Il coefficiente di esposizione c_e varia lungo la quota fuori terra (z) della costruzione ed è dato dalla formula:

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

$$c_e(z) = k_r \cdot c_t \ln(z_{min}/z_0) [7 + c_t \ln(z_{min}/z_0)] \quad \text{per } z < z_{min}$$

Dove:

- k_r, z_0, z_{min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- z è l'altezza della struttura (somma dell'altezza del palo e del rilevato su cui è installato);
- c_t è il coefficiente di topografia.

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

Tabella 3.III - Classi di rugosità del terreno.

Classi di rugosità	Descrizione
A	Area urbana, in cui almeno il 15% della superficie del terreno sia coperto da edifici la cui altezza media supera i 15 m
B	Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva
C	Area con ostacoli diffusi, quali alberi, case, muri, recinzioni, ...
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla riva) b) Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla riva) c) Area priva di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, zone agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciai, ...)

Tabella 3.II – Valori dei parametri k_r , z_0 , e z_{\min} per le diverse categorie di esposizione.

Categorie di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{\min} (m)
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

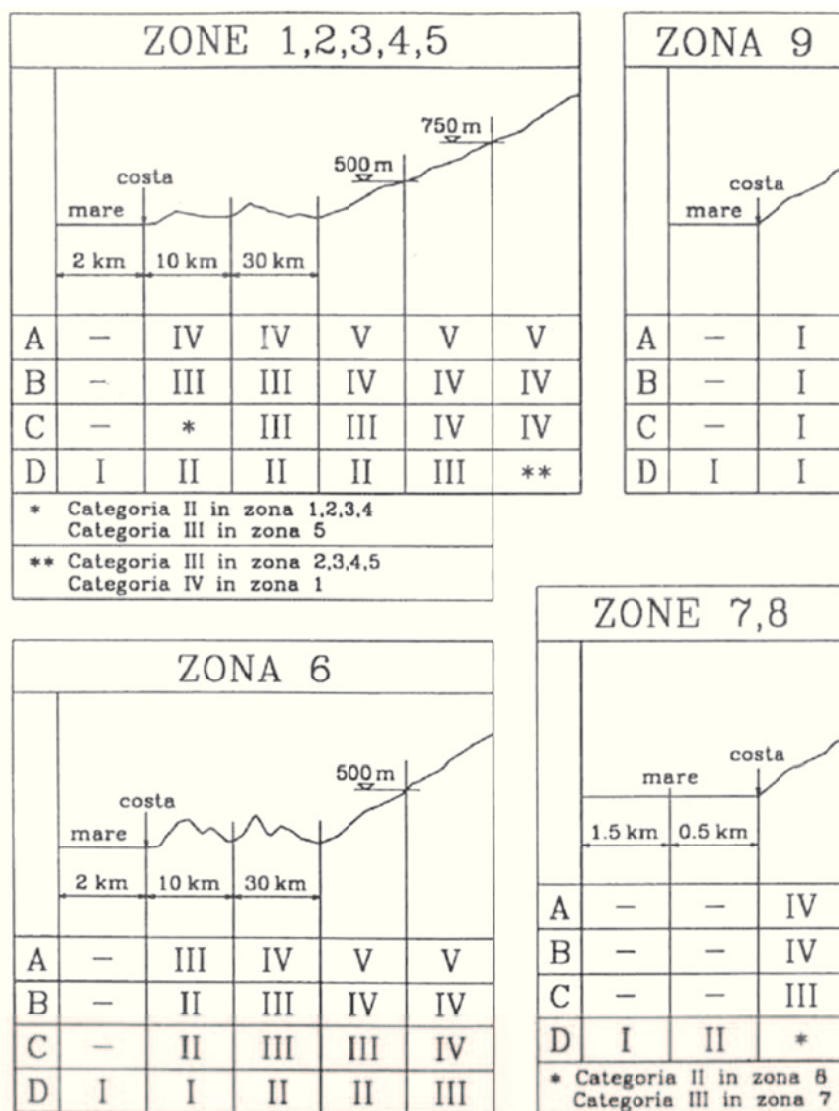


Figura 3.3 – Criterio di assegnazione della categoria di esposizione per le diverse zone italiane.

Il coefficiente di topografia viene posto pari a $c_t = 1$ poiché la presenza del pendio viene considerata già all'interno del coefficiente di esposizione $c_e(z)$.

11.2.1 Coefficiente di forza

Il coefficiente di forza c_{fx} è dato dall'espressione:

$$c_{fx} = c_{fx0} \cdot \psi_\lambda$$

nella quale:

- c_{fx0} è il coefficiente di forza ideale per una struttura con lunghezza infinita;
- ψ_λ è il coefficiente di snellezza.

11.2.1.1 Coefficiente di forza ideale

Il coefficiente di forza ideale c_{fx0} è definito tramite le seguenti espressioni:

$$c_{fx0} = \frac{0.11}{(Re/10^6)^{1.4}} \quad \text{curva A}$$

$$c_{fx0} = 1.2 + \frac{0.18 \log_{10}(10 \cdot k/b)}{1 + 0.4 \log_{10}(Re/10^6)} \quad \text{curva B}$$

in cui:

- Re è il numero di Reynolds;
- k è la scabrezza della superficie;
- b è la dimensione caratteristica dell'elemento (pari a $l = \text{diametro}$).

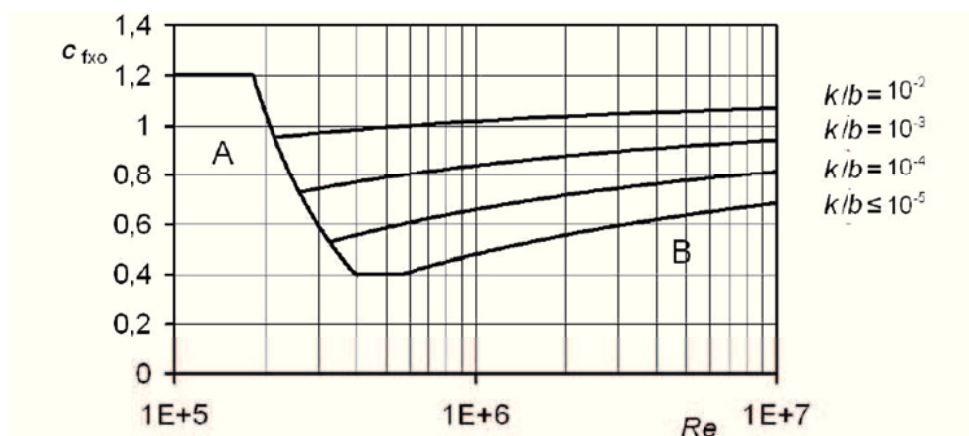


Figura G.51 – Coefficiente di forza c_{fx0} per strutture ed elementi a sezione circolare.

Tabella G.XVII – Scabrezza k della superficie.

Superficie	k [mm]
Vetro	0,0015
Metalli lucidati	0,002
Pittura liscia	0,006
Pittura a spruzzo	0,02
Acciaio lucido	0,05
Ghisa	0,2
Acciaio galvanizzato	
Calcestruzzo lisciato	
Legno levigato	0,5
Calcestruzzo ruvido	1,0
Legno grezzo	2,0
Superfici arrugginite	
Murature	3,0

Il numero di Reynolds è dato da:

$$Re = \frac{l \cdot v_m}{\nu}$$

dove:

- $\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ è la viscosità cinematica dell'aria;
- v_m è la velocità media del vento.

La velocità media del vento v_m è definita tramite la seguente relazione:

$$v_m = v_r \cdot c_m$$

con:

- v_r è la velocità di riferimento di progetto del vento;
- c_m è il coefficiente di profilo medio del vento dato dalle seguenti espressioni:

$$c_e(z) = k_r \cdot c_t \ln(z/z_0) \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = k_r \cdot c_t \ln(z_{min}/z_0) \quad \text{per } z < z_{min}$$

11.2.1.2 Coefficiente di snellezza

Il coefficiente di snellezza ψ_λ è definito tramite le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}\psi_\lambda &= 0.6 + 0.1 \log_{10} \lambda && \text{per } 1 \leq \lambda \leq 10 \\ \psi_\lambda &= 0.45 + 0.25 \log_{10} \lambda && \text{per } 10 \leq \lambda \leq 100 \\ \psi_\lambda &= 0.61 + 0.17 \log_{10} \lambda && \text{per } 100 \leq \lambda \leq 1000\end{aligned}$$

in cui:

- $\lambda = L/l$ è la snellezza effettiva;
- L è la lunghezza dell'elemento.

11.2.2 Calcolo del carico del vento

Diametro del palo	ϕ_{palo}	[mm]	211
Altezza del palo	h_{palo}	[m]	10
Altezza del rilevato di base	z_{base}	[m]	0
Altitudine (s.l.m)	a_s	[m]	300

Zona - Regione	Zona	[-]	3
Velocità di base di riferimento al livello del mare	$v_{b,0}$	[m/s]	27
Parametro legato all'altitudine della zona	a_0	[m]	500
Parametro funzione della zona	k_a	[1/s]	0,37
Coefficiente di altitudine	c_a	[-]	1,00
Velocità di base di riferimento per $T_R=50$ anni	v_b	[m/s]	27
Tempo di ritorno	T_R	[anni]	50
Coefficiente correttivo per il tempo di ritorno	c_r	[-]	1,00
Velocità di riferimento di progetto	v_r	[m/s]	27
Densità dell'aria	ρ	[kg/m ³]	1,25
Pressione cinetica di riferimento	q_b	[N/m ²]	455,6
Classe di rugosità del terreno	Classe _{rug}	[-]	C
Categoria di esposizione del sito	Cat _{esp}	[-]	III
Parametri per la definizione del coeff. di esposizione	k_r	[-]	0,2
	z_0	[m]	0,1
	z_{min}	[m]	5
Coefficiente di topografia	c_t	[-]	1
Coefficiente dinamico	c_d	[-]	1
Coefficiente di esposizione	c_e	[-]	2,138
Pressione cinetica di picco	q_p	[kN/m ²]	0,974

Dimensione caratteristica dell'elemento	$l=\phi_{\text{palo}}$	[mm]	211
Coefficiente di profilo medio del vento	c_m	[-]	0,92
Velocità media del vento	v_m	[m/s]	24,87
Viscosità cinematica dell'aria	ν	[m ² /s]	0,000015
Numero di Reynolds	Re	[-]	349810
Scabrezza della superficie	k	[mm]	0,05
Parametro scabrezza	k/l	[-]	0,0002
Coefficiente di forza ideale - curva A	$c_{fx0, A}$	[-]	0,4787
Coefficiente di forza ideale - curva B	$c_{fx0, B}$	[-]	0,6220
Coefficiente di forza ideale	c_{fx0}	[-]	0,6220
Snellezza effettiva	$\lambda=L/l$	[-]	47,39
Coefficiente di snellezza	ψ_λ	[-]	0,8689
Coefficiente di forza	c_{fx}	[-]	0,5405
Forza aerodinamica di picco per unità di lunghezza	$f_{x, \text{palo}}$	[kN/m]	0,111
Taglio alla base del palo	$V_{\text{base palo}}$	[kN]	1,11
Momento flettente alla base del palo	$M_{\text{base palo}}$	[kNm]	5,55

11.3 Spinta del terreno (G1)

La spinta attiva del terreno viene computata applicando la teoria di Rankine ed impiegando i parametri medi del terreno, considerando l'inclinazione α della scarpata.

Secondo tale teoria, la spinta attiva risulta essere una forza parallela al piano campagna (ovvero inclinata rispetto all'orizzontale di un angolo α) e pari a:

$$S_A = \frac{1}{2} \sigma'_h \cdot H = \frac{1}{2} (K_A \cdot \sigma'_v) H = \frac{1}{2} [K_A (\gamma \cdot H)] H = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2$$

In cui il coefficiente di spinta attiva K_A vale:

$$K_A = \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi'}}$$

A favore di sicurezza non si considera il contributo negativo dato dalla coesione efficace.

11.4 Azione sismica (Ed)

L'azione sismica viene calcolata con un'analisi di tipo lineare statica equivalente considerando che tutta la massa sia concentrata in sommità (si schematizzano i pali come delle strutture a pendolo inverso) e su essa agisca una forza statica equivalente alla forza d'inerzia indotta dall'azione sismica.

La forza sismica statica equivalente vale:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

dove:

- $S_d(T_1)$, è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto per il periodo T_1 ;
- W , è il peso complessivo della struttura;
- $\lambda=1$, coefficiente dipendente dalla geometria della struttura;
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$, è l'accelerazione di gravità.

Il periodo proprio T_1 dell'oscillatore (periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame), espresso in secondi, può essere stimato con la formula:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

dove:

- $C_1 = 0.050$, per strutture non a telaio;
- H , è l'altezza della struttura.

Noti quindi il periodo proprio T_1 e l'accelerazione di progetto $S_d(T_1)$, le sollecitazioni agenti alla base del montante indotte dalla forza sismica statica equivalente valgono:

$$V_{sisma} = F_h$$

Si riportano di seguito i risultati ottenuti:

Altezza del palo	h_{palo}	[m]	10
Periodo proprio	T_1	[s]	0,281
Accelerazione spettrale di progetto	$S_d(T_1)$	[g]	0,723
		[m/s ²]	7,089
Massa della struttura	M	[kg]	127,00
Peso della struttura	W	[kN]	1,246
Forza sismica	F_h	[kN]	0,90
Taglio alla base del palo	V_{sisma}	[kN]	0,90

11.5 COMBINAZIONI DEI CARICHI AGLI STATI LIMITE

Le combinazioni di carico da considerare nelle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza secondo quanto prescritto dalle NTC2008.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) è stato adottato l'Approccio progettuale di tipo 1 (NTC2008 paragrafo 2.6.1).

Secondo tale approccio, si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R).

In particolare si adottano:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1): per le verifiche strutturali STR;
- Combinazione 2 (A2+M2+R2): per le verifiche geotecniche GEO.

I coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2) sono riportati nella tabella seguente, mentre i coefficienti per i materiali (M1 e M2) e per le resistenze (R1 e R2) sono riportati nei paragrafi di verifica.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Le combinazioni strutturali e geotecniche allo SLU saranno ottenute dalle seguenti equazioni:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}) \dots\dots\dots \text{Comb. fondamentale}$$

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \dots\dots\dots \text{Comb. sismica}$$

$$F_d = A_d + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \dots\dots\dots \text{Comb. Eccezionale}$$

Per lo stato limite di esercizio SLE si ha:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) \dots\dots\dots \text{Comb. caratteristica rara}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \dots\dots\dots \text{Comb. frequente}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \dots\dots\dots \text{Comb. quasi permanente}$$

I valori dei coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} e ψ_{2i} sono riportati nella tabella seguente in base al carico di riferimento.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

La combinazione sismica viene trascurata nei calcoli delle strutture in elevazione, così come per le fondazioni, in quanto non dimensionante. Il peso del palo infatti è ridotto e quindi anche l'azione statica equivalente del sisma corrispondente. Inoltre, secondo le NTC 2008, il vento non viene combinato con l'azione sismica di conseguenza le sollecitazioni derivanti dalla combinazione sismica sono sicuramente inferiori a quelle dovute al carico da vento amplificato nelle verifiche SLU.

12. METODO DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Vista la particolare geometria dell'opera, le verifiche sono state effettuate con riferimento a quanto previsto per le opere di sostegno, ovvero ai seguenti stati limite, come indicato nelle Nuove Norme Tecniche 2008 (par. 6.5.3.1.1):

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (capacità portante);
 - Collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - Collasso per perdita della stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - Collasso per ribaltamento;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale è stata effettuata seguendo la combinazione 2 dell'approccio 1 (A2+M2+R2) tenendo conto del valore del coefficiente parziale (R2) pari a $\gamma_R = 1.1$ riportato in tabella 6.8.I delle Nuove Norme Tecniche 2008.

La verifica di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattata come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU) e adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

Le altre verifiche invece devono essere svolte seguendo l'approccio 1 (combinazione 1 A1+M1+R1 e combinazione 2 A2+M2+R2) o l'approccio 2 (combinazione unica A1+M1+R3), in particolare si assume l'approccio 1.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$

12.1.1 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE (CARICO LIMITE)

La capacità portante limite viene valutata, secondo il criterio di Meyerhof, con riferimento alla fondazione equivalente, definita come la parte della fondazione reale rispetto alla quale la risultante dei carichi è baricentrica.

Per fondazioni rettangolari di dimensioni in pianta B ed L , indicate rispettivamente con e_B ed e_L le due componenti in direzione di B e di L della eccentricità del carico, le dimensioni efficaci B_e ed L_e sono espresse da:

$$B_e = B - 2 e_B \qquad L_e = L - 2 e_L$$

12.1.1.1 Verifiche in termini di sforzi efficaci

La pressione limite della fondazione è stata valutata in base alla soluzione di Prandtl (1921) e successive generalizzazioni. Per tenere conto della geometria reale e della presenza della scarpata immediatamente a valle della fondazione si è fatto riferimento all'espressione usata nella forma più generale di seguito riportata:

$$q_{lim,k} = \left(\frac{1}{2} \gamma' B_e N_\gamma \right) s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + (q' N_q) s_q d_q i_q b_q g_q + (c' N_c) s_c d_c i_c b_c g_c$$

I coefficienti di capacità portante N_γ , N_q ed N_c sono ricavati dalle seguenti espressioni (Vesic 1973):

$$\begin{aligned} N_q &= K_p e^{\pi \tan \varphi'} \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \varphi' \\ N_\gamma &= 2(N_q + 1) \tan \varphi' \end{aligned}$$

dove il coefficiente di spinta passiva vale:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

I coefficienti correttivi possono essere valutati mediante le espressioni:

Fattori di inclinazione del carico:

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_B}{N + B L c' \cot \varphi'} \right)^{m+1} \qquad (\text{Vesic, 1970})$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_B}{N + B L c' \cot \varphi'} \right)^m \qquad (\text{Vesic, 1970})$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'} \qquad (\text{Vesic, 1970})$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad (\text{Vesic, 1970})$$

Fattori di forma della fondazione:

$$s_c = 1 + \frac{B'}{L'} \frac{N_q}{N_c} \quad (\text{De Beer, 1967})$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \varphi' \quad (\text{De Beer, 1967})$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} \quad (\text{De Beer, 1967})$$

Fattori di affondamento della fondazione:

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \frac{D}{B'} \quad \frac{D}{B'} \leq 1 \quad (\text{Brinch-Hansen, 1970}), (\text{Vesic, 1973})$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \arctan \frac{D}{B'} \quad \frac{D}{B'} > 1 \quad (\text{Brinch-Hansen, 1970}), (\text{Vesic, 1973})$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi'} \quad (\text{De Beer e Landanyi, 1961})$$

Fattori di inclinazione della fondazione:

$$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$$

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'} \quad (\text{Vesic, 1973})$$

Fattori di inclinazione del piano campagna:

$$g_\gamma = (1 - \tan \omega_B)^2$$

$$g_q = (1 - \tan \omega_B)^2$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi'} \quad (\text{Brinch-Hansen, 1970})$$

I simboli utilizzati nelle espressioni precedenti rappresentano :

- q_{lim} = pressione limite, riferita all'area efficace della fondazione
- γ' = peso di volume efficace
- φ' = angolo di attrito
- c' = coesione efficace
- D = profondità dal piano campagna del piano di imposta della fondazione

- $q' = \gamma' D$ = pressione verticale efficace alla quota di imposta della fondazione
- N = componente della risultante dei carichi perpendicolare al piano di imposta (risultante dei carichi verticali nel caso più comune di piano di imposta orizzontale);
- H_B = carico agente in direzione parallela al lato minore della fondazione
- e_B = componente dell'eccentricità della risultante dei carichi nella direzione parallela a B
- B = dimensione minore della fondazione;
- $B_e = B - 2 e_B$ dimensione efficace minore della fondazione
- N_γ, N_q, N_c = fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di attrito φ' ;
- s_γ, s_q, s_c = fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione;
- d_γ, d_q, i_c = fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di imposta;
- i_γ, i_q, i_c = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del carico;
- b_γ, b_q, b_c = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione della base della fondazione;
- g_γ, g_q, g_c = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del piano campagna circostante la fondazione;
- α_B = angolo d'inclinazione in radianti del piano di imposta della fondazione nella direzione di B (positiva per piano di imposta pendente verso "monte", cioè in direzione opposta a quella verso cui si presume si sviluppi la rottura)
- ω_B = angolo di inclinazione in radianti del piano campagna nella direzione di B (positiva per piano di imposta pendente verso "monte", cioè in direzione opposta a quella verso cui si presume si sviluppi la rottura)

12.1.1.2 Verifiche in termini di sforzi totali

La pressione limite della fondazione è stata facendo riferimento all'espressione usata nella forma più generale di seguito riportata:

$$q_{lim,k} = (q N_q) + (c_u N_c) s_c d_c i_c b_c g_c$$

I coefficienti di capacità portante N_q ed N_c sono ricavati dalle seguenti espressioni:

$$N_q = 1$$

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_\gamma = 0$$

I coefficienti correttivi possono essere valutati mediante le espressioni:

Fattori di inclinazione del carico:

$$i_c = 1 - \frac{m H}{B' L' c_u N_c}$$

per fondazione nastriforme: $m = 2$

per altri casi: $m = m_B \sin^2 \theta + m_L \cos^2 \theta$

Con:

$$m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$$

$$m_L = \frac{2 + L'/B'}{1 + L'/B'}$$

Fattori di forma della fondazione:

$$s_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B'}{L'} \right)$$

Fattori di affondamento della fondazione:

$$\text{per } D/B' \leq 1: d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B'}$$

$$\text{per } D/B' > 1: d_c = 1 + 0.4 \arctan \left(\frac{D}{B'} \right)$$

Fattori di inclinazione della fondazione:

$$b_c = 1 - \frac{2 \beta_f}{2 + \pi}$$

Fattori di inclinazione del piano campagna:

$$g_c = 1 - \frac{2 \beta_p}{2 + \pi}$$

12.1.1 VERIFICA A SCORRIMENTO

La risultante delle azioni orizzontali E_H agenti sul muro deve risultare non superiore alla forza resistente R_H costituita dall'attrito sul piano di imposta.

In termini di tensioni efficaci, la resistenza è valutata come prodotto della risultante delle azioni verticali N (ortogonali al piano di imposta) per il coefficiente di attrito in fondazione $\mu = \tan(\varphi')$, a cui si somma il contributo dato dalla coesione, ovvero:

$$R_H = N \mu + c' B' L' = N \tan(\varphi') + c' B' L'$$

12.1.2 VERIFICA A RIBALTAMENTO

La somma dei momenti, valutati rispetto allo spigolo di valle A (per condizione di vento verso strada) o allo spigolo di monte B (per condizione di vento da strada) del plinto di fondazione, dovuti alle azioni agenti sul muro deve risultare non superiore al momento dovuto al peso proprio della struttura e delle masse ad esso collegate.

Fattori amplificativi per l'equilibrio di corpo rigido		
Azioni/Reazioni	Favorevole	Sfavorevole
Peso del muro e del rinterro	0.9	
Eventuali masse aggiuntive collegate al muro	0.9	
Azione di eventuali tiranti	0.9	
Spinta del terreno, componente statica e sismica		1.1
Forze di inerzia muro, terreno ed eventuali masse aggiuntive collegate		1.1
Spinta dell'acqua e sottospinta idraulica		1.1
Azione del vento		1.5

13. VERIFICHE DELL'ELEVAZIONE

Si riportano le verifiche di resistenza per le strutture in elevazione (palo di illuminazione).

Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il metodo semiprobabilistico agli stati limite, seguendo l'Approccio progettuale di tipo 1.

Si riportano di seguito la geometria e l'analisi delle azioni agenti.

GEOMETRIA E CARICHI			
Geometria palo e lampada			
Altezza palo totale	$H_{\text{palo tot}}$	10,80	[m]
Lunghezza di infissione nel plinto	H_{inf}	0,80	[m]
Altezza palo libera	H_{palo}	10,00	[m]
Diametro alla base	$\varnothing_{\text{base}}$	211	[mm]
Diametro alla sommità	\varnothing_{top}	60	[mm]
Spessore	s_p	3	[mm]
Peso palo	P_{palo}	111,00	[kg]
Peso lampada	P_{lampada}	16,00	[kg]

Lo schema di calcolo adottato per la valutazione delle sollecitazioni è quello di una mensola, di lunghezza pari a 10,00 m, soggetta all'azione del vento.

Si riportano di seguito le sollecitazioni non amplificate agenti alla sezione di base del palo. Si trascura l'azione del vento agente sulla lampada vista la sua ridotta entità.

BASE PALO LUCE			
Sollecitazioni			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Palo e lampada	1,25	0,00	0,00
Vento sul palo	0,00	1,11	5,55

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione e taglio della sezione di base del palo di illuminazione, effettuata considerando l'Approccio 1-Combinazione 1 (A1+M1+R1)".

Poiché la sezione ricade in classe 3, si applica il metodo elastico per le verifiche a flessione.

VERIFICA STRUTTURALE MICROPALO

Canna micropalo: geometria e materiali

Diametro	\varnothing	[mm]	211
Spessore	sp	[mm]	3
Area	A	[mm ²]	1960
Area resistente a taglio	$A_r = 2A/\pi$	[mm ²]	1248
Modulo di resistenza plastico	W_{el}	[cm ³]	100,51
Modulo di resistenza plastico	W_{pl}	[cm ³]	129,80
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	[N/mm ²]	235

Classificazione della sezione

Coefficiente acciaio	$\varepsilon = (235/f_{yk})^{0.3}$	[kN]	1,00
Rapporto diametro/spessore	$\varnothing/(sp \cdot \varepsilon^2)$	[kN]	70,33
Classe sezione	Classe	[-]	3

Sollecitazioni testa palo

Sforzo normale	N_{Ed}	[kN]	1,62
Taglio	V_{Ed}	[kN]	1,67
Momento flettente	M_{Ed}	[kNm]	8,33

Azioni resistenti elementari

Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	[-]	1,05
Momento flettente resistente di progetto	$M_{e,Rd} = W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$	[kNm]	22,50
Sforzo normale resistente di progetto	$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$	[kN]	438,75
Taglio resistente di progetto	$V_{c,Rd} = A_r \cdot f_{yk} / (3^{0.5} \cdot \gamma_{M0})$	[kN]	161,26

Effetto delle azioni combinate sul momento resistente

Coefficiente influenza taglio	$p = [2 V_{Ed} / V_{c,Rd} - 1]^2$	[-]	0,00
Coefficiente influenza sforzo normale	$n = N_{Ed} / [(A \cdot p \cdot A_r) \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}]$	[-]	0,00
Momento resistente ridotto	$M_{e,Rd,N+V} = M_{e,Rd} (1 - n^2)$	[kNm]	22,49

Verifiche

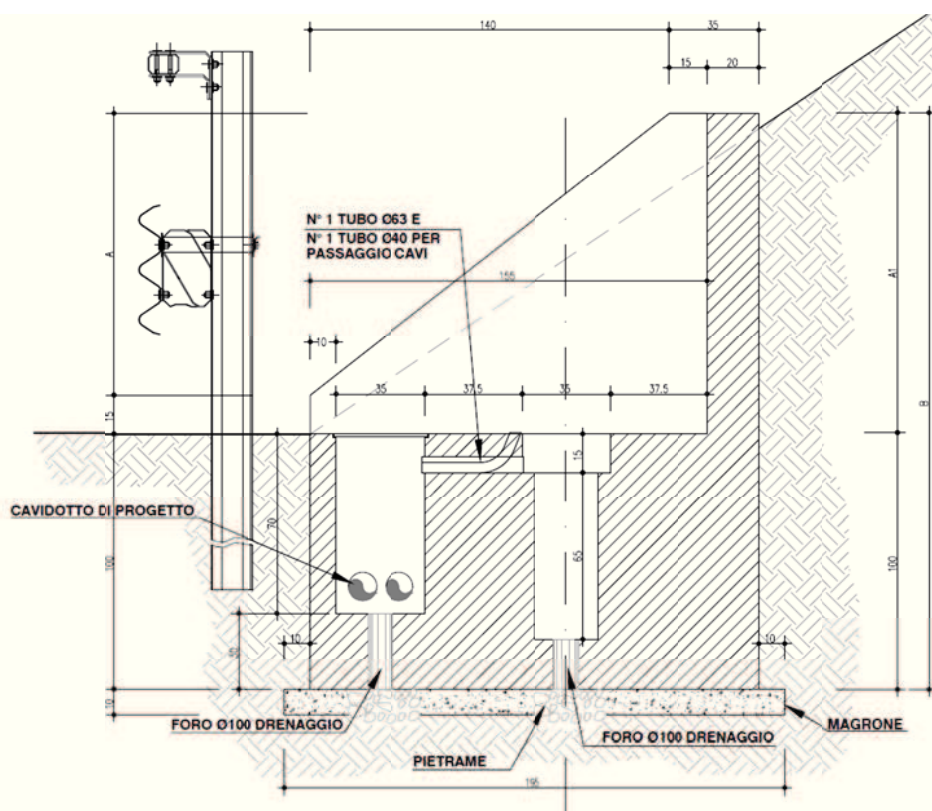
Sforzo assiale	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	[%]	0,37%
Taglio	$V_{Ed} / V_{c,Rd}$	[%]	1,03%
Presso-tenso flessione	$M_{Ed} / M_{e,Rd,N+V}$	[%]	37,01%
Verificato			

14. VERIFICHE DELLE FONDAZIONI

Si riportano le verifiche di resistenza per le opere di fondazione. Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il metodo semiprobabilistico agli stati limite, seguendo l'Approccio progettuale di tipo 1.

14.1 PLINTO PALO LUCE CON REGGISCARPATA INT. 3Nb

Il plinto di fondazione è stato dimensionato con le sollecitazioni derivanti dal palo sovrastante e con l'azione della spinta attiva del terreno a monte considerando la geometria peggiore, ovvero quella con altezza del reggiscarpata più alta.



PALO LUCE	A	A1	B
E1	0,75 m	0,90 m	1,90 m
E2-E6	1,80 m	1,95 m	2,95 m
E3-E4-E5	1,45 m	1,60 m	2,60 m
E7	1,05 m	1,20 m	2,20 m

14.1.1 GEOMETRIA E CARICHI

Si riportano di seguito la geometria e l'analisi delle azioni agenti.

GEOMETRIA E CARICHI			
Geometria palo e lampada			
Altezza palo totale	$H_{\text{palo tot}}$	10,80	[m]
Lunghezza di infissione nel plinto	H_{inf}	0,80	[m]
Altezza palo libera	H_{palo}	10,00	[m]
Diametro alla base	ϕ_{base}	211	[mm]
Diametro alla sommità	ϕ_{top}	60	[mm]
Spessore	s_p	3	[mm]
Peso palo	P_{palo}	111,00	[kg]
Peso lampada	P_{lampada}	16,00	[kg]
Distanza baricentro palo da bordo plinto lato strada	d_{palo}	1,00	[m]
Eccentricità baricentro palo da baricentro plinto	e_{palo}	-0,125	[m]
Geometria fondazione			
Base plinto	B_{plinto}	1,75	[m]
Lunghezza plinto	L_{plinto}	1,70	[m]
Altezza plinto	H_{plinto}	1,00	[m]
Altezza reggiscarpata	$H_{\text{reggiscarpata}}$	1,95	[m]
Spessore reggiscarpata	$S_{\text{reggiscarpata}}$	0,20	[m]
Spessore reggiscarpata laterale	S_{parete}	0,20	[m]
Altezza dente	h_1	0,15	[m]
Base dente	b_1	0,15	[m]
Altezza totale	H_{tot}	2,95	[m]

Geometria terreno di ricoprimento				
<u>Lato strada</u>				
Profondità piano di posa fondazione	D_1	1,00	[m]	
Angolo inclinazione terreno	α_1	0	[°]	
Altezza paramento scoperto	h_1	0,00	[m]	
<u>Lato esterno</u>				
Profondità piano di posa fondazione	D_2	2,95	[m]	
Angolo inclinazione terreno	α_2	50	[°]	
Altezza paramento scoperto	h_2	0,00	[m]	
Carichi				
Peso proprio palo con lampada	$P_{\text{illuminazione}}$	1,25	[kN]	
Peso proprio plinto	P_{plinto}	108,58	[kN]	
Carico dovuto al vento sul palo	q_w	0,111	[kN/m]	
Carico dovuto al vento sulla lampada	F_w		[kN]	

I segni delle sollecitazioni hanno il seguente significato:

- Sforzo normale, positivo se di compressione;
- Taglio, positivo se diretto verso l'esterno;
- Momento; positivo se in senso antiorario.

L'azione della spinta attiva del terreno è stata calcolata considerando i parametri medi del terreno presente in sito (Unità T1) e un'inclinazione della scarpata pari al più quanto l'angolo di attrito interno di progetto del terreno.

TERRENO			
Valori caratteristici e di progetto parametri terreno			
<u>Valori caratteristici</u>	Terreno	T1	[-]
Peso specifico terreno	$\gamma_{k\,ric}$	15,1	[kN/m ³]
Angolo d'attrito	$\varphi_{k\,ric}$	30	[°]
Coesione drenata	$c'_{k\,ric}$	60	[kN/m ²]
Coesione non drenata	$c_{u\,k\,ric}$	55	[kN/m ²]
<u>Valori di progetto (M1)</u>	Terreno	T1	[-]
Peso specifico terreno	$\gamma_{d\,ric}$	15,1	[kN/m ³]
Angolo d'attrito	$\varphi_{d\,ric}$	30	[°]
Coesione drenata	$c'_{d\,ric}$	60	[kN/m ²]
Coesione non drenata	$c_{u\,d\,ric}$	55	[kN/m ²]
<u>Valori di progetto (M2)</u>	Terreno	T1	[-]
Peso specifico terreno	$\gamma_{d\,ric}$	15,1	[kN/m ³]
Angolo d'attrito	$\varphi_{d\,ric}$	24,8	[°]
Coesione drenata	$c'_{d\,ric}$	48,0	[kN/m ²]
Coesione non drenata	$c_{u\,d\,ric}$	39,3	[kN/m ²]

COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA			
Spinta attiva lato esterno			
Inclinazione piano campagna	α_2	24,8	[°]
<u>Coefficiente M1</u>			
Teoria di Rankine (terreno inclinato)	$K_{A\,Rankine}$	0,54	[-]
Spinta attiva Rankine (inclinata di α)	$S_{A\,Rankine}$	54,60	[kN]
<u>Coefficiente M2</u>			
Teoria di Rankine (terreno inclinato)	$K_{A\,Rankine}$	1,00	[-]
Spinta attiva Rankine (inclinata di α)	$S_{A\,Rankine}$	101,40	[kN]

Spinta attiva lato strada			
Inclinazione piano campagna	α_1	0	[°]
<u>Coefficiente M1</u>			
Teoria di Rankine (terreno inclinato)	$K_{A \text{ Rankine}}$	0,33	[-]
Spinta attiva Rankine (inclinata di α)	$S_{A \text{ Rankine}}$	4,28	[kN]
<u>Coefficiente M2</u>			
Teoria di Rankine (terreno inclinato)	$K_{A \text{ Rankine}}$	0,41	[-]
Spinta attiva Rankine (inclinata di α)	$S_{A \text{ Rankine}}$	5,25	[kN]

BASE REGGISCARPATA			
Sollecitazioni			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Peso paramento verticale	16,58	0,00	0,00
Spinte del terreno - Valori medi			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Spinta attiva lato esterno - coefficienti M1	10,00	21,66	13,08
Combinazioni verifiche STRUTTURALI			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Vento vs strada Carichi permanenti	16,58	0,00	0,00
Spinta terreno M1	10,00	21,66	13,08

I momenti a base plinto sono stati calcolati rispetto a tre punti diversi così individuati:

- Punto A: spigolo estremo di base più vicino alla strada;
- Punto B: spigolo estremo di base più lontano dalla strada;
- Punto G: baricentro della base del plinto.

BASE PLINTO					
Sollecitazioni					
	N [kN]	T [kN]	M _A [kNm]	M _B [kNm]	M _G [kNm]
Palo e lampada	1,25	0,00	-1,25	0,93	-0,16
Vento sul palo	0,00	1,11	6,66	6,66	6,66
Vento sulla lampada	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Peso plinto	74,38	0,00	-65,08	65,08	0,00
Peso reggiscarpata	16,58	0,00	-27,35	1,66	-12,85
Peso pareti laterali	17,63	0,00	-18,02	12,83	-2,60

Spinte del terreno - Valori medi					
	N [kN]	T [kN]	M _A [kNm]	M _B [kNm]	M _G [kNm]
Vento DA strada	Spinta attiva lato strada - coefficienti M1	0,00	37,23	-12,41	-12,41
	Spinta attiva lato strada - coefficienti M2	0,00	45,70	-15,23	-15,23
Vento VS strada	Spinta attiva lato esterno - coefficienti M1	22,90	-49,57	8,68	48,74
	Spinta attiva lato esterno - coefficienti M2	42,52	-92,06	16,11	90,52

Combinazioni verifica a RIBALTAMENTO					
	N [kN]	T [kN]	M _A [kNm]	M _B [kNm]	M _G [kNm]
Vento DA strada	Momento pesi propri	-	-	80,50	-
	Momento spinte terreno M2	-	-	-15,23	-
	Momento carichi accidentali	-	-	-6,66	-
Vento VS strada	Momento pesi propri	-	-	-111,69	-
	Momento spinte terreno M2	-	-	16,11	-
	Momento carichi accidentali	-	-	6,66	-

Combinazioni verifiche a SCORRIMENTO, CARICO LIMITE e STRUTTURALI					
	N [kN]	T [kN]	M _A [kNm]	M _B [kNm]	M _G [kNm]
Vento DA strada	Carichi permanenti	109,82	0,00	-	-15,60
	Spinta terreno M1	0,00	37,23	-	-12,41
	Spinta terreno M2	0,00	45,70	-	-15,23
	Carichi variabili	0,00	1,11	-	-6,66
Vento VS strada	Carichi permanenti	109,82	0,00	-	-15,60
	Spinta terreno M1	22,90	-49,57	-	28,71
	Spinta terreno M2	42,52	-92,06	-	53,32
	Carichi variabili	0,00	-1,11	-	6,66

14.1.2 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE (CARICO LIMITE)

Si riportano di seguito i calcoli effettuati per la condizione più gravosa, ovvero quella di vento diretto verso la strada considerando l'Approccio 1-Combinazione 2 (A2+M2+R2)".

14.1.2.1 Verifiche in termini di sforzi totali

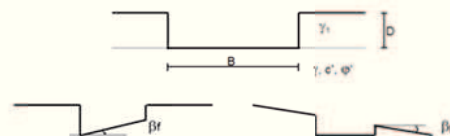
Coefficienti parziali

				Azioni - A		Proprietà del terreno - M				Resistenze - R	
Metodo di calcolo	Approccio	Combinazione	Scelta	Permanenti	Variabili	$\tan \phi'$	c'	c_u	γ	q_{lim}	Scorr
Stato Limite Ultimo	Approccio 1	Combinazione 1 (A1+M1+R1)	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		Combinazione 2 (A2+M2+R2)	●	1,00	1,30	1,25	1,25	1,40	1,00	1,00	1,00
		SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,40	1,00	1,00	1,10
	Approccio 2	Combinazione unica (A1+M1+R3)	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,40	1,10
		SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,40	1,10
		Tensioni Ammissibili		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00
Definiti dal Progettista		○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,40	1,00	1,00	1,00	1,00

Geometria

Larghezza fondazione (dimensione trasversale)	B	[m]	1,75
Lunghezza fondazione (direzione longitudinale)	L	[m]	1,70
Profondità del piano di posa	D	[m]	1,00
Inclinazione della base della fondazione	β_f	[°]	0
Inclinazione del piano campagna	β_p	[°]	24,8
	$\beta_f + \beta_p$	[°]	24,8

per fondazione nastriforme L>100



Terreno

	Valori caratteristici			Valori di progetto		
Peso unità di volume terreno latitante la fondazione	γ_{sk}	[kN/m³]	15,10	γ_{sd}	[kN/m³]	15,10
Peso unità di terreno immerso latitante la fondazione	γ'_{sk}	[kN/m³]	5,29	γ'_{sd}	[kN/m³]	5,29
Peso unità di volume terreno sottostante la fondazione	γ_k	[kN/m³]	15,10	γ_d	[kN/m³]	15,10
Peso unità di volume terreno immerso sottostante la fondazione	γ'_k	[kN/m³]	5,29	γ'_d	[kN/m³]	5,29
Coesione drenata terreno sottostante la fondazione	c'_k	[kN/m²]	60	c'_d	[kN/m²]	48
Angolo di attrito interno terreno sottostante la fondazione	ϕ'_k	[°]	30	ϕ'_d	[°]	24,79

Falda

Profondità falda idrica rispetto piano campagna	z_w	[m]	12,00
Profondità falda idrica rispetto piano di posa fondazione $d = z_w - D$	d	[m]	11,00
Peso unità di volume acqua	γ_w	[kN/m³]	9,81

Falda sotto al piano di posa con effetto trascurabile



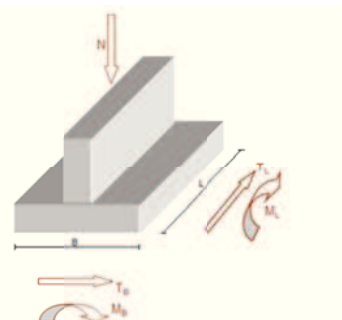
Carichi

Condizione VENTO VERSO STRADA

			Valori caratteristici		Valori di progetto
			Permanenti	Variabili	
Carico verticale	N	[kN]	152,34	0,00	152,34
Momento in direzione trasversale (asse momento longitudinale)	M_y	[kNm]	37,72	6,66	46,38
Momento in direzione longitudinale (asse momento trasversale)	M_x	[kNm]			0,00
Taglio in direzione trasversale	T_y	[kN]	-92,06	-1,11	93,50
Taglio in direzione longitudinale	T_x	[kN]			0,00
Taglio risultante $H = (T_x^2 + T_y^2)^{1/2}$	H	[kN]	92,06	1,11	93,50

Eccentricità dei carichi e parzializzazione della sezione

Eccentricità in direzione trasversale $e_y = M_y/N$	e_y	[m]	0,30
Eccentricità in direzione longitudinale $e_x = M_x/N$	e_x	[m]	0,00
Dimensione trasversale fondazione reagente $B' = B - 2e_y$	B'	[m]	1,14
Dimensione longitudinale fondazione reagente $L' = L - 2e_x$	L'	[m]	1,70



Sovraccarico del terreno latitante la fondazione alla profondità di posa D

se falda sotto al piano di posa	$q' = \gamma_1 D$	q'	[kN/m ²]	15,10
se falda sopra al piano di posa	$q' = \gamma_1 (D-d) + \gamma_1' d$			

Peso del volume di terreno di fondazione per presenza della falda

se falda sopra al piano di posa	$V_2 = \gamma'$	V_2	[kN/m ³]	15,10
se falda sotto al piano di posa con $d < B$	$V_2 = \gamma' + (\gamma - \gamma') d/B$			
se falda sotto al piano di posa con $d \geq B$	$V_2 = \gamma$			

Coefficienti di carico limite o capacità portante

$N_q = q \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\gamma}{2} \right)^2 e^{-\gamma \phi}$	N_q	[-]	10,43
$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	N_c	[-]	20,42
$N_r = 2(N_q + 1) \tan \phi$	N_r	[-]	10,56

Fattori di forma

$s_q = 1 + B'/L' \tan \phi$	s_q	[-]	1,31
$s_c = 1 + (B'/L') (N_c/N_q)$	s_c	[-]	1,34
$s_r = 1 - 0,4 B'/L'$	s_r	[-]	0,73

Fattori di profondità del piano di posa della fondazione

Fattori di penetrazione del piano di posa nella fondazione				
per $D/B \leq 1$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 D/B'$	d_q	[-]	1,27
per $D/B > 1$	$d_q = 1 + (2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2) \arctan(D/B')$			
$d_r = d_q \cdot (1 - d_q) / (N_c \tan \phi')$		d_r	[-]	1,30
$d_r = 1$		d_r	[-]	1,00

Fattori di inclinazione del carico

Fattori di modificazione del carico			
$m_q = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$	m_q	[-]	1,60
$m_c = (2 + L'/B') / (1 + L'/B')$	m_c	[-]	1,40
$\theta = \arctan(T_y/T_x)$	θ	[°]	90,00
per fondazione nastriforme $m=2$			
per altri casi $m = m_q \sin(\theta)^2 + m_c \cos(\theta)^2$	m	[-]	1,60

$i_q = (1 - H/(N + B' L' c' \cot \phi'))^m$	i_q	[-]	0,61
$i_c = i_q \cdot (1 - i_q)/(N_q - 1)$	i_c	[-]	0,57
$i_r = (1 - H/(N + B' L' c' \cot \phi'))^{m-1}$	i_r	[-]	0,45

Fattori di inclinazione del piano campagna

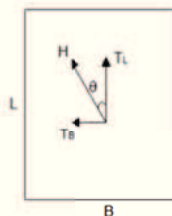
$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2$	g_q	[-]	0,29
$g_c = g_q \cdot (1 - g_q) / (N_c \tan \phi')$	g_c	[-]	0,21
$g_r = g_q$	g_r	[-]	0,29

Fattori di inclinazione della base della fondazione

$b_q = (1 - \beta_p \tan \phi')^2$	b_q	[-]	1,00
$b_c = b_q \cdot (1 - b_q) / (N_c \tan \phi')$	b_c	[-]	1,00
$b_r = b_q$	b_r	[-]	1,00

Riepilogo fattori correttivi

		q	c	r
Fattori di forma	s	1,31	1,34	0,73
Fattori di profondità del piano di posa della fondazione	d	1,27	1,30	1,00
Fattori di inclinazione del carico	i	0,61	0,57	0,45
Fattori di inclinazione del piano campagna	g	0,29	0,21	0,29
Fattori di inclinazione della base della fondazione	b	1,00	1,00	1,00



Verifica di capacità portante in tensioni efficaci

Carico limite caratteristico	q_{lim}	[kN/m ²]	265,01
Carico limite di progetto $q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_R$	q_{Rd}	[kN/m ²]	265,01
Pressione massima agente $q_{Ed} = N / (B' L')$	q_{Ed}	[kN/m ²]	78,53
Fattore di sicurezza $FS = q_{Ed} / q_{Rd}$	FS	[-]	29,63%

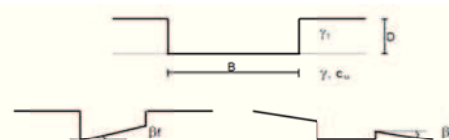
14.1.2.2 Verifiche in termini di sforzi totali

Geometria

Larghezza fondazione (dimensione trasversale)	B	[m]	1,75
Lunghezza fondazione (direzione longitudinale)	L	[m]	1,70
Profondità del piano di posa	D	[m]	1,00
Inclinazione della base della fondazione	β_r	[°]	0
Inclinazione del piano campagna	β_p	[°]	50,0
	$\beta_r + \beta_p$	[°]	50,00

Terreno

	Valori caratteristici			Valori di progetto		
Peso unità di volume terreno latitante la fondazione	γ_{sk}	[kN/m ³]	15,10	γ_{sd}	[kN/m ³]	15,10
Peso unità di volume terreno sottostante la fondazione	γ_v	[kN/m ³]	15,10	γ_d	[kN/m ³]	15,10
Coesione non drenata terreno sottostante la fondazione	c_{uk}	[kN/m ²]	55	c_{sd}	[kN/m ²]	39,29



Carichi

Condizione VENTO VERSO STRADA

			Valori caratteristici		Valori di progetto
			Permanenti	Variabili	
Carico verticale	N	[kN]	152,34	0,00	152,34
Momento in direzione trasversale (asse momento longitudinale)	M_y	[kNm]	37,72	6,66	46,38
Momento in direzione longitudinale (asse momento trasversale)	M_x	[kNm]			0,00
Taglio in direzione trasversale	T_y	[kN]	-92,06	-1,11	93,50
Taglio in direzione longitudinale	T_x	[kN]			0,00
Taglio risultante $H = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$	H	[kN]	92,06	1,11	93,50

Eccentricità dei carichi e parzializzazione della sezione

Eccentricità in direzione trasversale $e_y = M_y/N$	e_y	[m]	0,30
Eccentricità in direzione longitudinale $e_x = M_x/N$	e_x	[m]	0,00
Dimensione trasversale fondazione reagente $B' = B - 2e_y$	B'	[m]	1,14
Dimensione longitudinale fondazione reagente $L' = L - 2e_x$	L'	[m]	1,70

Sovraccarico del terreno latitante la fondazione alla profondità di posa D

$q = \gamma_v D$	q	[kN/m²]	15,10
------------------	---	---------	-------

Coefficienti di carico limite o capacità portante

$N_k = 1$	N_k	[-]	1,00
$N_k = 2 + \pi$	N_k	[-]	5,14
$N_k = 0$	N_k	[-]	0,00

Fattori di forma

$s_k = 1$	s_k	[-]	1,00
$s_k = 1 + 0,2 (B'/L')$	s_k	[-]	1,13
$s_k = 1$	s_k	[-]	1,00

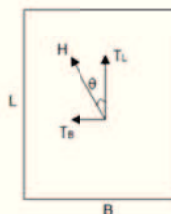
Fattori di profondità del piano di posa della fondazione

$d_k = 1$	d_k	[-]	1,00
per $D/B' \leq 1$ $d_k = 1 + 0,4 D/B'$	d_k	[-]	1,35
per $D/B' > 1$ $d_k = 1 + 0,4 \arctan(D/B')$	d_k	[-]	1,00

Fattori di inclinazione del carico

$m_k = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$	m_k	[-]	1,60
$m_k = (2 + L'/B') / (1 + L'/B')$	m_k	[-]	1,40
$\theta = \arctg(T_y/T_x)$	θ	[°]	90,00
per fondazione nastriforme $m = 2$	m	[-]	1,60
per altri casi $m = m_k \sin^2(\theta) + m_k \cos^2(\theta)$	m	[-]	1,60

$i_k = 1$	i_k	[-]	1,00
$i_k = 1 - (m H)/(B' L' c_{u,d})$	i_k	[-]	0,62
$i_k = 1$	i_k	[-]	1,00



Fattori di inclinazione del piano campagna

$\beta_k = 1$	β_k	[-]	1,00
$\beta_k = 1 - 2\beta_p / (2 + \pi)$	β_k	[-]	0,66
$\beta_k = \beta_k$	β_k	[-]	1,00

Fattori di inclinazione della base della fondazione

$b_k = 1$	b_k	[-]	1,00
$b_k = 1 - 2\beta_r / (2 + \pi)$	b_k	[-]	1,00
$b_k = b_k$	b_k	[-]	1,00

Riepilogo fattori correttivi

		q	c	γ
Fattori di forma	s	1,00	1,13	1,00
Fattori di profondità del piano di posa della fondazione	d	1,00	1,35	1,00
Fattori di inclinazione del carico	i	1,00	0,62	1,00
Fattori di inclinazione del piano campagna	g	1,00	0,66	1,00
Fattori di inclinazione della base della fondazione	b	1,00	1,00	1,00

Verifica di capacità portante in tensioni totali

Carico limite caratteristico	q_{lim}	[kN/m ²]	141,53
Carico limite di progetto $q_{Rd}=q_{lim}/\gamma_R$	q_{Rd}	[kN/m ²]	141,53
Pressione massima agente $q_{Ed}=N/(B' L')$	q_{Ed}	[kN/m ²]	78,53
Fattore di sicurezza $FS=q_{Ed}/q_{Rd}$	FS	[-]	55,49%

14.1.3 VERIFICA A SCORRIMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati per la condizione più gravosa, ovvero quella di vento diretto verso la strada considerando l'Approccio 1-Combinazione 2 (A2+M2+R2)".

Verifica a scorrimento

Azione resistente caratteristica $S_k=N \operatorname{tg}\varphi' + c' B' L'$	S_k	[kN]	163,48
Azione resistente di progetto $S_d=S_k/\gamma_R$	S_d	[kN]	163,48
Carico agente	H_d	[kN]	93,50
Fattore di sicurezza $FS=H_d/S_d$	FS	[-]	57,20%

14.1.4 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati considerando stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU) e adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU+M2)			
Coefficiente parziale per i carichi permanenti favorevoli	γ_{G1}	0,9	[-]
Coefficiente parziale per le spinte	γ_{G1}	1,1	[-]
Coefficiente parziale per i carichi accidentali sfavorevoli	γ_Q	1,5	[-]
Condizione VENTO DA STRADA			
Momento carichi permanenti	M_{perm}	80,50	[kNm]
Momento spinta del terreno	M_{spinta}	-15,23	[kNm]
Momento vento da strada	M_{vento}	-6,66	[kNm]
Momento destabilizzante risp. Punto B	M_{dest}	26,75	[kNm]
Momento stabilizzante risp. Punto B	M_{stab}	72,45	[kNm]
$\eta_{RIBALTAMENTO} = M_{stab}/M_{dest}$		2,71	>1 Verificata
Condizione VENTO VERSO STRADA			
Momento carichi permanenti	M_{perm}	-111,69	[kNm]
Momento spinta del terreno	M_{spinta}	16,11	[kNm]
Momento vento verso strada	M_{vento}	6,66	[kNm]
Momento destabilizzante risp. Punto A	M_{dest}	27,72	[kNm]
Momento stabilizzante risp. Punto A	M_{stab}	100,52	[kNm]
$\eta_{RIBALTAMENTO} = M_{stab}/M_{dest}$		3,63	>1 Verificata

14.1.1 VERIFICA STRUTTURALE

Si riportano di seguito i calcoli effettuati per la condizione più gravosa, ovvero quella di vento diretto verso la strada considerando l'Approccio 1-Combinazione 1 (A1+M1+R1)".

14.1.1.1 Verifica del plinto (sezione di base)

VERIFICA STRUTTURALE SEZIONE DI FONDAZIONE (Approccio 1-Combinazione 1: A1-M1-R1)			
Condizione VENTO VERSO STRADA			
Momento flettente a base plinto	M_{Ed}	46,40	[kNm]
Sforzo normale a base plinto	N_{Ed}	142,77	[kN]
Taglio a base plinto	V_{Ed}	50,07	[kN]
GEOMETRIA			
Base della sezione	B	1,70	[m]
Altezza della sezione	H	1,75	[m]
Copriferro armatura	c	0,05	[m]
Armatura	A_s	Ø10/20	[-]
Diametro ferri	Ø	10	[-]
Passo ferri	passo	20	[cm]
Numero ferri al metro per lato	n	8	[-]
Area armatura 8+8 Ø10	A_s	1257	[mm ²]
Classe calcestruzzo	CLS	C28/35	[-]
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]
Resistenza cilindrica di progetto	f_{cd}	15,87	[N/mm ²]

VERIFICA A FLESSIONE				
Momento flettente agente massimo	M_{Ed}	46,40	[kNm/m]	
Momento flettente resistente	M_{Rd}	419,10	[kNm/m]	
$\eta_{FLESSIONE FONDAZIONE} = M_{Ed}/M_{Rd}$		0,11	<1	Verificata
VERIFICA A TAGLIO				
Coefficiente	k	1,34	[-]	
Rapporto geometrico armatura longitudinale	ρ_l	0,04%	[%]	
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]	
Taglio adimensionale minimo	v_{min}	0,29	[N/mm ²]	
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	857,52	[kN/m]	
Taglio agente	V_{Ed}	50,07	[kN/m]	
$\eta_{TAGLIO FONDAZIONE} = V_{Ed}/V_{Rd}$		0,06	<1	Verificata

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	170	175

N°	As [cm ²]	d [cm]
1	6,28	5
2	6,28	170

Tipologia Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipologia flessione
☒ Retta ☐ Devia

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C	C28/35
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 15,87
E_s/E_c 15	I_{cc}/I_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,557 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,6667
	τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 419,1 kNm

σ_c -12,92 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 1,138 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 170 cm
 x 2,818 x/d 0,01657
 δ 0,7

14.1.1.2 Verifica della sezione di base del paramento reggiscarpata

SOLLECITAZIONI BASE PARAMENTO VERTICALE (Approccio 1-Combinazione 1: A1-M1-R1)			
Coefficiente parziale per i carichi permanenti A1	V_{G1}	1,30	[-]
Coefficiente parziale per le spinte A1	V_{G1}	1,30	[-]
Coefficiente parziale per i carichi accidentali A1	V_Q	1,50	[-]
Lunghezza fondazione	$L_{fondazione}$	1,70	[m]
Condizione VENTO VERSO STRADA			
Sforzo normale complessivo	N_{Ed}	34,55	[kN]
Momento flettente complessivo	M_{Ed}	17,00	[kNm]
Taglio complessivo	V_{Ed}	28,16	[kN]
Sforzo normale per metro di profondità	N_{Ed}	20,33	[kN/m]
Momento flettente per metro di profondità	M_{Ed}	10,00	[kNm/m]
Taglio per metro di profondità	V_{Ed}	16,56	[kN/m]
VERIFICA STRUTTURALE SEZIONE BASE PARAMENTO (Approccio 1-Combinazione 1: A1-M1-R1)			
Condizione VENTO VERSO STRADA			
Sforzo normale per metro di profondità	N_{Ed}	20,33	[kN/m]
Momento flettente per metro di profondità	M_{Ed}	10,00	[kNm/m]
Taglio per metro di profondità	V_{Ed}	16,56	[kN/m]
GEOMETRIA			
Base della sezione	B	1,00	[m]
Altezza della sezione	H	0,20	[m]
Copriferro armatura	c	0,05	[m]
Armatura	A_s	Ø10/20	[-]
Diametro ferri	Ø	10	[-]
Passo ferri	passo	20	[cm]
Numero ferri al metro per lato	n	5	[-]
Area armatura 5+5 Ø10	A_s	785	[mm ²]
Classe calcestruzzo	CLS	C28/35	[-]
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]
Resistenza cilindrica di progetto	f_{cd}	15,87	[N/mm ²]

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE			
Momento flettente agente	M_{Ed}	10,00	[kNm/m]
Momento flettente resistente	$M_{Rd} (N_{Ed})$	27,69	[kNm/m]
$\eta_{FLESSIONE PARAMENTO} = M_{Ed} / M_{Rd}$		0,36	<1 Verificata

VERIFICA A TAGLIO			
Coefficiente	k	2,15	[-]
Rapporto geometrico armatura longitudinale	ρ_l	0,39%	[%]
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,10	[N/mm ²]
Taglio adimensionale minimo	V_{min}	0,59	[N/mm ²]
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	120,20	[kN/m]
Taglio agente	V_{Ed}	16,56	[kN/m]
$\eta_{TAGLIO PARAMENTO} = V_{Ed} / V_{Rd}$		0,14	<1 Verificata

Verifica C.A. S.L.U. - File: [] [] []

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: []

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,93	5
2	3,93	15

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C C28/35

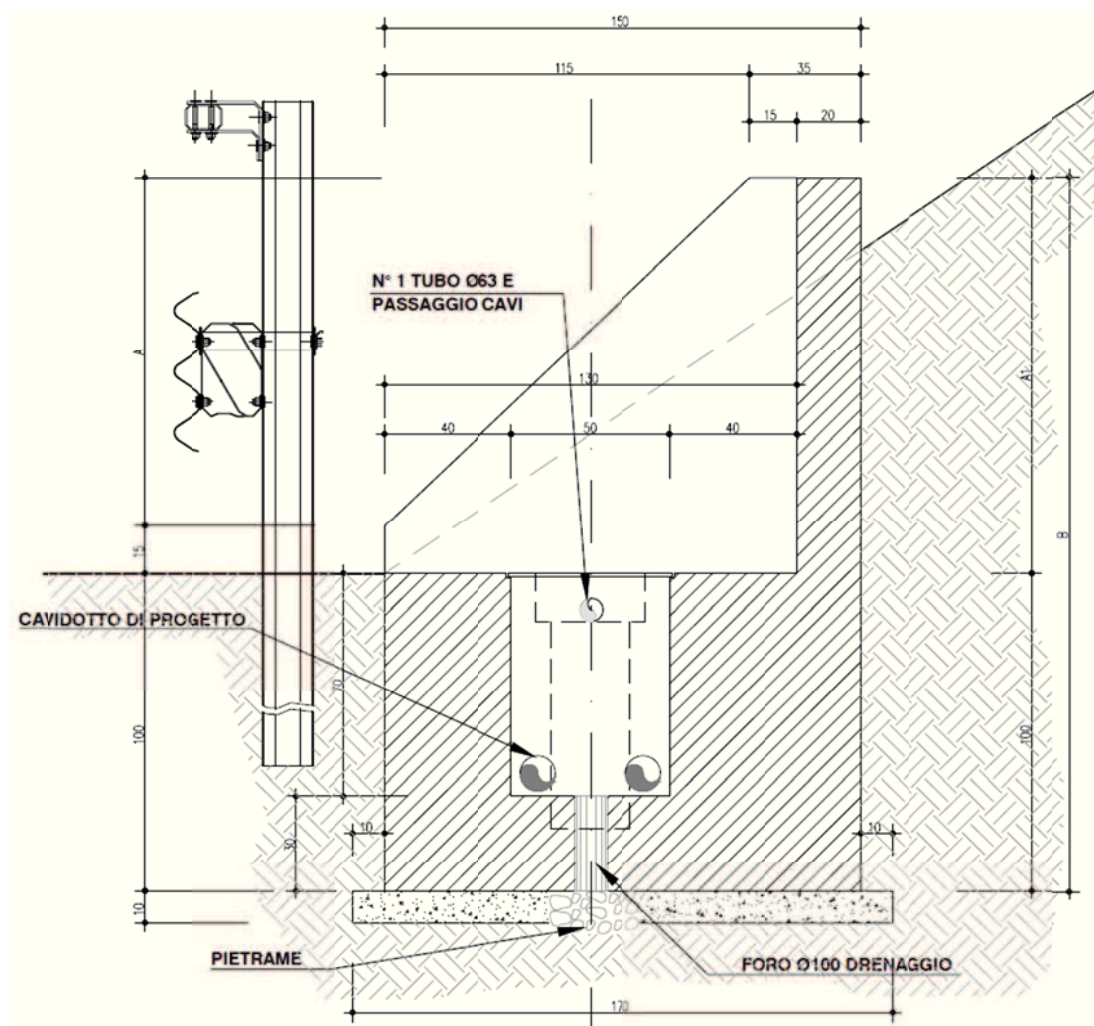
ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 27,69 kNm

σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 18,46 ‰
d 15 cm
x 2,391 x/d 0,1594
 δ 0,7

14.2 PLINTO PALO LUCE CON REGGISCARPATA INT. 2S

Il plinto di fondazione è stato dimensionato con le sollecitazioni derivanti dal palo sovrastante e con l'azione della spinta attiva del terreno a monte considerando la geometria peggiore, ovvero quella con altezza del reggiscarpata più alta.



PALO LUCE	A	A1	B
D1-D2	1,30 m	1,45 m	2,45 m
da D3 a D7	1,60 m	1,75 m	2,75 m
C1-C2-C3	0,75 m	0,90 m	1,90 m

14.2.1 GEOMETRIA E CARICHI

Si riportano di seguito la geometria e l'analisi delle azioni agenti.

GEOMETRIA E CARICHI			
Geometria palo e lampada			
Altezza palo totale	$H_{\text{palo tot}}$	10,80	[m]
Lunghezza di infissione nel plinto	H_{inf}	0,80	[m]
Altezza palo libera	H_{palo}	10,00	[m]
Diametro alla base	ϕ_{base}	211	[mm]
Diametro alla sommità	ϕ_{top}	60	[mm]
Spessore	sp	3	[mm]
Peso palo	P_{palo}	111,00	[kg]
Peso lampada	P_{lampada}	16,00	[kg]
Distanza baricentro palo da bordo plinto lato strada	d_{palo}	1,00	[m]
Eccentricità baricentro palo da baricentro plinto	e_{palo}	-0,25	[m]
Geometria fondazione			
Base plinto	B_{plinto}	1,50	[m]
Lunghezza plinto	L_{plinto}	1,95	[m]
Altezza plinto	H_{plinto}	1,00	[m]
Altezza reggiscarpata	$H_{\text{reggiscarpata}}$	1,75	[m]
Spessore reggiscarpata	$S_{\text{reggiscarpata}}$	0,20	[m]
Spessore reggiscarpata laterale	S_{parete}	0,20	[m]
Altezza dente	h_1	0,15	[m]
Base dente	b_1	0,15	[m]
Altezza totale	H_{tot}	2,75	[m]

Geometria terreno di ricoprimento				
<u>Lato strada</u>				
Profondità piano di posa fondazione	D_1	1,00	[m]	
Angolo inclinazione terreno	α_1	0	[°]	
Altezza paramento scoperto	h_1	0,00	[m]	
<u>Lato esterno</u>				
Profondità piano di posa fondazione	D_2	2,75	[m]	
Angolo inclinazione terreno	α_2	50	[°]	
Altezza paramento scoperto	h_2	0,00	[m]	
Carichi				
Peso proprio palo con lampada	$P_{\text{illuminazione}}$	1,25	[kN]	
Peso proprio plinto	P_{plinto}	103,74	[kN]	
Carico dovuto al vento sul palo	q_w	0,111	[kN/m]	
Carico dovuto al vento sulla lampada	F_w		[kN]	

I segni delle sollecitazioni hanno il seguente significato:

- Sforzo normale, positivo se di compressione;
- Taglio, positivo se diretto verso l'esterno;
- Momento; positivo se in senso antiorario.

L'azione della spinta attiva del terreno è stata calcolata considerando i parametri medi del terreno presente in sito (Unità T1) e un'inclinazione della scarpata pari al più quanto l'angolo di attrito interno di progetto del terreno.

TERRENO			
Valori caratteristici e di progetto parametri terreno			
<u>Valori caratteristici</u>	Terreno	T1	[-]
Peso specifico terreno	$\gamma_{k\text{ ric}}$	15,1	[kN/m ³]
Angolo d'attrito	$\varphi_{k\text{ ric}}$	30	[°]
Coesione drenata	$c'_{k\text{ ric}}$	60	[kN/m ²]
Coesione non drenata	$c_{u\text{ k ric}}$	55	[kN/m ²]
<u>Valori di progetto (M1)</u>	Terreno	T1	[-]
Peso specifico terreno	$\gamma_{d\text{ ric}}$	15,1	[kN/m ³]
Angolo d'attrito	$\varphi_{d\text{ ric}}$	30	[°]
Coesione drenata	$c'_{d\text{ ric}}$	60	[kN/m ²]
Coesione non drenata	$c_{u\text{ d ric}}$	55	[kN/m ²]
<u>Valori di progetto (M2)</u>	Terreno	T1	[-]
Peso specifico terreno	$\gamma_{d\text{ ric}}$	15,1	[kN/m ³]
Angolo d'attrito	$\varphi_{d\text{ ric}}$	24,8	[°]
Coesione drenata	$c'_{d\text{ ric}}$	48,0	[kN/m ²]
Coesione non drenata	$c_{u\text{ d ric}}$	39,3	[kN/m ²]

COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA			
Spinta attiva lato esterno			
Inclinazione piano campagna	α_2	24,8	[°]
<u>Coefficiente M1</u>			
Teoria di Rankine (terreno inclinato)	$K_{a\text{ Rankine}}$	0,54	[-]
Spinta attiva Rankine (inclinata di α)	$S_{A\text{ Rankine}}$	54,43	[kN]
<u>Coefficiente M2</u>			
Teoria di Rankine (terreno inclinato)	$K_{a\text{ Rankine}}$	1,00	[-]
Spinta attiva Rankine (inclinata di α)	$S_{A\text{ Rankine}}$	101,08	[kN]

Spinta attiva lato strada			
Inclinazione piano campagna	α_1	0	[°]
<u>Coefficiente M1</u>			
Teoria di Rankine (terreno inclinato)	$K_{A \text{ Rankine}}$	0,33	[-]
Spinta attiva Rankine (inclinata di α)	$S_{A \text{ Rankine}}$	4,91	[kN]
<u>Coefficiente M2</u>			
Teoria di Rankine (terreno inclinato)	$K_{A \text{ Rankine}}$	0,41	[-]
Spinta attiva Rankine (inclinata di α)	$S_{A \text{ Rankine}}$	6,02	[kN]

BASE REGGISCARPATA			
Sollecitazioni			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Peso paramento verticale	17,06	0,00	0,00

Spinte del terreno - Valori medi			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Spinta attiva lato esterno - coefficienti M1	9,24	20,01	10,75

Combinazioni verifiche STRUTTURALI				
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]	
Vento VS strada	Carichi permanenti	17,06	0,00	0,00
	Spinta terreno M1	9,24	20,01	10,75

I momenti a base plinto sono stati calcolati rispetto a tre punti diversi così individuati:

- Punto A: spigolo estremo di base più vicino alla strada;
- Punto B: spigolo estremo di base più lontano dalla strada;
- Punto G: baricentro della base del plinto.

BASE PLINTO						
Sollecitazioni						
		N [kN]	T [kN]	M _A [kNm]	M _B [kNm]	M _G [kNm]
	Palo e lampada	1,25	0,00	-1,25	0,62	-0,31
	Vento sul palo	0,00	1,11	6,66	6,66	6,66
	Vento sulla lampada	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Peso plinto	73,13	0,00	-54,84	54,84	0,00
	Peso reggiscarpata	17,06	0,00	-23,89	1,71	-11,09
	Peso pareti laterali	13,55	0,00	-11,68	8,64	-1,52

Spinte del terreno - Valori medi						
		N [kN]	T [kN]	M _A [kNm]	M _B [kNm]	M _G [kNm]
Vento DA strada	Spinta attiva lato strada - coefficienti M1	0,00	37,11	-12,37	-12,37	-12,37
	Spinta attiva lato strada - coefficienti M2	0,00	45,55	-15,18	-15,18	-15,18
Vento VS strada	Spinta attiva lato esterno - coefficienti M1	22,82	-49,41	11,06	45,29	28,18
	Spinta attiva lato esterno - coefficienti M2	42,38	-91,76	20,54	84,12	52,33

Combinazioni verifica a RIBALTAMENTO						
		N [kN]	T [kN]	M _A [kNm]	M _B [kNm]	M _G [kNm]
Vento DA strada	Momento pesi propri	-	-	-	65,82	-
	Momento spinte terreno M2	-	-	-	-15,18	-
	Momento carichi accidentali	-	-	-	-6,66	-
Vento VS strada	Momento pesi propri	-	-	-91,66	-	-
	Momento spinte terreno M2	-	-	20,54	-	-
	Momento carichi accidentali	-	-	6,66	-	-

Combinazioni verifiche a SCORRIMENTO, CARICO LIMITE e STRUTTURALI						
		N [kN]	T [kN]	M _A [kNm]	M _B [kNm]	M _G [kNm]
Vento DA strada	Carichi permanenti	104,98	0,00	-	-	-12,92
	Spinta terreno M1	0,00	37,11	-	-	-12,37
	Spinta terreno M2	0,00	45,55	-	-	-15,18
	Carichi variabili	0,00	1,11	-	-	-6,66
Vento VS strada	Carichi permanenti	104,98	0,00	-	-	-12,92
	Spinta terreno M1	22,82	-49,41	-	-	28,18
	Spinta terreno M2	42,38	-91,76	-	-	52,33
	Carichi variabili	0,00	-1,11	-	-	6,66

14.2.2 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE (CARICO LIMITE)

Si riportano di seguito i calcoli effettuati per la condizione più gravosa, ovvero quella di vento diretto verso la strada considerando l'Approccio 1-Combinazione 2 (A2+M2+R2)".

14.2.2.1 Verifiche in termini di sforzi totali

Coefficienti parziali				Azioni - A		Proprietà del terreno - M				Resistenze - R	
Metodo di calcolo	Approccio	Combinazione	Scelta	Permanenti	Variabili	$\tan \varphi'$	c'	c_u	γ	q_{lim}	Scorr
Stato Limite Ultimo	Approccio 1	Combinazione 1 (A1+M1+R1)	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		Combinazione 1 (A2+M2+R2)	●	1,00	1,30	1,25	1,25	1,40	1,00	1,00	1,00
		SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,40	1,00	1,00	1,10
	Approccio 2	Combinazione unica (A1+M1+R3)	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,40	1,10
		SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,40	1,10
Tensioni Ammissibili			○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista			○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,40	1,00	1,00	1,00

Geometria

Larghezza fondazione (dimensione trasversale)	B	[m]	1,50
Lunghezza fondazione (direzione longitudinale)	L	[m]	1,95
Profondità del piano d'posa	D	[m]	1,00
Inclinazione della base della fondazione	β_f	[°]	0
Inclinazione del piano campagna	β_p	[°]	24,8
	$\beta_f + \beta_p$	[°]	24,8

per fondazione nastriforme L=100

<45°

<45°

<45°

Terreno

	Valori caratteristici		Valori di progetto			
Peso unità di volume terreno latitante la fondazione	γ_{1k}	[kN/m³]	15,10	γ_{1d}	[kN/m³]	15,10
Peso unità di terreno immerso latitante la fondazione	γ'_{1k}	[kN/m³]	5,29	γ'_{1d}	[kN/m³]	5,29
Peso unità di volume terreno sottostante la fondazione	γ_k	[kN/m³]	15,10	γ_d	[kN/m³]	15,10
Peso unità di volume terreno immerso sottostante la fondazione	γ'_k	[kN/m³]	5,29	γ'_d	[kN/m³]	5,29
Coesione drenata terreno sottostante la fondazione	c'_k	[kN/m²]	60	c'_d	[kN/m²]	48
Angolo di attrito interno terreno sottostante la fondazione	φ'_k	[°]	30	φ'_d	[°]	24,79

Falda

Profondità falda idrica rispetto piano campagna	z_w	[m]	12,00
Profondità falda idrica rispetto piano di posa fondazione $d=z_w-D$	d	[m]	11,00
Peso unità di volume acqua	γ_w	[kN/m³]	9,81

Falda sotto al piano di posa con effetto trascurabile

Carichi

Condizione VENTO VERSO STRADA		Valori caratteristici		Valori di progetto	
		Permanenti	Variabili		
Carico verticale	N	[kN]	147,37	0,00	147,37
Momento in direzione trasversale (asse momento longitudinale)	M_y	[kNm]	39,41	6,66	46,07
Momento in direzione longitudinale (asse momento trasversale)	M_x	[kNm]			0,00
Taglio in direzione trasversale	T_y	[kN]	-61,76	-1,11	93,21
Taglio in direzione longitudinale	T_x	[kN]			0,00
Taglio risultante $H=\sqrt{T_x^2+T_y^2}$	H	[kN]	92,76	1,11	93,21

Eccentricità dei carichi e parzializzazione della sezione

Eccentricità in direzione trasversale $e_y=M_y/N$	e_y	[m]	0,33
Eccentricità in direzione longitudinale $e_x=M_x/N$	e_x	[m]	0,00
Dimensione trasversale fondazione reagente $B'=B-2e_y$	B'	[m]	0,85
Dimensione longitudinale fondazione reagente $L'=L-2e_x$	L'	[m]	1,95

Sovraccarico del terreno latitante la fondazione alla profondità di posa D

se falda sotto al piano di posa $q'=q_{1k} D$	q'	[kN/m²]	15,10
se falda sopra al piano di posa $q'=q_{1k} (D-d)+\gamma'_k d$	q'	[kN/m²]	15,10

Peso del volume di terreno di fondazione per presenza della falda

se falda sopra al piano di posa $\gamma_2=\gamma'$	γ_2	[kN/m³]	5,29
se falda sotto al piano di posa con $d \leq B$ $\gamma_2=\gamma' \cdot (1-d/B)$	γ_2	[kN/m³]	15,10
se falda sotto al piano di posa con $d > B$ $\gamma_2=\gamma$	γ_2	[kN/m³]	15,10

Coefficienti di carico limite o capacità portante

$N_b=q\gamma\sqrt{B}/(4+\sqrt{B})^2 \cdot e^{-\frac{D}{B}}$	N_b	[-]	10,43
$N_c=(N_b-1)\cot\varphi'$	N_c	[-]	20,42
$N_q=2(N_b+1)\tan\varphi'$	N_q	[-]	10,56

Fattori di forma

$s_b=1+B'/L' \cdot \tan\varphi'$	s_b	[-]	1,20
$s_c=1+(B'/L') \cdot (N_q/N_b)$	s_c	[-]	1,22
$s_q=1-0,4 \cdot B'/L'$	s_q	[-]	0,83

Fattori di profondità del piano di posa della fondazione

per $D/B' \leq 1$ $d_d = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 D/B'$	d_d	[-]	1,27
per $D/B' > 1$ $d_d = 1 + (2 \operatorname{tg} \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \arctan(D/B')$	d_d	[-]	1,30
$d_c = d_d - (1 - d_d) / (N_k \operatorname{tg} \varphi)$	d_c	[-]	1,00
$d_v = 1$	d_v	[-]	1,00

Fattori di inclinazione del carico

$m_g = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$	m_g	[-]	1,70
$m_v = (2 + L'/B') / (1 + L'/B')$	m_v	[-]	1,30
$\theta = \arctg(T_g/T_v)$	θ	[°]	90,00
per fondazione nastriforme $m=2$	m	[-]	1,70
per altri casi $m = m_g \sin(\theta)^2 + m_v \cos(\theta)^2$	m	[-]	1,70

$i_g = [1 - H/(N + B' L' c' \operatorname{ctg} \varphi')]^m$	i_g	[-]	0,56
$i_v = i_g - (1 - i_g) / (N_k - 1)$	i_v	[-]	0,51
$i_c = [1 - H/(N + B' L' c' \operatorname{ctg} \varphi')]^{m-1}$	i_c	[-]	0,39

Fattori di inclinazione del piano campagna

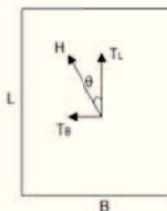
$g_g = (1 - \tan \beta_g)^2$	g_g	[-]	0,29
$g_c = g_g - (1 - g_g) / (N_k \operatorname{tg} \varphi')$	g_c	[-]	0,21
$g_v = g_g$	g_v	[-]	0,29

Fattori di inclinazione della base della fondazione

$b_g = (1 - \beta_v \operatorname{tg} \varphi')^2$	b_g	[-]	1,00
$b_c = b_g - (1 - b_g) / (N_k \operatorname{tg} \varphi)$	b_c	[-]	1,00
$b_v = b_g$	b_v	[-]	1,00

Riepilogo fattori correttivi

		q	c	v
Fattori di forma	s	1,20	1,22	0,83
Fattori di profondità del piano di posa della fondazione	d	1,27	1,30	1,00
Fattori di inclinazione del carico	i	0,56	0,51	0,39
Fattori di inclinazione del piano campagna	g	0,29	0,21	0,29
Fattori di inclinazione della base della fondazione	b	1,00	1,00	1,00



Verifica di capacità portante in tensioni efficaci

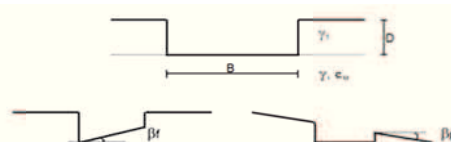
Carico limite caratteristico	q_{lim}	[kN/m ²]	214,89
Carico limite di progetto $q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_R$	q_{Rd}	[kN/m ²]	214,89
Pressione massima agente $q_{Ed} = N / (B' L')$	q_{Ed}	[kN/m ²]	89,15
Fattore di sicurezza $FS = q_{Ed} / q_{Rd}$	FS	[-]	41,49%

14.2.2.2 Verifiche in termini di sforzi totali

Geometria

Larghezza fondazione (dimensione trasversale)	B	[m]	1.50
Lunghezza fondazione (direzione longitudinale)	L	[m]	1.95
Profondità del piano di posa	D	[m]	1.00
Inclinazione della base della fondazione	β_f	[°]	0
Inclinazione del piano campagna	β_g	[°]	50.0
	$\beta_f + \beta_g$	[°]	50.00

per fondazione nastriforme L=100



Terreno

	Valori caratteristici			Valori di progetto		
Peso unità di volume terreno latitante la fondazione	γ_{sk}	[kN/m³]	15,10	γ_{sd}	[kN/m³]	15,10
Peso unità di volume terreno sottostante la fondazione	γ_k	[kN/m³]	15,10	γ_d	[kN/m³]	15,10
Coesione non drenata terreno sottostante la fondazione	c_{uk}	[kN/m²]	55	c_{ud}	[kN/m²]	39,29

Carichi

Condizione VENTO VERSO STRADA

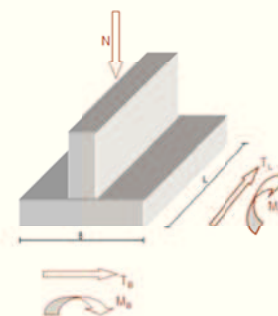
			Valori caratteristici		Valori di progetto
			Permanenti	Variabili	
Carico verticale	N	[kN]	147.37	0.00	147.37
Momento in direzione trasversale (asse momento longitudinale)	M_y	[kNm]	39.41	6.66	46.07
Momento in direzione longitudinale (asse momento trasversale)	M_x	[kNm]			0.00
Taglio in direzione trasversale	T_y	[kN]	-91.76	-1.11	93.21
Taglio in direzione longitudinale	T_x	[kN]			0.00
Taglio risultante $H = (T_x^2 + T_y^2)^{1/2}$	H	[kN]	91.76	1.11	93.21

Eccentricità dei carichi e parzializzazione della sezione

Eccentricità in direzione trasversale $e_y = M_y/N$	e_y	[m]	0.33
Eccentricità in direzione longitudinale $e_x = M_x/N$	e_x	[m]	0.00
Dimensione trasversale fondazione reagente $B' = B - 2e_y$	B'	[m]	0.85
Dimensione longitudinale fondazione reagente $L' = L - 2e_x$	L'	[m]	1.95

Sovraccaro del terreno latitante la fondazione alla profondità di posa D

$q > \gamma_1 D$	q	[kN/m²]	15.10
------------------	---	---------	-------



Coefficienti di carico limite o capacità portante

$N_k=1$	N_a	[-]	1.00
$N_k=2+n$	N_c	[-]	5.14
$N_k=0$	N_r	[-]	0.00

Fattori di forma

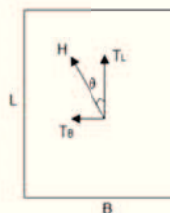
$s_a=1$	s_a	[-]	1.00
$s_b=1+0.2(B'/L')$	s_b	[-]	1.09
$s_c=1$	s_c	[-]	1.00

Fattori di profondità del piano di posa della fondazione

$d_a=1$	d_a	[-]	1.00
per $D/B' \leq 1$ $d_c=1+0.4D/B'$	d_c	[-]	1.35
per $D/B' > 1$ $d_c=1+0.4 \arctan(D/B')$	d_c	[-]	1.00

Fattori di inclinazione del carico

$m_y = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$	m_y	[-]	1.70
$m_x = (2 + L'/B') / (1 + L'/B')$	m_x	[-]	1.30
$\theta = \arctg(T_y/T_x)$	θ	[°]	90.00
per fondazione nastriforme $m=2$	m	[-]	1.70
per altri casi $m = m_y \sin(\theta)^2 + m_x \cos(\theta)^2$	m	[-]	1.70



$i_a=1$	i_a	[-]	1.00
$i_c = 1 - (m H) / (B' L' c_u N_k)$	i_c	[-]	0.53
$i_r=1$	i_r	[-]	1.00

Fattori di inclinazione del piano campagna

$\beta_a = 1$	β_a	[-]	1.00
$\beta_c = 1 - 2\beta_g / (2+n)$	β_c	[-]	0.66
$\beta_r = \beta_a$	β_r	[-]	1.00

Fattori di inclinazione della base della fondazione

$b_a=1$	b_a	[-]	1.00
$b_c = 1 - 2\beta_f / (2+n)$	b_c	[-]	1.00
$b_r = b_a$	b_r	[-]	1.00

Riepilogo fattori correttivi

		q	c	v
Fattori di forma	s	1.00	1.09	1.00
Fattori di profondità del piano di posa della fondazione	d	1.00	1.35	1.00
Fattori di inclinazione del carico	i	1.00	0.53	1.00
Fattori di inclinazione del piano campagna	g	1.00	0.66	1.00
Fattori di inclinazione della base della fondazione	b	1.00	1.00	1.00

Verifica di capacità portante in tensioni totali

Carico limite caratteristico	q_{lim}	[kN/m ²]	117,91
Carico limite di progetto $q_{Rd}=q_{lim}/\gamma_R$	q_{Rd}	[kN/m ²]	117,91
Pressione massima agente $q_{Ed}=N/(B' L')$	q_{Ed}	[kN/m ²]	89,15
Fattore di sicurezza $FS=q_{Ed}/q_{Rd}$	FS	[-]	75,61%

14.2.3 VERIFICA A SCORRIMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati per la condizione più gravosa, ovvero quella di vento diretto verso la strada considerando l'Approccio 1-Combinazione 2 (A2+M2+R2)".

Verifica a scorrimento

Azione resistente caratteristica $S_k=N \operatorname{tg}\varphi' + c' B' L'$	S_k	[kN]	147,41
Azione resistente di progetto $S_d=S_k/\gamma_R$	S_d	[kN]	147,41
Carico agente	H_d	[kN]	93,21
Fattore di sicurezza $FS=H_d/S_d$	FS	[-]	63,23%

14.2.4 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati considerando stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU) e adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU+M2)				
Coefficiente parziale per i carichi permanenti favorevoli	γ_{G1}	0,9		[-]
Coefficiente parziale per le spinte	γ_{G1}	1,1		[-]
Coefficiente parziale per i carichi accidentali sfavorevoli	γ_Q	1,5		[-]
Condizione VENTO DA STRADA				
Momento carichi permanenti	M_{perm}	65,82		[kNm]
Momento spinta del terreno	M_{spinta}	-15,18		[kNm]
Momento vento da strada	M_{vento}	-6,66		[kNm]
Momento destabilizzante risp. Punto B	M_{dest}	26,69		[kNm]
Momento stabilizzante risp. Punto B	M_{stab}	59,24		[kNm]
$\eta_{RIBALTAMENTO} = M_{stab} / M_{dest}$		2,22	>1	Verificata
Condizione VENTO VERSO STRADA				
Momento carichi permanenti	M_{perm}	-91,66		[kNm]
Momento spinta del terreno	M_{spinta}	20,54		[kNm]
Momento vento verso strada	M_{vento}	6,66		[kNm]
Momento destabilizzante risp. Punto A	M_{dest}	32,58		[kNm]
Momento stabilizzante risp. Punto A	M_{stab}	82,49		[kNm]
$\eta_{RIBALTAMENTO} = M_{stab} / M_{dest}$		2,53	>1	Verificata

14.2.5 VERIFICA STRUTTURALE

Si riportano di seguito i calcoli effettuati per la condizione più gravosa, ovvero quella di vento diretto verso la strada considerando l'Approccio 1-Combinazione 1 (A1+M1+R1)".

14.2.5.1 Verifica del plinto (sezione di base)

VERIFICA STRUTTURALE SEZIONE DI FONDAZIONE (Approccio 1-Combinazione 1: A1-M1-R1)			
Condizione VENTO VERSO STRADA			
Momento flettente a base plinto	M_{Ed}	42,87	[kNm]
Sforzo normale a base plinto	N_{Ed}	136,48	[kN]
Taglio a base plinto	V_{Ed}	49,91	[kN]
GEOMETRIA			
Base della sezione	B	1,95	[m]
Altezza della sezione	H	1,50	[m]
Copriferro armatura	c	0,05	[m]
Armatura	A_s	Ø10/20	[-]
Diametro ferri	Ø	10	[-]
Passo ferri	passo	20	[cm]
Numero ferri al metro per lato	n	9	[-]
Area armatura 9+9 Ø10	A_s	1414	[mm ²]
Classe calcestruzzo	CLS	C28/35	[-]
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]
Resistenza cilindrica di progetto	f_{cd}	15,87	[N/mm ²]

VERIFICA A FLESSIONE			
Momento flettente agente massimo	M_{Ed}	42,87	[kNm/m]
Momento flettente resistente	M_{Rd}	315,30	[kNm/m]
$\eta_{FLESSIONE FONDAZIONE} = M_{Ed}/M_{Rd}$		0,14	<1 Verificata

VERIFICA A TAGLIO			
Coefficiente	k	1,37	[-]
Rapporto geometrico armatura longitudinale	ρ_l	0,05%	[%]
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Taglio adimensionale minimo	v_{min}	0,30	[N/mm ²]
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	869,99	[kN/m]
Taglio agente	V_{Ed}	49,91	[kN/m]
$\eta_{TAGLIO FONDAZIONE} = V_{Ed}/V_{Rd}$		0,06	<1 Verificata

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	195	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,50	5
2	5,50	145

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tiporottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali

B450C	C28/35
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 15,87
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,6667
	τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 315,3 kN m

σ_c -12,94 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 1,14 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 145 cm
 x 2,409 x/d 0,01661
 δ 0,7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

14.2.5.2 Verifica della sezione di base del paramento reggiscarpata

SOLLECITAZIONI BASE PARAMENTO VERTICALE (Approccio 1-Combinazione 1: A1-M1-R1)			
Coefficiente parziale per i carichi permanenti A1	γ_{G1}	1,30	[-]
Coefficiente parziale per le spinte A1	γ_{G1}	1,30	[-]
Coefficiente parziale per i carichi accidentali A1	γ_Q	1,50	[-]
Lunghezza fondazione	$L_{fondazione}$	1,95	[m]
Condizione VENTO VERSO STRADA			
Sforzo normale complessivo	N_{Ed}	34,20	[kN]
Momento flettente complessivo	M_{Ed}	13,97	[kNm]
Taglio complessivo	V_{Ed}	26,01	[kN]
Sforzo normale per metro di profondità	N_{Ed}	17,54	[kN/m]
Momento flettente per metro di profondità	M_{Ed}	7,17	[kNm/m]
Taglio per metro di profondità	V_{Ed}	13,34	[kN/m]
VERIFICA STRUTTURALE SEZIONE BASE PARAMENTO (Approccio 1-Combinazione 1: A1-M1-R1)			
Condizione VENTO VERSO STRADA			
Sforzo normale per metro di profondità	N_{Ed}	17,54	[kN/m]
Momento flettente per metro di profondità	M_{Ed}	7,17	[kNm/m]
Taglio per metro di profondità	V_{Ed}	13,34	[kN/m]
GEOMETRIA			
Base della sezione	B	1,00	[m]
Altezza della sezione	H	0,20	[m]
Copriferro armatura	c	0,05	[m]
Armatura	A_s	Ø10/20	[-]
Diametro ferri	Ø	10	[-]
Passo ferri	passo	20	[cm]
Numero ferri al metro per lato	n	5	[-]
Area armatura 5+5 Ø10	A_s	785	[mm ²]
Classe calcestruzzo	CLS	C28/35	[-]
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]
Resistenza cilindrica di progetto	f_{cd}	15,87	[N/mm ²]

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE			
Momento flettente agente	M_{Ed}	7,17	[kNm/m]
Momento flettente resistente	$M_{Rd} (N_{Ed})$	27,69	[kNm/m]
$\eta_{FLESSIONE} PARAMENTO = M_{Ed} / M_{Rd}$		0,26	<1 Verificata

VERIFICA A TAGLIO			
Coefficiente	k	2,15	[-]
Rapporto geometrico armatura longitudinale	ρ_l	0,39%	[%]
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,09	[N/mm ²]
Taglio adimensionale minimo	V_{min}	0,59	[N/mm ²]
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	119,78	[kN/m]
Taglio agente	V_{Ed}	13,34	[kN/m]
$\eta_{TAGLIO} PARAMENTO = V_{Ed} / V_{Rd}$		0,11	<1 Verificata

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm ²]	d [cm]
1	3,93	5
2	3,93	15

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C C28/35

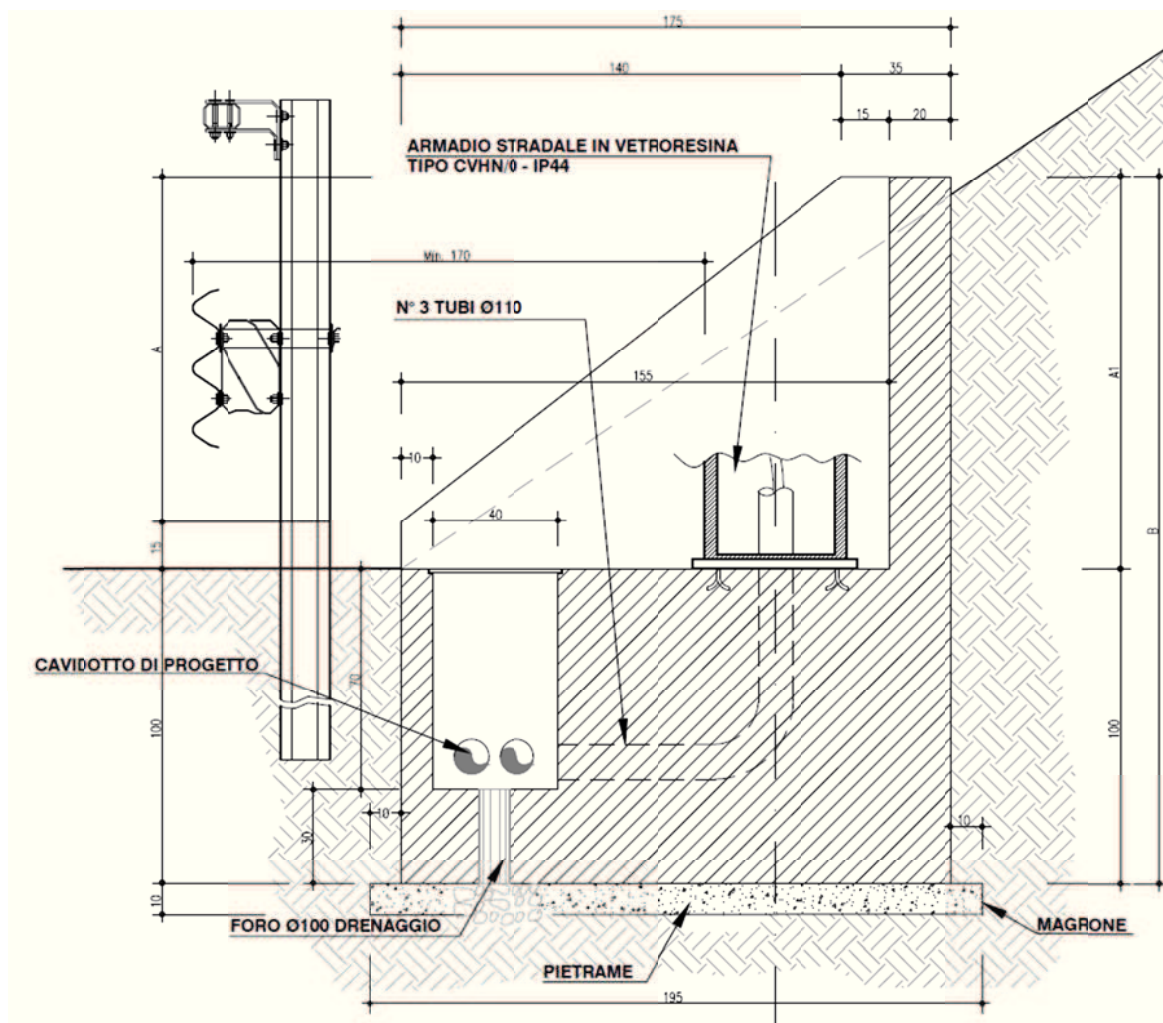
ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 27,69 kN m

σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 18,46 ‰
 d 15 cm
 x 2,391 x/d 0,1594
 δ 0,7

14.3 FONDAZIONE ARMADIO STRADALE CON REGGISCARATA INT. 3Na

Il plinto di fondazione è stato dimensionato con le sollecitazioni derivanti dal peso proprio e con l'azione della spinta attiva del terreno a monte.



ARMADIO	A	A1	B
"E"	0,70 m	0,85 m	1,85 m

14.3.1 GEOMETRIA E CARICHI

Si riportano di seguito la geometria e l'analisi delle azioni agenti.

GEOMETRIA E CARICHI				
Geometria fondazione				
Base plinto	B_{plinto}	1,75	[m]	
Lunghezza plinto	L_{plinto}	1,75	[m]	
Altezza plinto	H_{plinto}	1,00	[m]	
Altezza reggiscarpata	$H_{\text{reggiscarpata}}$	1,75	[m]	
Spessore reggiscarpata	$S_{\text{reggiscarpata}}$	0,20	[m]	
Spessore reggiscarpata laterale	S_{parete}	0,20	[m]	
Altezza dente	h_1	0,15	[m]	
Base dente	b_1	0,15	[m]	
Altezza totale	H_{tot}	2,75	[m]	
Geometria terreno di ricoprimento				
<u>Lato strada</u>				
Profondità piano di posa fondazione	D_1	1,00	[m]	
Angolo inclinazione terreno	α_1	0	[°]	
Altezza paramento scoperto	h_1	0,00	[m]	
<u>Lato esterno</u>				
Profondità piano di posa fondazione	D_2	2,75	[m]	
Angolo inclinazione terreno	α_2	50	[°]	
Altezza paramento scoperto	h_2	0,00	[m]	
Carichi				
Peso proprio palo con lampada	$P_{\text{illuminazione}}$	0,00	[kN]	
Peso proprio plinto	P_{plinto}	107,80	[kN]	

I segni delle sollecitazioni hanno il seguente significato:

- Sforzo normale, positivo se di compressione;
- Taglio, positivo se diretto verso l'esterno;
- Momento; positivo se in senso antiorario.

L'azione della spinta attiva del terreno è stata calcolata considerando i parametri medi del terreno presente in sito (Unità T1) e un'inclinazione della scarpata pari al più quanto l'angolo di attrito interno di progetto del terreno.

TERRENO			
Valori caratteristici e di progetto parametri terreno			
Valori caratteristici	Terreno	T1	[-]
Peso specifico terreno	$\gamma_{k ric}$	15,1	[kN/m ³]
Angolo d'attrito	$\varphi_{k ric}$	30	[°]
Coesione drenata	$c'_{k ric}$	60	[kN/m ²]
Coesione non drenata	$c_{u k ric}$	55	[kN/m ²]
Valori di progetto (M1)	Terreno	T1	[-]
Peso specifico terreno	$\gamma_{d ric}$	15,1	[kN/m ³]
Angolo d'attrito	$\varphi_{d ric}$	30	[°]
Coesione drenata	$c'_{d ric}$	60	[kN/m ²]
Coesione non drenata	$c_{u d ric}$	55	[kN/m ²]
Valori di progetto (M2)	Terreno	T1	[-]
Peso specifico terreno	$\gamma_{d ric}$	15,1	[kN/m ³]
Angolo d'attrito	$\varphi_{d ric}$	24,8	[°]
Coesione drenata	$c'_{d ric}$	48,0	[kN/m ²]
Coesione non drenata	$c_{u d ric}$	39,3	[kN/m ²]

COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA			
Spinta attiva lato esterno			
Inclinazione piano campagna	α_2	24,8	[°]
<u>Coefficiente M1</u>			
Teoria di Rankine (terreno inclinato)	$K_{A \text{ Rankine}}$	0,54	[-]
Spinta attiva Rankine (inclinata di α)	$S_{A \text{ Rankine}}$	48,84	[kN]
<u>Coefficiente M2</u>			
Teoria di Rankine (terreno inclinato)	$K_{A \text{ Rankine}}$	1,00	[-]
Spinta attiva Rankine (inclinata di α)	$S_{A \text{ Rankine}}$	90,71	[kN]
Spinta attiva lato strada			
Inclinazione piano campagna	α_1	0	[°]
<u>Coefficiente M1</u>			
Teoria di Rankine (terreno inclinato)	$K_{A \text{ Rankine}}$	0,33	[-]
Spinta attiva Rankine (inclinata di α)	$S_{A \text{ Rankine}}$	4,40	[kN]
<u>Coefficiente M2</u>			
Teoria di Rankine (terreno inclinato)	$K_{A \text{ Rankine}}$	0,41	[-]
Spinta attiva Rankine (inclinata di α)	$S_{A \text{ Rankine}}$	5,41	[kN]

BASE REGGISCARPATA			
Sollecitazioni			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Peso paramento verticale	15,31	0,00	0,00

Spinte del terreno - Valori medi			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Spinta attiva lato esterno - coefficienti M1	8,29	17,96	9,65

Combinazioni verifiche STRUTTURALI			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Vento vs strada	Carichi permanenti	15,31	0,00
	Spinta terreno M1	8,29	17,96

I momenti a base plinto sono stati calcolati rispetto a tre punti diversi così individuati:

- Punto A: spigolo estremo di base più vicino alla strada;

- Punto B: spigolo estremo di base più lontano dalla strada;
- Punto G: baricentro della base del plinto.

BASE PLINTO					
Sollecitazioni					
	N [kN]	T [kN]	M _A [kNm]	M _B [kNm]	M _G [kNm]
Palo e lampada	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento sul palo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento sulla lampada	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Peso plinto	76,56	0,00	-66,99	66,99	0,00
Peso reggiscarpata	15,31	0,00	-25,27	1,53	-11,87
Peso pareti laterali	15,93	0,00	-16,22	11,65	-2,28

Spinte del terreno - Valori medi					
	N [kN]	T [kN]	M _A [kNm]	M _B [kNm]	M _G [kNm]
Vento DA strada	Spinta attiva lato strada - coefficienti M1	0,00	33,31	-11,10	-11,10
	Spinta attiva lato strada - coefficienti M2	0,00	40,88	-13,63	-13,63
Vento VS strada	Spinta attiva lato esterno - coefficienti M1	20,48	-44,34	4,81	40,65
	Spinta attiva lato esterno - coefficienti M2	38,04	-82,35	8,92	75,49

Combinazioni verifica a RIBALTAMENTO					
	N [kN]	T [kN]	M _A [kNm]	M _B [kNm]	M _G [kNm]
Vento DA strada	Momento pesi propri	-	-	80,18	-
	Momento spinte terreno M2	-	-	-13,63	-
	Momento carichi accidentali	-	-	0,00	-
Vento VS strada	Momento pesi propri	-	-	-108,47	-
	Momento spinte terreno M2	-	-	8,92	-
	Momento carichi accidentali	-	-	0,00	-

Combinazioni verifiche a SCORRIMENTO, CARICO LIMITE e STRUTTURALI					
	N [kN]	T [kN]	M _A [kNm]	M _B [kNm]	M _G [kNm]
Vento DA strada	Carichi permanenti	107,80	0,00	-	-14,15
	Spinta terreno M1	0,00	33,31	-	-11,10
	Spinta terreno M2	0,00	40,88	-	-13,63
	Carichi variabili	0,00	0,00	-	0,00
Vento VS strada	Carichi permanenti	107,80	0,00	-	-14,15
	Spinta terreno M1	20,48	-44,34	-	22,73
	Spinta terreno M2	38,04	-82,35	-	42,21
	Carichi variabili	0,00	0,00	-	0,00

14.3.2 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE (CARICO LIMITE)

Si riportano di seguito i calcoli effettuati per la condizione più gravosa, ovvero quella di vento diretto verso la strada considerando l'Approccio 1-Combinazione 2 (A2+M2+R2)".

14.3.2.1 Verifiche in termini di sforzi totali

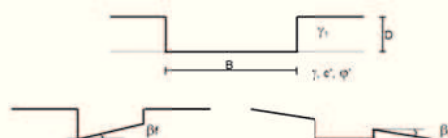
Coefficienti parziali

Coefficienti parziali				Azioni - A		Proprietà del terreno - M				Resistenze - R	
Metodo di calcolo	Approccio	Combinazione	Scelta	Permanenti	Variabili	$\tan \varphi'$	c'	c_u	γ	q_{lim}	Scorr
Stato Limite Ultimo	Approccio 1	Combinazione 1 (A1+M1+R1)	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		Combinazione 1 (A2+M2+R2)	<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,30	1,25	1,25	1,40	1,00	1,00	1,00
		SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,25	1,25	1,40	1,00	1,00	1,10
	Approccio 2	Combinazione unica (A1+M1+R3)	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,40	1,10
		SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,40	1,10
Tensioni Ammissibili			<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista			<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,25	1,25	1,40	1,00	1,00	1,00

Geometria

Larghezza fondazione (dimensione trasversale)	B	[m]	1,75
Lunghezza fondazione (direzione longitudinale)	L	[m]	1,75
Profondità del piano di posa	D	[m]	1,00
Inclinazione della base della fondazione	β_r	[°]	0
Inclinazione del piano campagna	β_g	[°]	24,8
	$\beta_r + \beta_g$	[°]	24,8

per fondazione nastriforme $L \geq 100$



Terreno

	Valori caratteristici		Valori di progetto	
Peso unità di volume terreno latitante la fondazione	γ_{sk}	[kN/m³]	15,10	
Peso unità di terreno immerso latitante la fondazione	γ'_{sk}	[kN/m³]	5,29	
Peso unità di volume terreno sottostante la fondazione	γ_k	[kN/m³]	15,10	
Peso unità di volume terreno immerso sottostante la fondazione	γ'_k	[kN/m³]	5,29	
Coesione drenata terreno sottostante la fondazione	c'_k	[kN/m²]	60	
Angolo di attrito interno terreno sottostante la fondazione	φ'_k	[°]	30	
				Valori di progetto
				γ_{sd} [kN/m³] 15,10
				γ'_{sd} [kN/m³] 5,29
				γ_d [kN/m³] 15,10
				γ'_d [kN/m³] 5,29
				c'_d [kN/m²] 48
				φ'_d [°] 24,79

Falda

Profondità falda idrica rispetto piano campagna	z_w	[m]	11,00
Profondità falda idrica rispetto piano di posa fondazione $d = z_w - D$	d	[m]	11,00
Peso unità di volume acqua	γ_w	[kN/m³]	9,81

Falda sotto al piano di posa con effetto trascurabile

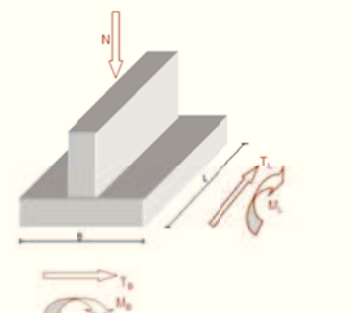


Carichi

			Valori caratteristici		Valori di progetto
			Permanenti	Variabili	
Condizione VENTO VERSO STRADA					
Carico verticale	N	[kN]	145,84	0,00	145,84
Momento in direzione trasversale (asse momento longitudinale)	M_y	[kNm]	28,06	0,00	28,06
Momento in direzione longitudinale (asse momento trasversale)	M_x	[kNm]			0,00
Taglio in direzione trasversale	T_y	[kN]	-81,35	0,00	81,35
Taglio in direzione longitudinale	T_x	[kN]			0,00
Taglio risultante $H = (T_y^2 + T_x^2)^{1/2}$	H	[kN]	81,35	0,00	81,35

Eccentricità dei carichi e parzializzazione della sezione

Eccentricità in direzione trasversale $e_y = M_y/N$	e_y	[m]	0,19
Eccentricità in direzione longitudinale $e_x = M_x/N$	e_x	[m]	0,00
Dimensione trasversale fondazione reagente $B' = B - 2e_y$	B'	[m]	1,37
Dimensione longitudinale fondazione reagente $L' = L - 2e_x$	L'	[m]	1,75



Sovraccarico del terreno latitante la fondazione alla profondità di posa D

se falda sotto al piano di posa	$q' = \gamma_1 D$	q'	[kN/m ²]	15,10
se falda sopra al piano di posa	$q' = \gamma_1 (D-d) + \gamma_1' d$			

Peso del volume di terreno di fondazione per presenza della falda

se falda sopra al piano di posa	$V_2 = \gamma'$	V_2	[kN/m ³]	15,10
se falda sotto al piano di posa con $d < B$	$V_2 = \gamma' \cdot (\gamma - \gamma') d / B$			
se falda sotto al piano di posa con $d \geq B$	$V_2 = \gamma'$			

Coefficienti di carico limite o capacità portante

$N_q = \gamma_1 (n/4 + \psi/2)^2 e^{n \cdot \psi}$	N_q	[-]	10,43
$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$	N_c	[-]	10,42
$N_r = 2(N_q + 1) \tan \phi'$	N_r	[-]	10,56

Fattori di forma

$s_q = 1 + B'/L' \cdot \tan \phi'$	s_q	[-]	1,36
$s_c = 1 + (B'/L') (N_q/N_c)$	s_c	[-]	1,40
$s_r = 1 - 0,4 B'/L'$	s_r	[-]	0,69

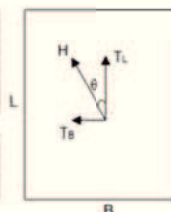
Fattori di profondità del piano di posa della fondazione

per $D/B \leq 1$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 D/B'$	d_q	[-]	1,23
per $D/B > 1$ $d_q = 1 + (2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2) \arctan(D/B')$			
$d_c = d_q \cdot (1 - d_q) / (N_q \tan \phi')$	d_c	[-]	1,25
$d_r = 1$	d_r	[-]	1,00

Fattori di inclinazione del carico

$m_q = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$	m_q	[-]	1,56
$m_c = (2 + L'/B') / (1 + L'/B')$	m_c	[-]	1,44
$\theta = \arctan(T_y/T_x)$	θ	[°]	90,00
per fondazione nastriforme $m = 2$	m	[-]	1,56
per altri casi $m = m_q \sin(\theta)^2 + m_c \cos(\theta)^2$			

$i_q = (1 - H/(N + B' L' c' \cot \phi'))^{m-1}$	i_q	[-]	0,69
$i_c = (1 - i_q) / (N_q - 1)$	i_c	[-]	0,66
$i_r = (1 - H/(N + B' L' c' \cot \phi'))^{m-1}$	i_r	[-]	0,55



Fattori di inclinazione del piano campagna

$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2$	g_q	[-]	0,29
$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_q \tan \phi')$	g_c	[-]	0,21
$g_r = g_q$	g_r	[-]	0,29

Fattori di inclinazione della base della fondazione

$b_q = (1 - \beta_p \tan \phi')^2$	b_q	[-]	1,00
$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_q \tan \phi')$	b_c	[-]	1,00
$b_r = b_q$	b_r	[-]	1,00

Riepilogo fattori correttivi

		q	c	γ
Fattori di forma	s	1,36	1,40	0,69
Fattori di profondità del piano di posa della fondazione	d	1,23	1,25	1,00
Fattori di inclinazione del carico	i	0,69	0,66	0,55
Fattori di inclinazione del piano campagna	g	0,29	0,21	0,29
Fattori di inclinazione della base della fondazione	b	1,00	1,00	1,00

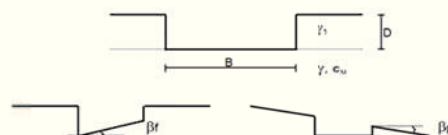
Verifica di capacità portante in tensioni efficaci

Carico limite caratteristico	q_{lim}	[kN/m ²]	307,80
Carico limite di progetto $q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_R$	q_{Rd}	[kN/m ²]	307,80
Pressione massima agente $q_{Ed} = N / (B' L')$	q_{Ed}	[kN/m ²]	61,04
Fattore di sicurezza $FS = q_{Ed} / q_{Rd}$	FS	[-]	19,83%

14.3.2.2 Verifiche in termini di sforzi totali

Geometria

Larghezza fondazione (dimensione trasversale)	B	[m]	1,75	per fondazione nastriforme L=100
Lunghezza fondazione (direzione longitudinale)	L	[m]	1,75	
Profondità del piano di posa	D	[m]	1,00	
Inclinazione della base della fondazione	β_f	[°]	0	
Inclinazione del piano campagna	β_p	[°]	50,0	
	$\beta_f + \beta_p$	[°]	50,00	



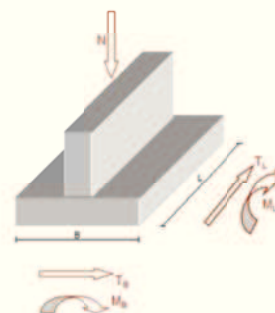
Terreno

	Valori caratteristici		Valori di progetto	
Peso unità di volume terreno latitante la fondazione	γ_{sk}	[kN/m³]	15,10	γ_{sd} [kN/m³] 15,10
Peso unità di volume terreno sottostante la fondazione	γ_v	[kN/m³]	15,10	γ_d [kN/m³] 15,10
Coesione non drenata terreno sottostante la fondazione	c_{uk}	[kN/m²]	55	c_{ud} [kN/m²] 39,29

Carichi

Condizione VENTO VERSO STRADA

			Valori caratteristici		Valori di progetto
			Permanenti	Variabili	
Carico verticale	N	[kN]	145,84	0,00	145,84
Momento in direzione trasversale (asse momento longitudinale)	M_y	[kNm]	28,06	0,00	28,06
Momento in direzione longitudinale (asse momento trasversale)	M_x	[kNm]			0,00
Taglio in direzione trasversale	T_y	[kN]	-81,35	0,00	82,35
Taglio in direzione longitudinale	T_x	[kN]			0,00
Taglio risultante $H = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$	H	[kN]	81,35	0,00	82,35



Eccentricità dei carichi e parziale della sezione

Eccentricità in direzione trasversale $e_y = M_y/N$	e_y	[m]	0,19
Eccentricità in direzione longitudinale $e_x = M_x/N$	e_x	[m]	0,00
Dimensione trasversale fondazione reagente $B' = B - 2e_y$	B'	[m]	1,37
Dimensione longitudinale fondazione reagente $L' = L - 2e_x$	L'	[m]	1,75

Sovraccarico del terreno latitante la fondazione alla profondità di posa D

$q = \gamma_1 D$	q	[kN/m²]	15,10
------------------	---	---------	-------

Coefficienti di carico limite o capacità portante

$N_k = 1$	N_k	[-]	1,00
$N_k = 2 + n$	N_k	[-]	5,14
$N_k = 0$	N_k	[-]	0,00

Fattori di forma

$s_k = 1$	s_k	[-]	1,00
$s_k = 1 + 0,2 (B'/L')$	s_k	[-]	1,16
$s_k = 1$	s_k	[-]	1,00

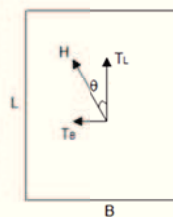
Fattori di profondità del piano di posa della fondazione

$d_k = 1$	d_k	[-]	1,00
per $D/B' \leq 1$ $d_k = 1 + 0,4 D/B'$	d_k	[-]	1,29
per $D/B' > 1$ $d_k = 1 + 0,4 \arctan(D/B')$	d_k	[-]	1,00

Fattori di inclinazione del carico

$m_k = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$	m_k	[-]	1,56
$m_k = (2 + L'/B') / (1 + L'/B')$	m_k	[-]	1,44
$\theta = \arctg(T_y/T_x)$	θ	[°]	90,00
per fondazione nastriforme $m = 2$	m	[-]	1,56
per altri casi $m = m_k \sin(\theta)^2 + m_{k0} \cos(\theta)^2$	m	[-]	

$i_k = 1$	i_k	[-]	1,00
$i_k = 1 - (m H)/(B' L' c_u N_k)$	i_k	[-]	0,73
$i_k = 1$	i_k	[-]	1,00



Fattori di inclinazione del piano campagna

$B_k = 1$	B_k	[-]	1,00
$B_k = 1 - 2\beta_p / (2 + n)$	B_k	[-]	0,66
$B_k = B_k$	B_k	[-]	1,00

Fattori di inclinazione della base della fondazione

$b_k = 1$	b_k	[-]	1,00
$b_k = 1 - 2\beta_f / (2 + n)$	b_k	[-]	1,00
$b_k = b_k$	b_k	[-]	1,00

Riepilogo fattori correttivi

		q	c	gamma
Fattori di forma	s	1,00	1,16	1,00
Fattori di profondità del piano di posa della fondazione	d	1,00	1,29	1,00
Fattori di inclinazione del carico	i	1,00	0,73	1,00
Fattori di inclinazione del piano campagna	B	1,00	0,66	1,00
Fattori di inclinazione della base della fondazione	b	1,00	1,00	1,00

Verifica di capacità portante in tensioni totali

Carico limite caratteristico	q_{lim}	[kN/m ²]	161,38
Carico limite di progetto $q_{Rd}=q_{lim}/\gamma_R$	q_{Rd}	[kN/m ²]	161,38
Pressione massima agente $q_{Ed}=N/(B' L')$	q_{Ed}	[kN/m ²]	61,04
Fattore di sicurezza $FS=q_{Ed}/q_{Rd}$	FS	[-]	37,82%

14.3.3 VERIFICA A SCORRIMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati per la condizione più gravosa, ovvero quella di vento diretto verso la strada considerando l'Approccio 1-Combinazione 2 (A2+M2+R2)".

Verifica a scorrimento

Azione resistente caratteristica $S_k=N \tan \varphi' + c' B' L'$	S_k	[kN]	182,04
Azione resistente di progetto $S_d=S_k/\gamma_R$	S_d	[kN]	182,04
Carico agente	H_d	[kN]	82,35
Fattore di sicurezza $FS=H_d/S_d$	FS	[-]	45,24%

14.3.4 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Si riportano di seguito i calcoli effettuati considerando stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU) e adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU+M2)			
Coefficiente parziale per i carichi permanenti favorevoli	γ_{G1}	0,9	[-]
Coefficiente parziale per le spinte	γ_{G2}	1,1	[-]
Coefficiente parziale per i carichi accidentali sfavorevoli	γ_Q	1,5	[-]
Condizione VENTO DA STRADA			
Momento carichi permanenti	M_{perm}	80,18	[kNm]
Momento spinta del terreno	M_{spinta}	-13,63	[kNm]
Momento vento da strada	M_{vento}	0,00	[kNm]
Momento destabilizzante risp. Punto B	M_{dest}	14,99	[kNm]
Momento stabilizzante risp. Punto B	M_{stab}	72,16	[kNm]
$\eta_{RIBALTAMENTO} = M_{stab} / M_{dest}$		4,81	>1 Verificata
Condizione VENTO VERSO STRADA			
Momento carichi permanenti	M_{perm}	-108,47	[kNm]
Momento spinta del terreno	M_{spinta}	8,92	[kNm]
Momento vento verso strada	M_{vento}	0,00	[kNm]
Momento destabilizzante risp. Punto A	M_{dest}	9,82	[kNm]
Momento stabilizzante risp. Punto A	M_{stab}	97,63	[kNm]
$\eta_{RIBALTAMENTO} = M_{stab} / M_{dest}$		9,94	>1 Verificata

14.3.5 VERIFICA STRUTTURALE

Si riportano di seguito i calcoli effettuati per la condizione più gravosa, ovvero quella di vento diretto verso la strada considerando l'Approccio 1-Combinazione 1 (A1+M1+R1)".

14.3.5.1 Verifica del plinto (sezione di base)

VERIFICA STRUTTURALE SEZIONE DI FONDAZIONE (Approccio 1-Combinazione 1: A1-M1-R1)				
Condizione VENTO VERSO STRADA				
Momento flettente a base plinto	M_{Ed}	32,83	[kNm]	
Sforzo normale a base linto	N_{Ed}	140,14	[kN]	
Taglio a base plinto	V_{Ed}	43,30	[kN]	
GEOMETRIA				
Base della sezione	B	1,75	[m]	
Altezza della sezione	H	1,75	[m]	
Copriferro armatura	c	0,05	[m]	
Armatura	A_s	Ø10/20	[-]	
Diametro ferri	Ø	10	[-]	
Passo ferri	passo	20	[cm]	
Numero ferri al metro per lato	n	8	[-]	
Area armatura 8+8 Ø10	A_s	1257	[mm ²]	
Classe calcestruzzo	CLS	C28/35	[-]	
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]	
Resistenza cilindrica di progetto	f_{cd}	15,87	[N/mm ²]	
VERIFICA A FLESSIONE				
Momento flettente agente massimo	M_{Ed}	32,83	[kNm/m]	
Momento flettente resistente	M_{Rd}	314,80	[kNm/m]	
$\eta_{FLESSIONE\ FONDAZIONE} = M_{Ed}/M_{Rd}$	0,10	<1	Verificata	
VERIFICA A TAGLIO				
Coefficiente	k	1,34	[-]	
Rapporto geometrico armatura longitudinale	ρ_l	0,04%	[%]	
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]	
Taglio adimensionale minimo	v_{min}	0,29	[N/mm ²]	
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	882,75	[kN/m]	
Taglio agente	V_{Ed}	43,30	[kN/m]	
$\eta_{TAGLIO\ FONDAZIONE} = V_{Ed}/V_{Rd}$	0,05	<1	Verificata	

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	175	175

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,50	5
2	5,50	145

Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Late acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{cl} 1,971

M_{xRd} 314,8 kNm
 σ_c -13,32 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 1,198 ‰
 ε_s 67,5 ‰
 d 145 cm
 x 2,528 x/d 0,01743
 ρ 0,7

N° lett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

14.3.5.2 Verifica della sezione di base del paramento reggiscarpata

SOLLECITAZIONI BASE PARAMENTO VERTICALE (Approccio 1-Combinazione 1: A1-M1-R1)			
Coefficiente parziale per i carichi permanenti A1	Y _{G1}	1,30	[-]
Coefficiente parziale per le spinte A1	Y _{G1}	1,30	[-]
Coefficiente parziale per i carichi accidentali A1	Y _Q	1,50	[-]
Lunghezza fondazione	L _{fondazione}	1,75	[m]
Condizione VENTO VERSO STRADA			
Sforzo normale complessivo	N _{Ed}	30,69	[kN]
Momento flettente complessivo	M _{Ed}	12,54	[kNm]
Taglio complessivo	V _{Ed}	23,34	[kN]
Sforzo normale per metro di profondità	N _{Ed}	17,54	[kN/m]
Momento flettente per metro di profondità	M _{Ed}	7,17	[kNm/m]
Taglio per metro di profondità	V _{Ed}	13,34	[kN/m]

VERIFICA STRUTTURALE SEZIONE BASE PARAMENTO (Approccio 1-Combinazione 1: A1-M1-R1)			
Condizione VENTO VERSO STRADA			
Sforzo normale per metro di profondità	N_{Ed}	17,54	[kN/m]
Momento flettente per metro di profondità	M_{Ed}	7,17	[kNm/m]
Taglio per metro di profondità	V_{Ed}	13,34	[kN/m]
GEOMETRIA			
Base della sezione	B	1,00	[m]
Altezza della sezione	H	0,20	[m]
Copriferro armatura	c	0,05	[m]
Armatura	A_s	Ø10/20	[-]
Diametro ferri	Ø	10	[-]
Passo ferri	passo	20	[cm]
Numero ferri al metro per lato	n	5	[-]
Area armatura 5+5 Ø10	A_s	785	[mm ²]
Classe calcestruzzo	CLS	C28/35	[-]
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c	1,50	[-]
Resistenza cilindrica di progetto	f_{cd}	15,87	[N/mm ²]

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE			
Momento flettente agente	M_{Ed}	7,17	[kNm/m]
Momento flettente resistente	$M_{Rd}(N_{Ed})$	27,69	[kNm/m]
$\eta_{FLESSIONE\ PARAMENTO} = M_{Ed}/M_{Rd}$	0,26	<1	Verificata
VERIFICA A TAGLIO			
Coefficiente	k	2,15	[-]
Rapporto geometrico armatura longitudinale	ρ_l	0,39%	[%]
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0,09	[N/mm ²]
Taglio adimensionale minimo	V_{min}	0,59	[N/mm ²]
Resistenza a taglio di calcolo	V_{Rd}	119,78	[kN/m]
Taglio agente	V_{Ed}	13,34	[kN/m]
$\eta_{TAGLIO\ PARAMENTO} = V_{Ed}/V_{Rd}$	0,11	<1	Verificata

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,93	5
2	3,93	15

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 27,69 kN m
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 18,46 ‰
 d 15 cm
 x 2,391 x/d 0,1594
 δ 0,7