

S.S 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"
TRATTO SPOLETO - ACQUASPARTA
1° stralcio: Madonna di Baiano-Firenzuola

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PG143**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Federico Durastanti
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° Terni n°A844

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

Il Responsabile di Progetto

Arch. Pianificatore Marco Colazza

Il Responsabile del Procedimento

Dott. Ing.
Alessandro Micheli

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott.Ing. N.Granieri
Dott.Arch. N.Kamenicky
Dott.Ing. V.Truffini
Dott.Arch. A.Bracchini
Dott.Ing. F.Durastanti
Dott.Ing. E.Bartolucci
Dott.Geol. G.Cerquiglini
Geom. S.Scopetta
Dott.Ing. L.Sbrenna
Dott.Ing. E.Sellari
Dott.Ing. L.Dinelli
Dott.Ing. L.Nani
Dott.Ing. F.Pambianco
Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
Dott. Ing. S.Sacconi
Dott. Ing. C.Consorti
Dott. Ing. E.Loffredo
Dott. Ing. C.Chierichini

Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. F.Macchioni
Geom. C.Vischini
Dott. Ing. V.Piunno
Dott. Ing. G.Pulli
Geom. C.Sugaroni



14.IMPATTO_INSERTIMENTO AMBIENTALE
14.02 BARRIERE ACUSTICHE

Relazione di calcolo fondazione barriere antirumore

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO	T00IA01AMBRE01B		
DTPG143	E	23	CODICE ELAB. T00IA01AMBRE01	B	
B	Rev. A seguito istr. ANAS		Sett. 2023	F.Macchioni	V.Rotisciani N.Granieri
A	Emissione		Ago 2023	F.Macchioni	V.Rotisciani N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

1	PREMESSA	3
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1	CALCESTRUZZO	6
3.2	ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO	7
3.3	ACCIAIO PER CARPENTERIE METALLICHE	7
3.4	SCelta DELLA CLASSE DI ESPOSIZIONE	8
3.4.1	Strutture di fondazione diretta ed in elevazione	8
3.4.2	Fondazioni profonde	8
4	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	10
1.1	TERRENI DI FONDAZIONE	10
4.1	TERRENO DI FONDAZIONE :DEPOSITI ALLUVIONALI	10
4.2	TERRENO DI FONDAZIONE: TERRENO DI RIPORTO	11
5	METODO DI CALCOLO	11
5.1	CONTESTO NORMATIVO E METODO DI ANALISI	11
5.2	STATI LIMITE ULTIMI	11
5.3	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	12
6	PARAMETRI SISMICI	12
7	DESCRIZIONE SULLE AZIONI DEI MONTANTI	12
7.1	PESO PROPRIO	14
7.1.1	Carichi permanenti (G_1)	14
7.1.2	Peso barriera tipo (G_2)	14
7.2	CARICO VARIABILE DA VENTO (Q_1)	15
7.2.1	Coefficienti di forma	18
7.3	CARICO VARIABILE DINAMICO DA RIMOZIONE NEVE (Q_2)	20
7.4	CARICO VARIABILE DA PRESSIONE DINAMICA VEICOLARE (Q_3)	22
7.5	AZIONE SISMICA (E_d)	22
7.6	COMBINAZIONE DEI CARICHI AGLI STATI LIMITE	24
8	SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEI MONTANTI	27
8.1	SOLLECITAZIONI MASSIME ALLA TESTA DEI PALI	28
9	CRITERI DI CALCOLO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE	28
9.1	APPROCCI DI PROGETTO E FATTORI DI SICUREZZA	28
9.2	CRITERI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE	29
9.2.1	Fondazioni profonde	29
9.2.2	Palo sottoposto a carichi orizzontali	30

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

10	VERIFICA PALI DI FONDAZIONE	34
10.1	VERIFICHE STRUTTURALI	34
10.1.1	Verifiche allo stato limite ultimo	34
10.2	VERIFICHE IN ESERCIZIO	38
10.2.1	Verifica tensioni.....	38
10.2.2	Verifica fessurazione	41
10.3	VERIFICHE GEOTECNICHE	43
10.3.1	Verifica capacità portante	43
10.3.2	Verifica ai carichi orizzontali.....	46
11	VERIFICA CORDOLO	49
11.1	VERIFICHE STRUTTURALI	49
11.1.1	Verifica pressoflessione sezione a quota 0.65m.....	49
11.1.2	Verifica pressoflessione sezione a quota 0.00m.....	51
11.1.3	Verifica taglio.....	52
11.2	VERIFICHE IN ESERCIZIO	54
11.2.1	Verifica tensioni.....	54
11.2.2	Verifica fessurazione	57
12	VERIFICA GIUNTO DI BASE BARRIERA	59

1 PREMESSA

La presente relazione riporta i calcoli e le verifiche delle barriere per la mitigazione dell'impatto acustico prodotto dal traffico stradale collocate nel tratto di strada dal km 3+888 al km 4+093 nell'ambito del progetto del I° Stralcio Baiano-Firenzuola della Strada delle Tre Valli Umbre nel tratto Eggi-Acquasparta.

La struttura è progettata coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente.

1.1 Descrizione dell'opera

In particolare si tratteranno le verifiche strutturali delle barriere antirumore e del sistema di fondazione per i seguenti campi di applicazione:

- B.A. TIPO 1: da Km 3+888 a Km 4+093, Lunghezza totale $145+47= 192$ m : Altezza: 3,0 m.
- B.A. TIPO 1: da Km 3+888 a Km 4+093, Lunghezza totale 160 m : Altezza: 3,0 m.
- B.A. TIPO 2: da Km 3+888 a Km 4+093, Lunghezza totale 13 m : Altezza: 3,45 m. (elemento non oggetto di progettazione)

La struttura delle barriere antirumore in esame è costituita da montanti in carpenteria metallica tipo HE, di altezza 3,50m, posti ad un interasse costante di 3,00m. In particolare si ha:

Barriere H= 3,50 m HEA 180

I profili dei tratti BA01_R01 e BA03_R18 sono ancorati su cordolo in CLS, di spessore 0,50m e altezza totale da 1,30m, fondato su pali Ø600, posti ad interasse 3,00m, in corrispondenza di ogni montante. I pali sono lunghi 5,50m.

I profili dei tratti BA02_R04 sono ancorati ad un muro in CLS, di spessore 0,50m, realizzato in opera in CLS armato. Per i dettagli sulle opere di fondazioni si rimanda agli specifici elaborati. Si riporta con l'immagine successiva la posizione e la tipologia delle barriere utilizzate lungo il tracciato.

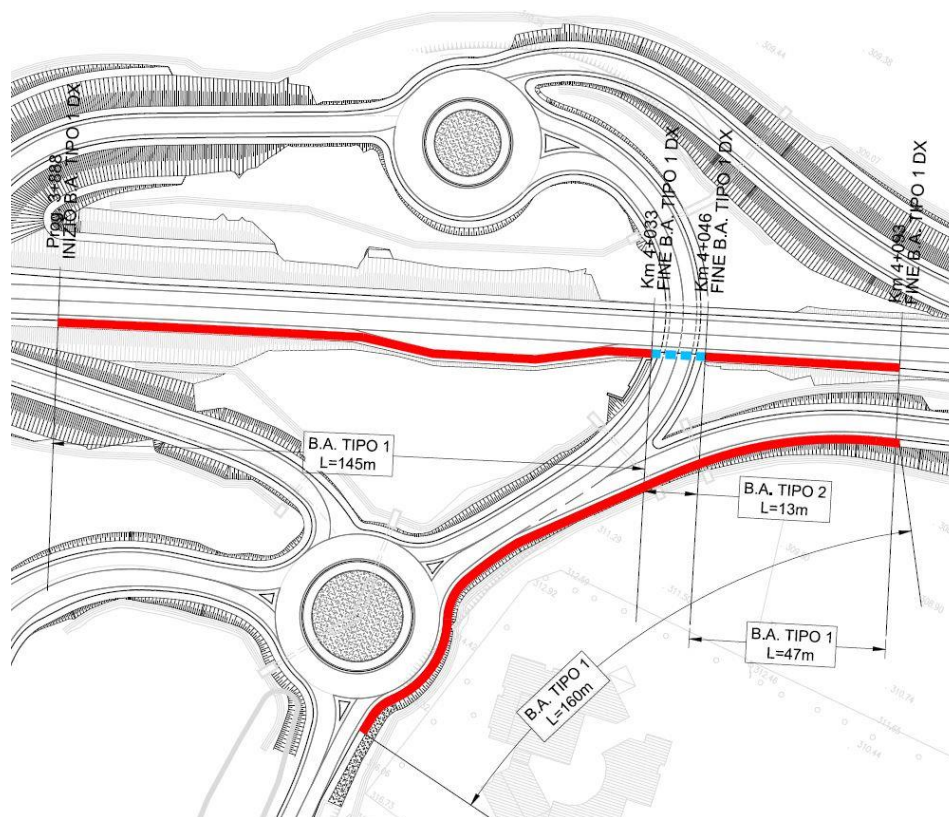


Figura 1.1 Posizione e tipologia barriere antirumore

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- L. 1086 05.11.1971 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- Decreto Ministeriale del 17/01/2018 - “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- UNI EN 1990: Criteri generali di progettazione strutturale
- UNI EN 1991-1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

- UNI EN 1991-1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio - Fatica
- UNI EN 1997-1: Progettazione geotecnica – Regole generali
- UNI EN 1998-1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali –
Azioni sismiche e regole per gli edifici
- Norme UNI 11160:2005: “Linee guida per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo di sistemi antirumore per infrastrutture di trasporto via terra”
- UNI EN 1794-1:2018: “Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico – Prestazioni non acustiche – Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità”

3 Caratteristiche dei materiali

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono di seguito riportate:

- Calcestruzzo di classe C12/15 ($R_{ck} 15 \text{ N/mm}^2$) per sottofondazione e livellazione.
- Calcestruzzo di classe C25/30 ($R_{ck} 30 \text{ N/mm}^2$) per fondazione: pali e micropali.
- Calcestruzzo di classe C32/40 ($R_{ck} 40 \text{ N/mm}^2$) per fondazioni e piedritti.
- Acciaio B450C per armature metalliche.
- Acciaio S275JR per carpenterie metalliche.

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

3.1 Calcestruzzo

CALCESTRUZZO FONDAZIONI PROFONDE

Classe conglomerato		C 25/30	
Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	30	[N/mm ²]
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza		S4	
Rapporto a/c		0.55	
Dosaggio cemento		320	[kg/mc]
Diametro massimo aggregati		30	[mm]
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24.90	[N/mm ²]
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32.29	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	16.60	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	14.11	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	2.56	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1.79	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.07	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.19	[N/mm ²]
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	31271	[N/mm ²]

Per tale tipologia strutturale si utilizza un **copriferro di 7.5 cm.**

CALCESTRUZZO CORDOLI ED ELEVAZIONI

Classe conglomerato		C 32/40	
Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	40	[N/mm ²]
Classe di esposizione		XC4	
Classe di consistenza		S4	
Rapporto a/c		0.55	
Dosaggio cemento		320	[kg/mc]
Diametro massimo aggregati		30	[mm]

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.20	[N/mm ²]
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22.13	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{ck}$	18.81	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	3.10	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2.17	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.72	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.45	[N/mm ²]
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	[N/mm ²]

Per tale tipologia strutturale si utilizza un **copriferro di 4.5 cm.**

3.2 Acciaio da cemento armato

TIPO DI ACCIAIO		B450C	
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450	[N/mm ²]
Modulo elastico	E_s	210000	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/1.15$	391.3	[N/mm ²]

3.3 Acciaio per carpenterie metalliche

Acciaio :	S 275
Coefficienti parziali sicurezza	
Resistenza sezioni Classe 1-2-3-4:	$\gamma_{M0} = 1.05$
Resistenza instabilità membrature:	$\gamma_{M1} = 1.05$
Resistenza frattura sezioni tese (forate):	$\gamma_{M2} = 1.25$
Tensione di rottura caratteristica ($t \leq 40$ mm)	$f_{tk} = 430$ N/mm ²
Tensione di snervamento caratteristica ($t \leq 40$ mm)	$f_{yk} = 275$ N/mm ²

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Tensione di rottura caratteristica ($t > 40$ mm)	$f_{tk} = 410$ N/mm ²
Tensione di snervamento caratteristica ($t > 40$ mm)	$f_{yk} = 255$ N/mm ²
bulloni classe 6.8, 8.8 (UNI EN ISO 4016)	
dadi classe 8 (UNI EN ISO 4016)	
saldature per spessori ≤ 30 mm	elettrodi E44 di classe 2,3,4;
saldature per spessori > 30 mm	elettrodi E44 di classe 4B
saldature per strutture a temperature di eserc. $< a 0^{\circ}$ C	elettrodi di classe 4B
Zincatura a caldo rispondente alle indicazioni delle norme EN ISO 1461.	

3.4 Scelta della classe di esposizione

3.4.1 Strutture di fondazione diretta ed in elevazione

Per quanto riguarda la classe di esposizione, si precisa che le strutture di fondazione diretta ed in elevazione risultano parzialmente interrate ed esposte ad alternanza di asciutto e umido, aventi superfici in contatto con acqua non compresa nella classe XC2. Pertanto si impiega sia per le strutture di fondazione diretta che in elevazione **la Classe di Esposizione XC4 – Calcestruzzo armato ordinario in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto e umido.**

3.4.2 Fondazioni profonde

Per gli elementi strutturali quali i pali di fondazione essendo situati in terreni con acque non aggressive si è scelto **la Classe di Esposizione XC2 – Calcestruzzo armato ordinario immerso prevalentemente in terreno o acqua non aggressiva, fondazioni.**

3.4.3 Copriferri

Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti) o monodimensionale (travi, pilastri).

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

Tabella C4.1.IV Copriferrì minimi in mm

C _{mm}	C _o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C _{mm} ≥ C _o	C _{mm} < C _o	C _{mm} ≥ C _o	C _{mm} < C _o	C _{mm} ≥ C _o	C _{mm} < C _o	C _{mm} ≥ C _o	C _{mm} < C _o
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Per le strutture in esame sono previsti i seguenti valori di copriferro per ciascuna tipologia di calcestruzzo impiegato:

Fondazione diretta ed in elevazione
copriferro minimo = **45 mm**

Fondazione profonda
copriferro minimo = **60 mm**

4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Nei paragrafi seguenti sono riportati i parametri geotecnici di riferimento utilizzati nel dimensionamento delle opere in oggetto.

1.1 Terreni di fondazione

La campagna di indagini effettuata ha permesso il riconoscimento dei litotipi, la successione stratigrafica e la caratterizzazione meccanica dei terreni lungo tutto lo sviluppo del tracciato di progetto. I risultati di dette indagini sono descritti nella relazione geotecnica e sul profilo geotecnico, ai quali si rimanda per ulteriori approfondimenti.

In accordo con i profili geotecnici, si ha:

- Unità geotecnica Depositi alluvionali recenti e attuali: depositi alluvionali costituiti da ghiaie sabbiose prevalenti.
- Terreno di riporto

Nei paragrafi seguenti sono riportati i parametri geotecnici di riferimento utilizzati nel dimensionamento delle opere in oggetto.

4.1 Terreno di fondazione :depositi alluvionali

PROPRIETA'	SIGLA	VALORE	U.M.
Peso specifico	γ	18	[kN/m ³]
Angolo di attrito	ϕ	38	[°]
Coesione	c	0	[kPa]

4.2 Terreno di fondazione: terreno di riporto

PROPRIETA'	SIGLA	VALORE	U.M.
Peso specifico	γ	18	[kN/m ³]
Angolo di attrito	ϕ	35	[°]
Coesione	c	0	[kPa]

La profondità della falda rispetto il piano campagna non interagisce con i terreni attraversati dai pali.

5 METODO DI CALCOLO

5.1 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 NTC2018).

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 NTC2018), agli stati limite descritti brevemente a seguire.

5.2 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 (Ed) sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (Rd).

5.3 Stati limite di esercizio

La verifica agli stati limite di esercizio per le opere e i sistemi geotecnici implica l'analisi del di interazione terreno-struttura, al termine della costruzione e nel tempo, secondo quanto disposto al paragrafo §2.2.2. Inoltre per le opere in calcestruzzo armato le verifiche di stato limite di esercizio sono state eseguite secondo le prescrizioni contenute al 4.1.2.2 delle NTC18.

6 PARAMETRI SISMICI

L'azione sismica è stata definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. L'analisi sismica è stata svolta considerando una vita nominale:

Vita nominale dell'opera: $V_N=50$ anni

- Classe d'uso dell'opera: IV ($C_U=2.0$)
- Periodo di riferimento dell'opera: $V_R= V_N \cdot C_U = 100$ anni

I parametri adottati per il sito in esame (Long: 12.671559; Lat: 42.731411) risultano:

- Categoria topografica: T1
- Categoria di sottosuolo C

L'accelerazione di picco a_{max} risulta:

$$a_{max} = S a_g = S_s S_T a_g = 0.3227$$

con:

- Coefficiente di amplificazione topografica S_T : 1.00
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s : 1.34
- accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, nella condizione di SLV a_g : 0.2397

7 DESCRIZIONE SULLE AZIONI DEI MONTANTI

Nel capitolo a seguire si definiscono le azioni (§3 delle NTC2018) e le diverse combinazioni di carico necessarie per le verifiche delle strutture (§2.5.3 delle NTC2018).

I montanti delle recinzioni sono sottoposti principalmente alle azioni derivanti dal peso proprio delle strutture portanti e portate, dalle pressioni o depressioni dovute al transito

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

dei rotabili e dal vento.

Le azioni del vento e della pressione aerodinamica sono uniformi e distribuite su tutta la superficie della recinzione.

In sintesi, sulle recinzioni agiscono le seguenti azioni:

- Peso proprio dei montanti (G1);
- Peso proprio dei pannelli(G2);
- Azione del vento dalla strada o verso strada (Q1);
- Azione dinamica da rimozione neve (Q2);
- Pressione dinamica veicolare (Q3);
- Azione sismica (Ed).

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

7.1 Peso proprio

7.1.1 Carichi permanenti (G_1)

Peso proprio del cls.....	<u>25.00 kN/m³</u>
Carpenteria metallica	<u>78.50 kN/m³</u>
Montanti HEA 180	<u>355.00 N/m</u>

7.1.2 Peso barriera tipo (G_2)

Peso pannello fonoassorbente	<u>0.50 kN/m²</u>
Peso proprio dei pannelli trasparenti	<u>0.50 kN/m²</u>

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

7.2 Carico variabile da vento (Q1)

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)



Classe di rugosità del terreno:

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

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

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

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

319	[m]
97	[km]
50	[anni]
II	

Distanza dalla costa

T_R (Tempo di ritorno):

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	500m	750m			
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

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

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

ZONA 6					
	costa	500m			
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	1,5 km	0,5 km	costa
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

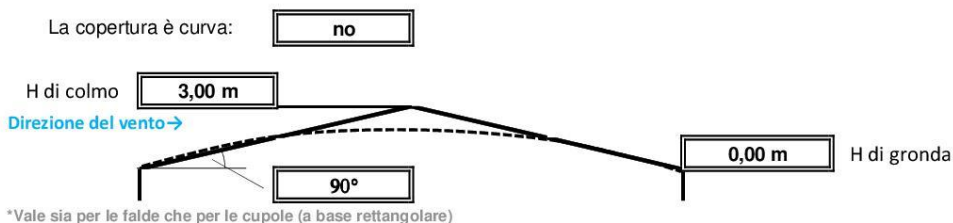
* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9	
	costa
A	--
B	--
C	--
D	I

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravvento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.



CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	v _{b,0} [m/s]	a ₀ [m]	k _s	C _a
3	27	500	0,37	1,000

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

ca = 1 per as ≤ a0
ca = 1 + ks (as/a0 - 1) per a0 < as ≤ 1500 m

v_b (velocità base di riferimento) 27,00 m/s

$$v_r = v_b * c_r$$

Cr coefficiente di ritorno 1,00
v_r (velocità di riferimento) 27,02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 * \rho * v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento q_r 456,29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Il coefficiente topografico vale: C_t **1,00**

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

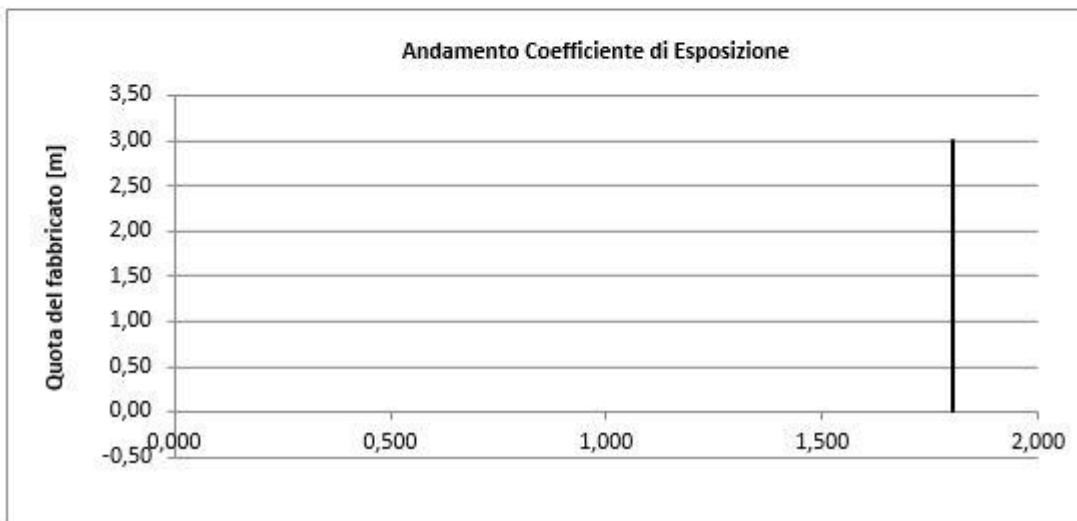
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200m$ valgono le seguenti espressioni

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

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

k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0,19	0,05	4,00

Coefficiente di esposizione minimo	$C_{e,min}$	1,80	$z < 4,00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$C_{e,gronda}$	1,80	$z = 0,00$
Coefficiente di esposizione al colmo	$C_{e,colmo}$	1,80	$z = 3,00$

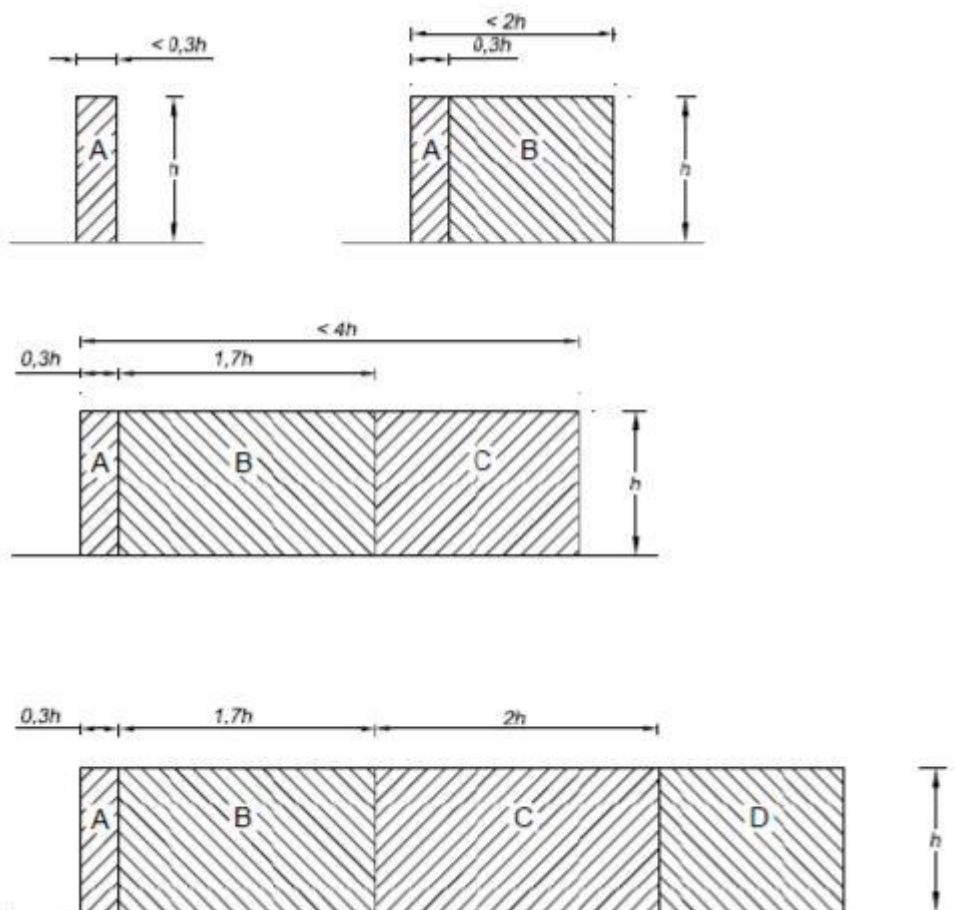


RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

7.2.1 Coefficienti di forma

I coefficienti di forma c_p , in accordo a quanto riportato nei riferimenti tecnici delle NTC, vengono determinati in base alle indicazioni riportate nel capitolo G.5 (dal titolo “Coefficienti aerodinamici globali”) delle CNR-DT 207/2008 (“Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti per del vento sulle costruzioni”) e nell’Eurocodice EN 1991-1-4. Le due norme, per muri e parapetti piani (in via cautelativa assimilabili alla presente barriera), indicano coefficienti di forma c_p differenti in base alla zona considerata della barriera in funzione della distanza dal bordo libero della barriera.

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



RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

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

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

A fronte dell'estensione della barriera, e a favore di sicurezza, si impone per tutti gli interventi una lunghezza totale della recinzione "indefinita" ($l/h > 10$) in modo da massimizzare i coefficienti di pressione sulle zone di bordo.

Al fine di suddividere l'intera lunghezza della barriera in due sole zone omogenee, si effettua per le zone A-B-C una media pesata dei rispettivi coefficienti di forma, in modo da individuare un unico valore da applicare al primo tratto di barriera di lunghezza $l = 4h$.

Si è scelto quindi cautelativamente di applicare il coefficiente di pressione pari a $C_p \text{ bordo} = 2$ a tutta la zona di bordo di larghezza pari a $l = 4h$, mentre nella restante zona di corrente un coefficiente pari a $C_p \text{ corrente} = 1.2$.



RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Nel caso in esame, si considerano i seguenti parametri:

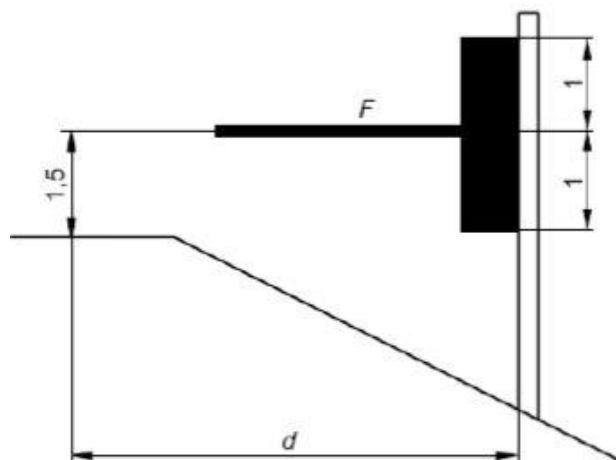
Famiglia	h_{FOA}	Z_{base}	Montante	Posizione	Interasse	C_e montante	C_p montante	$p_{montante}$	$f_{w_{montante}}$	V_{base} montante	M_{base} montante
	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[-]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN]	[kNm]
3,0_Bordo - Ril_0,65 - int_3,0	3	0,65	HE 180 A	Bordo	3	1,8	2	1,643	4,93	14,78	22,18
3,0_Corrente - Ril_0,65 - int_3,0	3	0,65	HE 180 A	corrente	3	1,8	1,2	0,986	2,96	8,87	13,31

7.3 Carico variabile dinamico da rimozione neve (Q2)

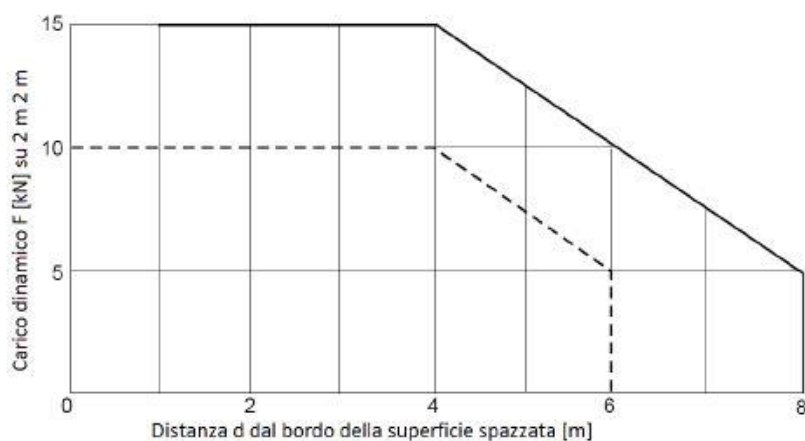
Si determina il valore del carico in oggetto in base alle disposizioni presenti nella UNI EN 1794-1. In aree dove spazzare la neve è una comune operazione di manutenzione invernale, una barriera per il rumore potrebbe essere danneggiata da neve e ghiaccio sollevati dallo spazzaneve. Il carico causato dalla neve sollevata viene definito come "carico dinamico causato dalla rimozione della neve". Il volume e l'altezza del carico dipendono dalla velocità e dal tipo di spazzaneve, e dalla distanza della barriera dal margine della strada.

Il carico dinamico causato dalla pulizia dalla neve è un carico orizzontale transitorio perpendicolare alla barriera, assunto in modo da essere distribuito uniformemente su un'area di 2.00 m x 2.00 m e la forza risultante deve essere localizzata circa 1.50 m al disopra del livello stradale.

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE



Il valore della forza risultante è ottenuto dalla figura seguente, in funzione della distanza dal bordo e dal tipo di spazzaneve considerato.



Data la dimensione dell'area di carico (2.00 m x 2.00 m) e il particolare schema statico delle barriere fonoassorbenti (pannelli "infilati" nei montanti di acciaio con interasse $i = 3.00$, in via cautelativa si applica una magnitudo del carico dinamico causato dalla rimozione della neve F pari a 15 kN ad un solo montante per volta.

L'altezza costante dal terreno per l'applicazione del carico genera delle sollecitazioni di uguale intensità per ogni tipo di barriera.

7.4 Carico variabile da pressione dinamica veicolare (Q3)

A causa del passaggio dei veicoli in adiacenza alle barriere fonoassorbenti, si genera su di esse una pressione dinamica ortogonale al loro piano. La norma EN 1794-1:2011 al paragrafo A.2.3.1 prevede i seguenti valori per le pressioni dinamiche dovute al traffico veicolare, di seguito elencate:

Per traffico di veicoli all'aria aperta, alla distanza di 1 m dal dispositivo per la riduzione del rumore e a velocità massima di 100 km/h	650 Pa
Per traffico di veicoli all'aria aperta, alla distanza di 3 m dal dispositivo per la riduzione del rumore e a velocità maggiori di 120 km/h	800 Pa
Per traffico in entrambe le direzioni all'interno di una galleria, alla distanza di 1 m dal dispositivo per la riduzione del rumore e a velocità massima di 120 km/h	1500 Pa

Tale carico accidentale è incidente per un'altezza massima di 4.50 m, corrispondente alla sagoma limite di un mezzo pesante.

La pressione dinamica dei veicoli non si considera agente contemporaneamente al vento, per cui tra le due combinazioni aventi come carico variabile preponderante la pressione dinamica e l'azione del vento in direzione opposta alla carreggiata si considera la combinazione più gravosa

7.5 Azione sismica (Ed)

Data la struttura della barriera, si è applicata l'azione sismica calcolata con un'analisi di tipo lineare statica equivalente.

Si considera che tutta la massa sia concentrata in sommità della barriera (si schematizzano i montanti 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:

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

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

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:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Dove:

- $K = 3EJ/H^3$, rigidezza del sistema [N/m];
- E , è il modulo elastico del montante di acciaio;
- J , è il momento d'inerzia del montante;
- M , è la massa della struttura [kg];

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:

$$V_{\text{sisma}} = F_h$$

$$M_{\text{sisma}} = F_h \cdot H$$

Considerando le masse degli elementi strutturali e delle pannellature presenti, l'azione sismica genera sollecitazioni inferiori a quelle di vento o della pressione aerodinamica, con le quali non va comunque combinata. Si trascurano pertanto gli effetti sulle strutture dovuti alle azioni sismiche in quanto non dimensionanti.

Sisma con $T = 2\pi/\omega = 2\pi(m/k)^{1/2}$						
m	k	J_y	T_1	$S_d(T_1)$	F_h	M_{sisma}
[kg]	[N/m]	[mm ⁴]	[s]	[g]	[kN]	[kNm]
556,5	585666,7	25100000	0,612473	0,647471	0,367296	1,101888

7.6 Combinazione dei carichi agli stati limite

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono, in accordo con le NTC18, le seguenti combinazioni delle azioni:

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

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

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

Con:

- G_1 , peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 , peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P , pretensione e precompressione (assente in questo progetto);
- Q , azioni variabili sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo
- E , azioni sismiche derivanti dai terremoti.

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Per le verifiche di resistenza allo SLU e deformabilità sono state utilizzate le sollecitazioni derivanti dalle peggiori combinazioni tra peso proprio, carichi permanenti, pressione del vento + sovrappressioni aerodinamiche, comprensive degli effetti dinamici.

La combinazione SLE caratteristica (Rara) è considerata unica rappresentativa delle condizioni di esercizio.

La combinazione sismica viene trascurata nei calcoli delle strutture in elevazione, così come per le fondazioni, in quanto non dimensionante. Secondo le NTC 2018, il vento non viene combinato con l'azione sismica di conseguenza le sollecitazioni derivanti dalla combinazione sismica, non risentendo dei coefficienti dello SLU, sono inferiori a quelle dovute al carico da vento amplificato nelle verifiche SLU. Per determinare la combinazione maggiormente gravosa è necessario applicare la rotazione degli indici dei carichi Q_i .

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

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

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

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

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

8 SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEI MONTANTI

Famiglia	h_{FOA}	z_{base}	Montante	Posizione	Interasse
	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]
3,0_Bordo - Ril_0,65 - int_3,0	3	0,65	HE 180 A	Bordo	3
3,0_Corrente - Ril_0,65 - int_3,0	3	0,65	HE 180 A	corrente	3

Peso proprio		Peso pannelli		Pressione veicolare			Rimozione neve	
N_{G1}	M_{G1}	N_{G2}	M_{G2}	f_{aereod}	V_{aereod}	M_{aereod}	$V_{rim\ neve}$	$M_{rim\ neve}$
[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN/m]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
1,07	0	4,5	0	2,4	7,2	10,8	15	22,5
1,07	0	4,5	0	2,4	7,2	10,8	15	22,5

Vento			Sisma				
V_{vento}	M_{vento}	N_{vento}	T_1	$S_d(T_1)$	P	F_h	M_{sisma}
[kN]	[kNm]	[kN]	[s]	[g]	[kN]	[kN]	[kNm]
14,78	22,18	0	0,612	0,647	5,46	0,367	1,102
8,87	13,31	0	0,612	0,647	5,46	0,367	1,102

COMBINAZIONI

SLU-STR			SLU-GEO			SLE-RARA		
N	V	M	N	V	M	N	V	M
[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
8,19	35,81	53,71	8,13	35,81	53,71	5,57	23,87	35,81
8,19	30,48	45,72	8,13	30,48	45,72	5,57	20,32	30,48

SLE-FREQUENTE			SLE-QUASI PERMANENTE			SISMICA		
N	V	M	N	V	M	N	V	M
[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
5,57	2,96	4,44	5,57	0,00	0,00	5,57	0,367	1,102
5,57	1,77	2,66	5,57	0,00	0,00	5,57	0,367	1,102

8.1 Sollecitazioni massime alla testa dei pali

SLU-STR			SLE-RARA			SLE-QUASI PERMANENTE		
N	V	M	N	V	M	N	V	M
[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
103,25	35,81	100,26	68,94	23,87	66,84	68,94	0,00	0,00

9 CRITERI DI CALCOLO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

9.1 Approcci di progetto e fattori di sicurezza

Le verifiche di carattere geotecnico vengono effettuate seguendo l'Approccio 2 previsto dalla normativa. Secondo tali indicazioni e con riferimento alle colonne delle tabelle successivamente riportate, vengono utilizzati i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

Approccio 2: "A1+M1+R3"

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

9.2 Criteri di calcolo della capacità portante del complesso terreno-fondazione

La verifica allo stato limite ultimo, corrispondente al collasso per carico limite della fondazione, consiste nel controllare che le azioni di progetto, che l'opera trasmette al terreno di fondazione, siano inferiori alla resistenza di progetto del sistema terreno-fondazione. I criteri di calcolo del carico limite sono riepilogati di seguito.

9.2.1 Fondazioni profonde

La portanza laterale ultima è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo, delle tensioni tangenziali palo-terreno:

$$Q_L = \int_S \tau_a \cdot dS$$

nelle condizioni drenate la portanza laterale è fornita dall'espressione:

$$Q_L = \pi \cdot D \cdot L \cdot (k \cdot \mu \cdot \sigma'_{vmedia} + \alpha_{c'} \cdot c')$$

con:

k , rapporto fra pressione verticale litostatica e pressione orizzontale

$\varphi = \tan \varphi'$, coefficiente d'attrito fra palo e terreno

$\alpha_{c'}$, coefficiente riduttivo della coesione drenata dipendente dal valore della stessa.

Nelle condizioni non drenate la portanza laterale è fornita dall'espressione:

$$Q_L = \pi \cdot D \cdot L \cdot \alpha_{cu} \cdot c_u$$

α_{cu} coefficiente riduttivo della coesione non drenata dipendente dal valore della stessa.

Capacità portante alla punta

La capacità portante fornita dalla punta del palo è calcolabile nelle condizioni drenate mediante la relazione:

$$Q_P = (N_q \cdot \sigma'_{vbase} + c' \cdot N_c) \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

dove:

$\sigma'_{v base}$ = tensione litostatica alla quota della punta del palo;

D = diametro del palo;

N_q = coefficiente di capacità portante ridotto, determinato per un valore di sforzo alla punta corrispondente all'insorgere nel terreno delle prime deformazioni plastiche.

N_c = coefficiente di capacità portante ($N_c = (N_q - 1) \times \text{ctg } \phi'$)

In condizioni non drenate la capacità portante alla punta si determina come:

$$Q_P = (c_u \cdot N_c) \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

dove:

D = diametro del palo;

N_c = coefficiente di capacità portante (correntemente $N_c = 9$)

9.2.2 Palo sottoposto a carichi orizzontali

Per la determinazione del carico limite del complesso palo terreno in condizioni di sollecitazione orizzontale agente sul palo, si è fatto riferimento alla teoria di Broms.

Le ipotesi di base di questa teoria prevedono che: il terreno sia omogeneo; il comportamento dell'interfaccia palo/terreno, nonché del palo, sia di tipo rigido–perfettamente plastico; la forma del palo sia ininfluyente; e l'interazione palo-terreno dipenda dal diametro del palo.

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Pertanto, in condizioni drenate, risulta che la resistenza opposta del terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con la relazione:

$$p = 3K_p \gamma z d$$

dove

K_p è il coefficiente di spinta passiva;

z è la profondità dal piano campagna;

d è il peso dell'unità di volume di terreno.

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati nella figura seguente, relativamente al caso di palo "corto", "intermedio" e "lungo".

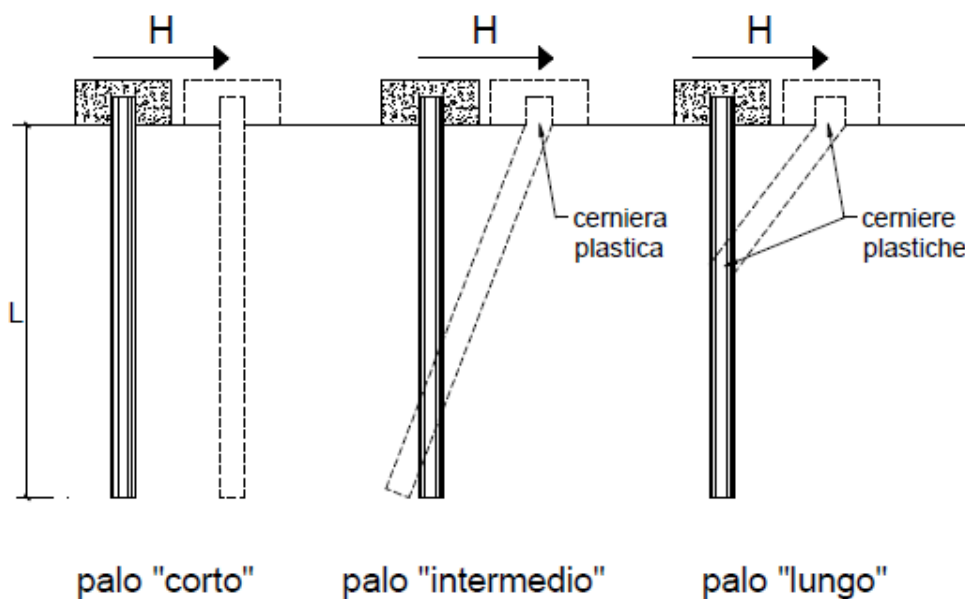


Figura 2 - possibili meccanismi di rottura di un palo sottoposto a forza trasversale (immagine tratta da Mancina et al. 2004)

Facendo ricorso ad equazioni di equilibrio, che considerano la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a M_y , il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura, risulta definito attraverso le espressioni seguenti:

$$H = D 1,5 K_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 \quad \text{Palo corto}$$

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

$$H = \frac{1}{2} K_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L} \quad \text{Palo intermedio}$$

$$H = K_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3,676 \frac{M_y}{K_p \gamma d^4}\right)^2} \quad \text{Palo lungo}$$

Secondo il calcolo agli stati limite, l'azione di progetto agente Ftrd deve essere inferiore alla capacità portante di progetto Rtrd secondo la relazione: $Ftrd \leq Rtrd$. Il coefficiente FS ottenuto secondo la teoria suddetta, può essere interpretato come rapporto tra le grandezze Rtrd e Ftrd. Anche in questo caso si è scelto l'Approccio 2.

Per lo studio del palo in condizioni di esercizio, sempre in caso di sollecitazione orizzontale agente sul palo, il terreno può essere schematizzato come un mezzo alla Winkler. Pertanto lo spostamento y alla profondità z sarà pari a:

$$p = k_h y$$

dove: p è espressa dal rapporto tra P , ovvero la reazione del terreno per unità di lunghezza, ed il diametro del palo; k_h è il coefficiente di reazione orizzontale del terreno. Questo può essere determinato con metodo proposto da Reese e Matlock (1956) dove k_h è linearmente crescente con la profondità secondo l'espressione:

$$k_h = n_h \frac{z}{d}$$

dove n_h si determina con riferimento alle prove di carico su piastra, è può essere espressa secondo la seguente equazione:

$$n_h = \frac{A\gamma}{1.35}$$

in cui i valori di orientativi di n_h e A sono riportati nella tabella seguente:

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei Valori di A	100 ÷ 300	300 ÷ 1000	1000 ÷ 3000

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Valore consigliato di A	200	600	1500
n_h [N/cm^3] Sabbie non immerse	2,5	7,5	20
n_h [N/cm^3] Sabbie immerse	1,5	5,0	12

Tabella 1: Valori orientativi di n_h ed A per terreni incoerenti

Utilizzando il modello di Matlock e Reese l'equazione differenziale della linea elastica è del IV ordine a coefficienti variabili, che non ha soluzioni in forma chiusa. Pertanto si fa ricorso a soluzioni numeriche, e si introduce la lunghezza caratteristica:

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{E_p J}{n_h}}$$

dove E_p è il modulo di elasticità longitudinale del materiale di cui è costituito il palo e J il momento di inerzia del palo. Anche in questo caso in funzione del rapporto tra la lunghezza del palo e la lunghezza caratteristica avremo soluzioni diverse. Per un palo vincolato in testa ad una fondazione che ne consenta lo spostamento orizzontale ma ne impedisca la rotazione all'attacco con la fondazione stessa si sviluppa un momento flettente M che può essere determinato con l'espressione

$$M = C_M T \lambda$$

dove T rappresenta lo sforzo di taglio agente sul palo e C_M un coefficiente funzione del rapporto L/λ secondo i valori seguenti:

L/λ	C_M
2	-1,06
3	-0,97
4	-0,93
≥ 5	-0,93

10 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE

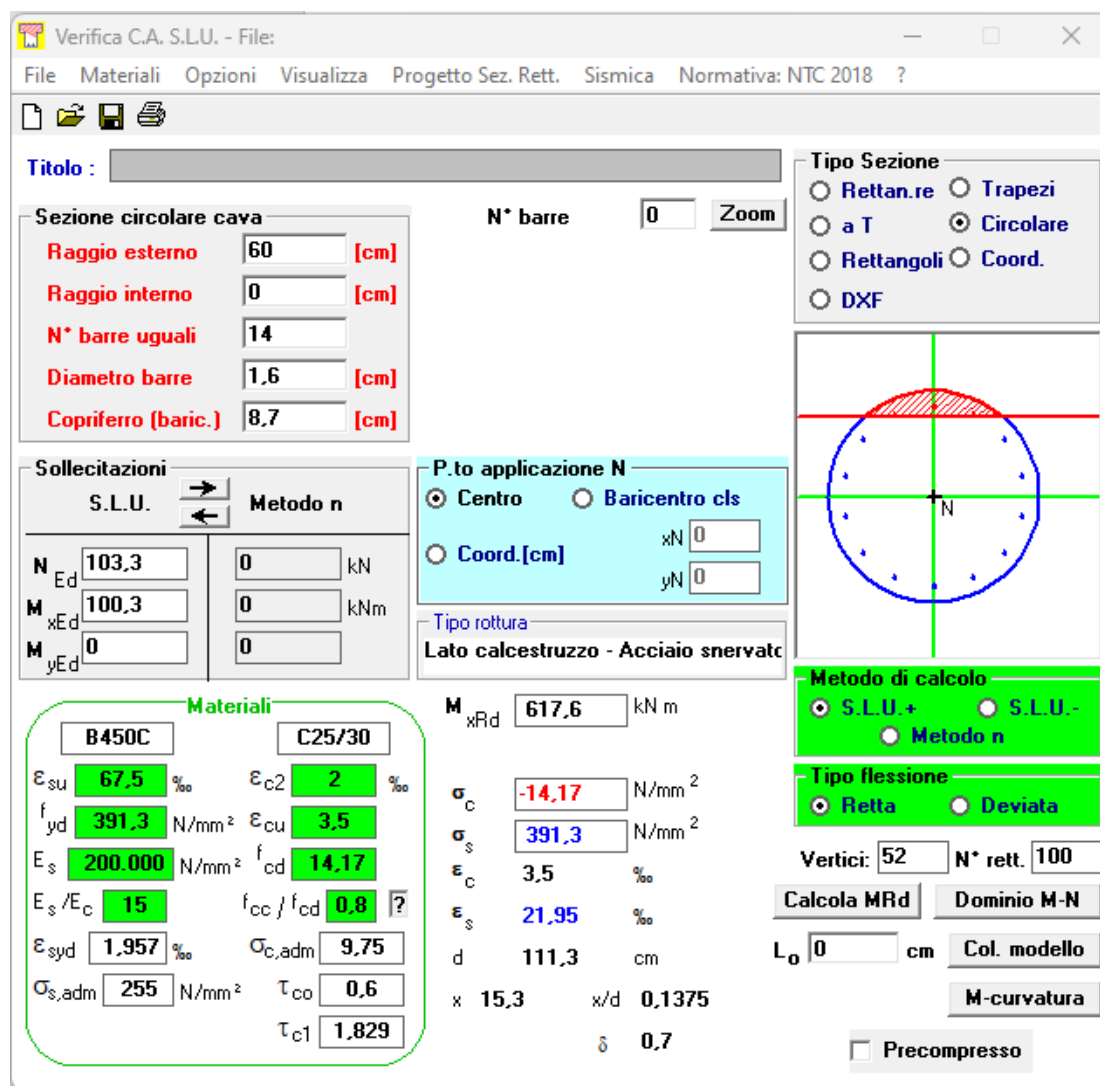
10.1 Verifiche strutturali

Si riportano i valori delle sollecitazioni più gravose in testa ai pali di fondazione:

SLU-STR			SLE-RARA			SLE-QUASI PERMANENTE		
N	V	M	N	V	M	N	V	M
[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
103,25	35,81	100,26	68,94	23,87	66,84	68,94	0,00	0,00

10.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo

Il momento resistente e il relativo diagramma di interazione sono riportati di seguito:



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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 14
Diametro barre: 1,6 [cm]
Copriferro (baric.): 8,7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 103,3 kN
M_{xEd}: 100,3 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

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} : 14,17
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9,75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6
 τ_{c1} : 1,829

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

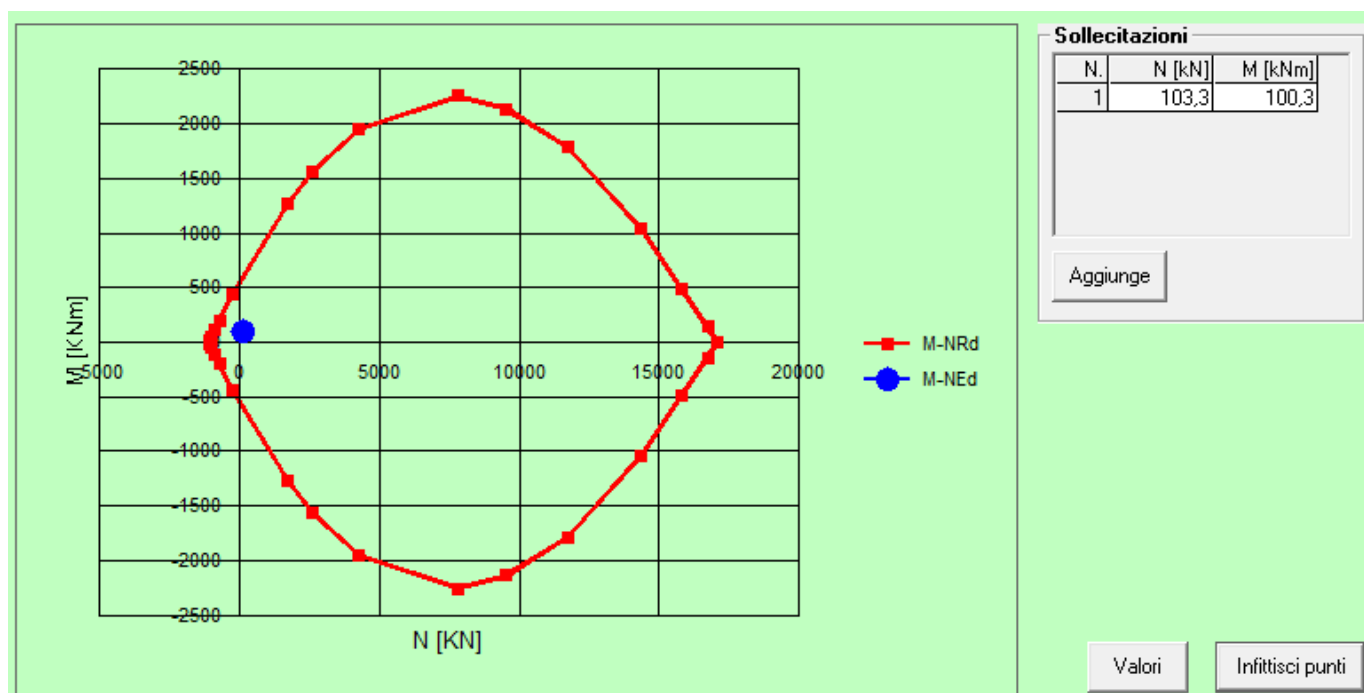
M-curvatura

Precompresso

Calcoli:

M_{xRd}: 617,6 kN m
 σ_c : -14,17 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 21,95 ‰
d: 111,3 cm
x: 15,3 w/d: 0,1375
 δ : 0,7

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE



La verifica a pressoflessione risulta quindi soddisfatta.

Per il soddisfacimento della verifica a taglio, i pali sono armati mediante spirale $\phi 12$ con passo 150 mm per tutta la sua lunghezza.

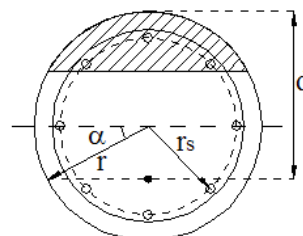
RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Dati materiali

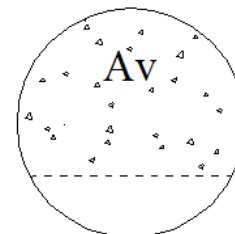
Acciaio B450C		$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1,15$ $f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 2,05E+05 \text{ N/mm}^2$
Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$		$f_{cm} = 32,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,6 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctk} = 1,8 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_c = 1,5 \text{ N/mm}^2$ $\alpha_{cc} = 0,9$ $f_{cd} = 14,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctd} = 1,2 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 31447,2 \text{ N/mm}^2$

Dati sezione (metodo Clarke-Birjandi)

D= 600 mm	Diametro
c= 75 mm	Copriferro teso
$r_s = 225 \text{ mm}$	Raggio in asse alle armature
$\alpha = 28,52^\circ$	Angolo pos. baricentro arm. tese (per arm. unif. distr)
$A_v = 223928 \text{ mm}^2$	Area porzione efficace della sezione
$b_w = 505 \text{ mm}$	Base sezione rettangolare equivalente
$d = 443 \text{ mm}$	Altezza sezione rettangolare equivalente



	$\phi 1$	$\phi 2$	$\phi 3$	$\phi 4$	
$N_\phi =$	9	0	0	0	Numero barre tese
$\phi =$	16	20	16	16	Diametro barre tese



Armature resistenti al taglio

$\phi_{sw1} = 12 \text{ mm}$	Diametro di una barra di armatura a taglio
$n_b = 2$	Numero braccia
$A_{sw} = 226 \text{ mm}^2$	Area totale armatura a taglio
$s = 150 \text{ mm}$	Passo armatura a taglio
$\alpha = 90^\circ$	Angolo formato dalle armature per il taglio con l'asse della trave
$f_{cd} = 7,1 \text{ N/mm}^2$	Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
$\alpha_c = 1,00$	Coefficiente maggiorativo della resistenza per mambature compresse
$\theta = 24,01^\circ$	Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

Dati sollecitazioni

$M_{Ed} = 0,00 \text{ kNm}$	Momento flettente
$N_{Ed} = 0,00 \text{ kN}$	Sforzo normale
$V_{Ed} = 35,81 \text{ kN}$	Taglio

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Verifica

$A_s =$	1810 mm ²	Armatura tesa
$d =$	443 mm	Altezza utile
$A =$	223928 mm ²	Area totale
$A' =$	223928 mm ²	Area utile
$\rho =$	0,0081	Rapporto armatura tesa
$\rho_l =$	0,0081	Rapporto armatura longitudinale
$k =$	1,67	
$V_{min} =$	0,38 N/mm ²	
$\sigma_{cp} =$	0,00 N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione
$\sigma'_{cp} =$	0,00 N/mm ²	Tensione media di compressione nella sezione limitata ($\leq 0.2 f_{cd}$)

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

$V_{Rd} =$	122,2 kN	Resistenza di calcolo a taglio
------------	-----------------	--------------------------------

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

$V_{Rsd} =$	528,5 kN	Resistenza di calcolo a taglio trazione
$V_{Rcd} =$	528,5 kN	Resistenza di calcolo a taglio compressione
$V_{Rd} =$	528,5 kN	Resistenza di calcolo a taglio

La verifica a taglio risulta essere soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

10.2 Verifiche in esercizio

Si calcolano le tensioni derivanti dalle combinazioni caratteristiche (rare) e quasi permanenti.

10.2.1 Verifica tensioni

SLE rara

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno [cm]

Raggio interno [cm]

N* barre uguali

Diametro barre [cm]

Copriferro (baric.) [cm]

N* barre

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

DXF

Sollecitazioni

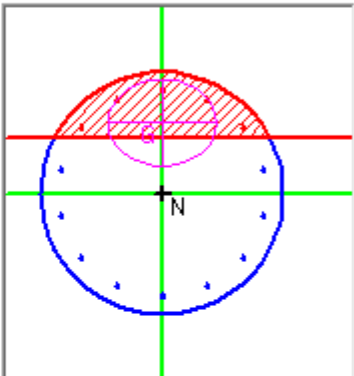
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="103,3"/>	<input type="text" value="68,94"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="100,3"/>	<input type="text" value="66,84"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN



Materiali

<input type="text" value="B450C"/>	<input type="text" value="C25/30"/>
ϵ_{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391,3"/> N/mm ²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3,5"/>
E_s <input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	f_{cd} <input type="text" value="14,17"/>
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0,8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1,957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="9,75"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co} <input type="text" value="0,6"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="1,829"/>

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Vertici:

N* iterazioni:

Precompresso

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

SLE QUASI PERMANENTE

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno [cm]

Raggio interno [cm]

N* barre uguali

Diametro barre [cm]

Copriferro (baric.) [cm]

N* barre **Zoom**

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

DXF

Sollecitazioni

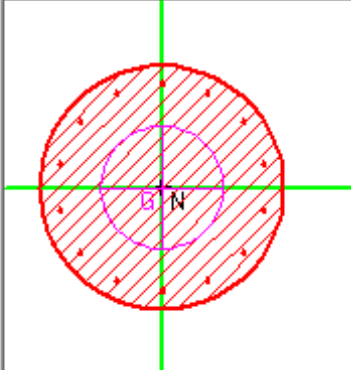
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} <input type="text" value="103,3"/>	<input type="text" value="68,94"/> kN
M_{xEd} <input type="text" value="100,3"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M_{yEd} <input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN
yN



Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391,3"/> N/mm ²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3,5"/>
E_s <input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	f_{cd} <input type="text" value="14,17"/>
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0,8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1,957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="9,75"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co} <input type="text" value="0,6"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="1,829"/>

σ_c N/mm²

ϵ_s ‰

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Vertici:

Verifica

N* iterazioni:

Precompresso

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Dati materiali

Acciaio B450C		$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1,15$ $f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 2,05E+05 \text{ N/mm}^2$
Calcestruzzo $R_{ck} =$	30 N/mm^2	$f_{cm} = 32,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,6 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctk} = 1,8 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_c = 1,5 \text{ N/mm}^2$ $\alpha_{cc} = 0,85$ $f_{cd} = 14,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctd} = 1,2 \text{ N/mm}^2$ $E_{mc} = 31447 \text{ N/mm}^2$

TENSIONE NEL CALCESTRUZZO

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

Combinazione caratteristica rara

	N_{min}	N_{max}	
$\sigma_c =$	1,044	1,044	N/mm^2
$0.6 f_{ck} =$	14,94	14,94	N/mm^2
	soddisfatta	soddisfatta	

Combinazione quasi permanente

	N_{min}	N_{max}	
$\sigma_c =$	0,06	0,06	N/mm^2
$0.45 f_{ck} =$	11,21	11,21	N/mm^2
	soddisfatta	soddisfatta	

TENSIONE NELL'ACCIAIO

$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$.

	N_{min}	N_{max}	
$\sigma_s =$	37,82	37,82	N/mm^2
$0.8 f_{yk} =$	360	360	N/mm^2
	soddisfatta	soddisfatta	

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

10.2.2 Verifica fessurazione

Dati materiali

Acciaio B450C		$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
		$\gamma_s = 1,15$
		$f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$
		$E_s = 2,05E+05 \text{ N/mm}^2$
Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$		$f_{cm} = 32,9 \text{ N/mm}^2$
		$f_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$
		$f_{ctm} = 2,6 \text{ N/mm}^2$
		$f_{ctk} = 1,8 \text{ N/mm}^2$
		$\gamma_c = 1,5 \text{ N/mm}^2$
		$\alpha_{cc} = 0,85$
		$f_{td} = 14,1 \text{ N/mm}^2$
		$f_{ctd} = 1,2 \text{ N/mm}^2$
		$E_{mc} = 31447 \text{ N/mm}^2$

Dati sezione

Combinazione frequente

$N_{sd} = 68,94 \text{ kN}$ Sforzo normale
 $M_{sd} = 8,28 \text{ kNm}$ Momento sollecitante
 $\sigma_s = 0 \text{ N/mm}^2$ Tensione agente sull'armatura tesa

Combinazione quasi permanente

$N_{sd} = 68,94 \text{ kN}$ Sforzo normale
 $M_{sd} = 0 \text{ kNm}$ Momento sollecitante
 $\sigma_s = 0 \text{ N/mm}^2$ Tensione agente sull'armatura tesa

	$\phi 1$	$\phi 2$	$\phi 3$	$\phi 4$	
$N_{\phi} =$	9	0	0	0	Numero barre tese
$\phi =$	16	16	16	16	Diametro barre tese

	$\phi 1$	$\phi 2$	$\phi 3$	$\phi 4$	
$N_{\phi} =$	5	0	0	0	Numero barre compresse
$\phi =$	16	16	20	20	Diametro barre compresse

$\Phi_{eq} = 16 \text{ mm}$ Diametro equivalente delle barre
 $A_s = 1810 \text{ mm}^2$ Armatura tesa
 $A'_s = 1005 \text{ mm}^2$ Armatura compressa

Lunga durata

Durata del carico

$k_t = 0,4$ Coefficiente di durata del carico
 $h_{c,eff} = 125 \text{ mm}$ Altezza efficace
 $A_{c,eff} = 125000 \text{ mm}^2$ Area efficace
 $\rho_{eff} = 0,0145$ Rapporto d'armatura efficace
 $\alpha_e = 6,52$ Rapporto moduli elastici

$\epsilon_{sm} = -3,77E-04$ Rapporto moduli elastici $\epsilon_{sm} = -3,77E-04$ Rapporto moduli elastici

Aderenza migliorata

Flessione semplice

$k_1 = 0,8$
 $k_2 = 0,5$
 $k_3 = 3,4$
 $k_4 = 0,425$
 $\Delta_{smax} = 358 \text{ mm}$

Combinazione frequente
 $w_d = 0,000 \text{ mm}$

Combinazione quasi permanente
 $w_d = 0,000 \text{ mm}$

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Ordinarie

Condizioni ambientali

$w_1 = 0,2$
 $w_2 = 0,3$
 $w_3 = 0,4$

Combinazione frequente

$w_{dmax} = 0,4$

Combinazione quasi permanente

$w_{dmax} = 0,3$

Verifica

Combinazione frequente

Verifica soddisfatta

Combinazione quasi permanente

Verifica soddisfatta

Combinazione e di carico	Asse neutro [mm]	Momento sollecitante [kNm]	Tensione acciaio [N/mm ²]	Apertura di calcolo fessure w_d [mm]	Limite normativa w [mm]
Frequente	129,7	8,28	0	0,000	0,4
Quasi perman	129,7	0	0	0,000	0,3

Le verifiche risultano soddisfatte dato che nelle combinazioni di calcolo il palo è soggetto solamente a sforzi di compressione.

10.3 Verifiche geotecniche

Si considerano i pali come fossero isolati. Si riportano le verifiche del palo nelle condizioni più sfavorevoli di carico e terreno attraversato avente le peggiori caratteristiche meccaniche. La falda è situata ad una profondità tale da non interferire con la fondazione in esame.

10.3.1 Verifica capacità portante

Coefficienti parziali di sicurezza da applicare alla resistenza del palo

Palo trivellato	▼	Tecnologia di esecuzione
1	▼	Numero di verticali indagate con prove in sito

Coefficienti parziali da applicare alla resistenza caratteristica

$\gamma_{G1, sfav}$ =	1,3	Carichi permanenti sfavorevoli
$\gamma_{G1, fav}$ =	1	Carichi permanenti favorevoli

Coefficiente di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica

ξ_3 =	1,7	Per pali in trazione e pali in compressione
ξ_4 =	1,7	Per pali in trazione e pali in compressione

Coefficienti parziali di sicurezza da applicare alla resistenza caratteristica dei pali (R3)

γ_0 =	1,35	Per resistenza alla punta
γ_s =	1,15	Per resistenza laterale a compressione
γ_{st} =	1,25	Per resistenza laterale a trazione

Parametri geometrici e di calcolo del palo

Coefficienti per il calcolo della portanza laterale secondo A.G.I.

D =	0,6	m	Diametro palo
L =	5,5	m	Lunghezza palo
P_0 =	38,88	kN	Peso proprio del palo
$P_{0, d, sfav}$ =	50,54	kN	Peso proprio di calcolo del palo (contributo sfavorevole)
$P_{0, d, fav}$ =	38,88	kN	Peso proprio di calcolo del palo (contributo favorevole)
$\sigma_{v, testa}$ =	0	kN/m ²	Tensione verticale litostatica alla quota di testa del palo

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

SONDAGGIO N°1																	Cond. drenate		Cond. non drenate		PORTANZA ALLA BASE					
PORTANZA LATERALE																										
Strato	L _i [m]	Z _{sup} [m]	Z _{inf} [m]	γ [kN/m ³]	h _w [m]	φ _v ' [°]	c _v ' [kN/m ²]	c _{uk} [kN/m ²]	k [-]	μ=tanφ _v [-]	k x μ [-]	α _{cr} [-]	α _{cu} [-]	Condizioni D=Drenate U=Non Drenate	σ _{v,base} [kN/m ²]	σ _{h,base} [kN/m ²]	σ _{v,med} [kN/m ²]	R _{s,DR} [kN]	R _{s,UN} [kN]	φ _v ' [°]	c _v ' [kN/m ²]	c _{uk} [kN/m ²]	Condizioni D=Drenate U=Non Drenate			
1	5,5	0	5,5	18	0	35	0	0	0,4	0,700	0,280	0,90	0,90	D	99,0	99,0	49,5	143,7	143,7	35	0	0	D			
2	-5,5	5,5	0	0	0	0	0	0	0,4	0,000	0,000	0,90	0,90	D,U	99,0	99,0	99,0	0,0	0,0							
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0,4	0,000	0,000	0,90	0,90	D,U	99,0	99,0	99,0	0,0	0,0							
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0,4	0,000	0,000	0,90	0,90	D,U	99,0	99,0	99,0	0,0	0,0							
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0,4	0,000	0,000	0,90	0,90	D,U	99,0	99,0	99,0	0,0	0,0							
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0,4	0,000	0,000	0,90	0,90	D,U	99,0	99,0	99,0	0,0	0,0							
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0,4	0,000	0,000	0,90	0,90	D,U	99,0	99,0	99,0	0,0	0,0							
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0,4	0,000	0,000	0,90	0,90	D,U	99,0	99,0	99,0	0,0	0,0							
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0,4	0,000	0,000	0,90	0,90	D,U	99,0	99,0	99,0	0,0	0,0							
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0,4	0,000	0,000	0,90	0,90	D,U	99,0	99,0	99,0	0,0	0,0							
																	143,7	143,7	1679,5	1679,5						
																	R _{s,DR} [kN]	R _{s,UN} [kN]	R _{b,DR} [kN]	R _{b,UN} [kN]						

Tabella riepilogativa

Sond.	CONDIZIONI DRENATE				CONDIZIONI NON DRENATE			
	R _s [kN]	R _b [kN]	R _{t,cal} [kN]	R _{c,cal} [kN]	R _s [kN]	R _b [kN]	R _{t,cal} [kN]	R _{c,cal} [kN]
1	143,7	1679,5	182,6	1784,4	143,7	1679,5	182,6	1784,4

		COND. DRENATE	COND. NON DRENATE	
RESISTENZE DI CALCOLO	$(R_{t,cal})_{media} =$	182,6 kN	182,6 kN	Resistenza a trazione di calcolo media
	$(R_{t,cal})_{min} =$	182,6 kN	182,6 kN	Resistenza a trazione di calcolo minima
	$(R_{c,cal})_{media} =$	1784,4 kN	1784,4 kN	Resistenza a compressione di calcolo media
	$(R_{c,cal})_{min} =$	1784,4 kN	1784,4 kN	Resistenza a compressione di calcolo minima
RESISTENZE CARATTERISTICHE	$(R_{t,cal})_{media}/\xi_3 =$	107,4 kN	107,4 kN	Resistenza a trazione di calcolo media divisa per il coefficiente di correlazione
	$(R_{t,cal})_{min}/\xi_4 =$	107,4 kN	107,4 kN	Resistenza a trazione di calcolo minima divisa per il coefficiente di correlazione
	$(R_{c,cal})_{media}/\xi_3 =$	1049,6 kN	1049,6 kN	Resistenza a compressione di calcolo media divisa per il coefficiente di correlazione
	$(R_{c,cal})_{min}/\xi_4 =$	1049,6 kN	1049,6 kN	Resistenza a compressione di calcolo minima divisa per il coefficiente di correlazione
	$P_p/\xi_3 =$	22,9 kN	22,9 kN	Peso proprio diviso per il coefficiente di correlazione ξ_3
	$P_p/\xi_4 =$	22,9 kN	22,9 kN	Peso proprio diviso per il coefficiente di correlazione ξ_4
	$R_{t,k} =$	107,4 kN	107,4 kN	Resistenza a trazione caratteristica
	$R_{c,k} =$	1049,6 kN	1049,6 kN	Resistenza a compressione caratteristica
	$R_{s,t,k} =$	84,5 kN	84,5 kN	Resistenza laterale a trazione caratteristica
	$P_{p,t,k} =$	22,9 kN	22,9 kN	Peso proprio per resistenza a trazione caratteristica
	$R_{s,c,k} =$	84,5 kN	84,5 kN	Resistenza laterale a compressione caratteristica
	$R_{p,c,k} =$	987,9 kN	987,9 kN	Resistenza alla base a compressione caratteristica
	$P_{p,c,k} =$	22,9 kN	22,9 kN	Peso proprio per resistenza a compressione caratteristica
RESISTENZE DI PROGETTO	$R_{s,t,d} =$	67,6 kN	67,6 kN	Resistenza laterale a trazione di progetto
	$R_{s,c,d} =$	73,5 kN	73,5 kN	Resistenza laterale a compressione di progetto
	$R_{p,c,d} =$	731,8 kN	731,8 kN	Resistenza alla base a compressione di progetto
	$P_{p,t,d} =$	38,9 kN	38,9 kN	Peso proprio per resistenza a trazione di progetto
	$P_{p,c,d} =$	50,5 kN	50,5 kN	Peso proprio per resistenza a compressione di progetto
	$R_{t,d} =$	106,5 kN	106,5 kN	Resistenza a trazione di calcolo
$R_{c,d} =$	754,8 kN	754,8 kN	Resistenza a compressione di calcolo	

Riassumendo si ha:

VERIFICA A TRAZIONE: SODDISFATTA poiché i pali sono sempre compressi

VERIFICA A COMPRESSIONE: SODDISFATTA → $N_{ed} = 103.25 \text{ kN} < R_{c,d} = 754.8 \text{ kN}$

10.3.2 Verifica ai carichi orizzontali

La verifica dei pali ai carichi orizzontali alla rottura per carico limite del complesso palo-terreno è riportata di seguito. Considerando, a favore di sicurezza, il minimo carico normale agente sui pali è stato determinato il meccanismo di rottura secondo la teoria di Broms, alla luce della stratigrafia di calcolo, con il vincolo in testa di palo impedito di ruotare. Le verifiche sono svolte con i fogli di calcolo editi da M. Mancina, R. Nori, P. Iasiello - Progetti e Calcoli di Geotecnica con Excel vol.2 - ed. DEI.

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 600 (mm)
Raggio = 300 (mm)
Sforzo Normale = 68,94 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1,5

α_{cc} = 0,85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14,17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (Mpa)

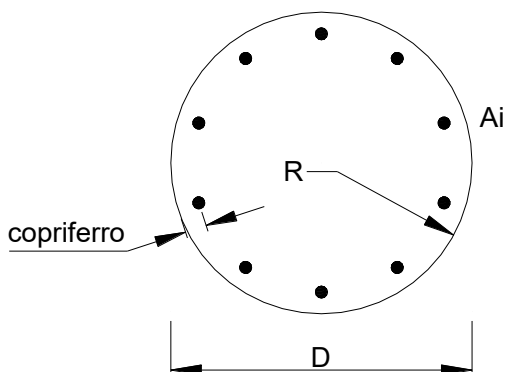
γ_s = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3$ (Mpa)

E_s = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0,186%

ϵ_{uk} = 10,000%



RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
14	φ 16	2815	75
0	φ 30	0	75
0	φ 8	0	75

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 243,1 (kN m)

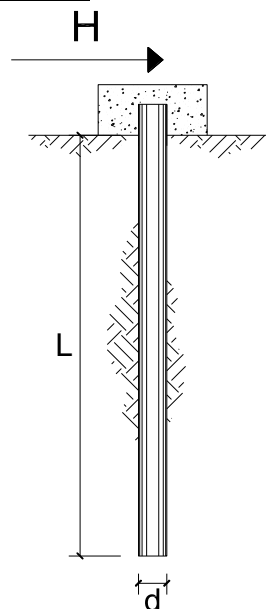
Inserisci

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

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,00	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,30
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88			<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,30

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

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

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

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

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

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	5,50	(m)		
Diametro del palo	d =	0,60	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	241,10	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	35,00	(°)	$\varphi'_{min} =$	25,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	35,00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	25,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p\ med} =$	3,69	(-)	$k_{p\ min} =$	2,46 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	18,00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	35,81	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 1808,37$ (kN) $H1_{min} = 1207,44$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 646,63$ (kN) $H2_{min} = 446,32$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 315,17$ (kN) $H3_{min} = 275,46$ (kN)

$H_{med} = 315,17$ (kN) palo lungo $H_{min} = 275,46$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 162,04$ (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 124,64$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 35,81$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 3,48$

11 VERIFICA CORDOLO

11.1 Verifiche strutturali

Il calcolo del cordolo viene eseguito considerandolo come fosse una parete. Per la verifica a pressoflessione vengono considerate due sezioni. Quella a quota 0.65 m rispetto la base del cordolo, e quella a quota 0.00 m. Le armature vengono inserite rispettando i minimi di armatura secondo quanto prescritto dalle NTC2018.

La parete risulta essere armata:

- Staffe $\phi 12/15$
- 5+5 $\phi 16$ correnti
- 3 ϕ 16 armatura superiore
- 6 ϕ 16 armatura inferiore

Per ulteriori dettagli si faccia riferimento agli elaborati di progetto.

11.1.1 Verifica pressoflessione sezione a quota 0.65m

Si riportano le sollecitazioni più gravose agenti sulla sezione convenzionale di lunghezza unitaria:

SLU-STR		
N	V	M
[kN]	[kN]	[kNm]
20,38	35,81	76,98

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Titolo : sezione quota 0,65m

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,79	4,5
2	6,79	45,5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

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

Tipologia
 Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		c32/40	
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}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

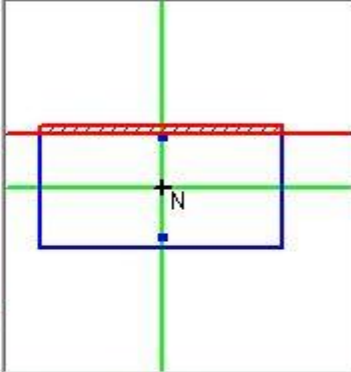
Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 cm **Col. modello**

M-curvatura

Precompresso

Calcoli:
 M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ



RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

11.1.2 Verifica pressoflessione sezione a quota 0.00m

Si riportano le sollecitazioni più gravose agenti sulla sezione convenzionale di lunghezza unitaria:

SLU-STR		
N	V	M
[kN]	[kN]	[kNm]
39,88	35,81	100,26

La parete risulta essere armata con $\phi 12/15$.

Titolo : cordolo sezione 0,00m

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,79	4,5
2	6,79	75,5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali
B450C **c32/40**
 E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 E_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} 202,8 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 ϵ_c 2,909 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 75,5 cm
 x 3,12 x/d 0,04132
 δ 0,7

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

11.1.3 Verifica taglio

Per la verifica a taglio a vantaggio di sicurezza si considera una sezione del cordolo avente dimensioni 0.5 x 1.30 m.

Dati materiali

Acciaio FeB44k	$f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1,15$ $f_{vd} = 373,9 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 2,05E+05 \text{ N/mm}^2$
Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	$f_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_c = 1,6$ $f_{cd} = 13,23 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 31220 \text{ N/mm}^2$

Dati sezione

B=	500 mm	Base
H=	1300 mm	Altezza totale
d=	45 mm	Copriferro teso
d'=	45 mm	Copriferro compresso

	$\phi 1$	$\phi 2$	$\phi 3$	$\phi 4$	
$N_b =$	3	0	0	0	Numero barre tese Diametro barre tese
$\phi_t =$	16	20	16	16	

	$\phi 1$	$\phi 2$	$\phi 3$	$\phi 4$	
$N_{\psi} =$	3	0	0	0	Numero barre compresse Diametro barre compresse
$\phi_c =$	16	20	20	20	

$A_s =$	603 mm ²	Armatura tesa
$A'_s =$	603 mm ²	Armatura compressa
h=	1255 mm	Altezza utile
A=	627500 mm ²	Area utile
$\rho =$	0,0010	Rapporto armatura tesa
$\rho' =$	0,0010	Rapporto armatura compressa

Dati sollecitazioni

$M_{max} =$	0,00 kNm
$V_{max} =$	8,19 kN

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Verifica

$r =$	1	
$\rho_l =$	0,0010	
$\delta =$	1	(=1 in assenza di sforzo normale)
$f_{ctd} =$	1,14 N/mm²	Resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo
$\alpha =$	90	Angolo formato dalle armature per il taglio con l'asse della trave
$\phi_{sw1} =$	12 mm	Diametro di una barra di armatura a taglio
$n_b =$	2	Numero braccia
$A_{sw} =$	226 mm²	Area totale armatura a taglio
$s =$	15 mm	Passo armatura a taglio

Taglio ultimo per elementi sprovvisti di armatura a taglio

$V_{Rdu} =$ **187,51 kN** **Non è necessaria armatura a taglio**

Taglio ultimo per elementi provvisti di armatura a taglio

Verifica del conglomerato

$V_{Rdu} =$ **2490,19 kN**

Verifica dell'armatura trasversale

$V_{cd} =$ **429,39 kN**

$V_{wd} =$ **6368,66 kN**

Verifica soddisfatta

$V_{Rdu} =$ **6798,05 kN**

Verifica soddisfatta

Area di acciaio longitudinale tesa minima agli appoggi

$A_{l,min} =$ **22 mm²**

Verifica soddisfatta

Staffatura minima

Passo massimo staffe appoggi=

190 mm

Da normativa

Passo massimo staffe campata=

325 mm

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Dati materiali

Acciaio B450C			$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1,15$ $f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 2,05E+05 \text{ N/mm}^2$
Calcestruzzo $R_{ck} =$	40	N/mm^2	$f_{cm} = 41,2 \text{ N/mm}^2$ $f_{ck} = 33,2 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 3,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctk} = 2,2 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_c = 1,5 \text{ N/mm}^2$ $\alpha_{cc} = 0,85$ $f_{cd} = 18,8 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctd} = 1,4 \text{ N/mm}^2$ $E_{mc} = 33643 \text{ N/mm}^2$

TENSIONE NEL CALCESTRUZZO

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

Combinazione caratteristica rara

	N_{min}	N_{max}	
$\sigma_c =$	1,55	1,55	N/mm^2
$0.6 f_{ck} =$	19,92	19,92	N/mm^2
	soddisfatta	soddisfatta	

Combinazione quasi permanente

	N_{min}	N_{max}	
$\sigma_c =$	0,02	0,02	N/mm^2
$0.45 f_{ck} =$	14,94	14,94	N/mm^2
	soddisfatta	soddisfatta	

TENSIONE NELL'ACCIAIO

$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$.

	N_{min}	N_{max}	
$\sigma_s =$	127,4	127,4	N/mm^2
$0.8 f_{yk} =$	360	360	N/mm^2
	soddisfatta	soddisfatta	

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

11.2.2 Verifica fessurazione

Dati sezione

Combinazione frequente

$N_{sd} = 13,69$ kN Sforzo normale
 $M_{sd} = 8,28$ kNm Momento sollecitante
 $\sigma_s = 7,82$ N/mm² Tensione agente sull'armatura tesa

Combinazione quasi permanente

$N_{sd} = 13,69$ kN Sforzo normale
 $M_{sd} = 0$ kNm Momento sollecitante
 $\sigma_s = 0$ N/mm² Tensione agente sull'armatura tesa

	$\phi 1$	$\phi 2$	$\phi 3$	$\phi 4$	
$N_{\phi} =$	6	0	0	0	Numero barre tese
$\phi =$	12	16	16	16	Diametro barre tese

	$\phi 1$	$\phi 2$	$\phi 3$	$\phi 4$	
$N_{\phi} =$	6	0	0	0	Numero barre compresse
$\phi =$	12	16	20	20	Diametro barre compresse

$\Phi_{eq} = 12$ mm Diametro equivalente delle barre
 $A_s = 679$ mm² Armatura tesa
 $A'_s = 679$ mm² Armatura compressa

Lunga durata

Durata del carico

$k_t = 0,4$ Coefficiente di durata del carico
 $h_{c,eff} = 125$ mm Altezza efficace
 $A_{c,eff} = 125000$ mm² Area efficace
 $\rho_{eff} = 0,0054$ Rapporto d'armatura efficace
 $\alpha_e = 6,09$ Rapporto moduli elastici

$\epsilon_{sm} = -1,11E-03$ Rapporto moduli elastici $\epsilon_{sm} = -1,15E-03$ Rapporto moduli elastici

Aderenza migliorata

Flessione semplice

$k_1 = 0,8$
 $k_2 = 0,5$
 $k_3 = 3,4$
 $k_4 = 0,425$
 $\Delta_{smax} = 546$ mm

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Combinazione frequente

$$w_d = 0,000 \text{ mm}$$

Combinazione quasi permanente

$$w_d = 0,000 \text{ mm}$$

Aggressive ▼

Condizioni ambientali

$$w_1 = 0,2$$

$$w_2 = 0,3$$

$$w_3 = 0,4$$

Combinazione frequente

$$w_{dmax} = 0,3$$

Combinazione quasi permanente

$$w_{dmax} = 0,2$$

Verifica

Combinazione frequente

Verifica soddisfatta

Combinazione quasi permanente

Verifica soddisfatta

Combinazione e di carico	Asse neutro [mm]	Momento sollecitante [kNm]	Tensione acciaio [N/mm ²]	Apertura di calcolo fessure w_d [mm]	Limite normativa w [mm]
Frequente	129,7	8,28	7,82	0,000	0,3
Quasi perman	129,7	0	0	0,000	0,2

12 VERIFICA GIUNTO DI BASE BARRIERA

Il giunto di base di attacco della barriera al cordolo è costituito da una piastra in acciaio, su cui viene saldato il profilo, 400x400mm di spessore pari a 10mm, con costole di irrigidimento di altezza pari a 500mm e spessore di 10 mm.

L'ancoraggio al calcestruzzo avviene mediante n. 8 tirafondi filettati $\Phi 26$ di lunghezza pari a 50 cm annegati nel getto con una piastra di ancoraggio di estremità. L'ancoraggio si basa, oltre che sull'aderenza acciaio-calcestruzzo del gambo, sulla resistenza allo sfilamento fornita dalle rosette (o dalla piastra) di estremità bullonate agli stessi tirafondi.

Per ulteriori dettagli si vedano gli elaborati grafici di progetto.

Con riferimento a quanto già riportato al par.8 della presente relazione, si riepilogano di deguito le sollecitazioni massime alla base dei montanti della barriera, ottenute nelle combinazioni SLU.

SLU-STR		
N	V	M
[kN]	[kN]	[kNm]
8,19	35,81	53,71
8,19	30,48	45,72

Tenendo conto della geometria della piastra e della disposizione dei tirafondi e delle sollecitazioni precedenti, le tensioni sui tirafondi sono calcolate di seguito.

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

Verifica C.A. S.L.U. - File: Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: **Piastra zona bordo**

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	20	20	4	4,59	15	15
2	-20	20	5	4,59	-15	-15
3	-20	-20	6	4,59	-5	-15
4	20	-20	7	4,59	5	-15
			8	4,59	15	-15

Tipologia Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord. DXF

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Verifica: Precompresso

N° iterazioni: 4

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰ σ_c -4,045 N/mm²
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰ σ_s 94,41 N/mm²
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰ ϵ_s 0,472 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ? d 35 cm
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 x 13,69 x/d 0,3913
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 δ 0,9291
 τ_{c1} 2,114

Verifica C.A. S.L.U. - File: Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: **Piastra zona corrente**

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	20	20	4	4,59	15	15
2	-20	20	5	4,59	-15	-15
3	-20	-20	6	4,59	-5	-15
4	20	-20	7	4,59	5	-15
			8	4,59	15	-15

Tipologia Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord. DXF

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Verifica: Precompresso

N° iterazioni: 4

Materiali: B450C C32/40

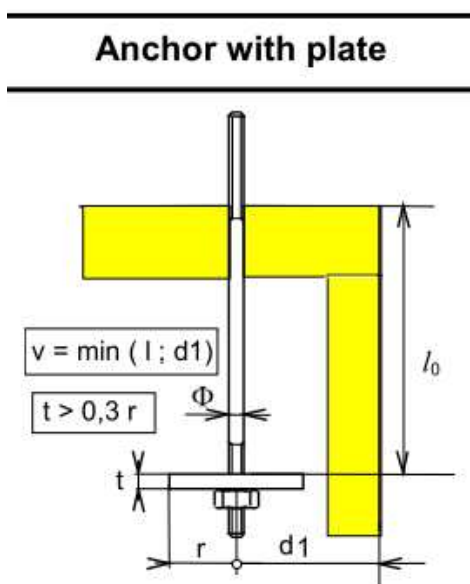
ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰ σ_c -3,075 N/mm²
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰ σ_s 71,07 N/mm²
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰ ϵ_s 0,3554 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ? d 35 cm
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 x 13,78 x/d 0,3936
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 δ 0,932
 τ_{c1} 2,114

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

A partire dalle tensioni sul singolo tirafondo, considerando l'area dello stesso, si calcola la massima azione di trazione sul tirafondo, che risulta:

$$F_{t,ed} = 43.3 \text{ kN}$$

Di seguito sono riportati calcoli delle resistenze dei tirafondi, con riferimento allo schema sotto riportato, in accordo con il par. 4.2.8.1.1 delle NTC2018.



Diametro tirafondo	24.00	mm
Classe acciaio tirafondo	8.8	
$\gamma_{mat,tirafondo}$	1.25	
Superficie tirafondo	Parzialmente filettata + Sup.liscia	
Calcestruzzo	C32/40	
Tipo ancoraggio	Ancoraggio con piastra	
Lunghezza l_0	400.00	mm
Distanza d_1	100.00	mm
Raggio piastra r	56.00	mm
Spessore piastra t	10.00	mm
Diametro dado Φ_{dado}	24.00	mm
Classe acciaio piastra	S 275 - UNI EN 10025-2	
$\gamma_{mat,piastra}$	1.05	
Coefficiente di poisson acciaio piastra ν	0.30	

Verifica del tirafondo allo sfilamento in base alla norma EN 50341

$$F_{a,Rd} = \pi \Phi L_b f_{bd}$$

con

$$L_b = 2.45 \Phi \frac{f_{cd}}{f_{bd}} \left(\frac{r^2}{\Phi^2} - 0.25 \right) \left(1 - \frac{r}{v} \right) + l_0$$

$$F_{a,Rd} = 224.69 \text{ kN, Resistenza per aderenza}$$

$$F_{t,Rd} = 260.58 \text{ kN, Resistenza tirafondo}$$

Per la verifica si impiega la minore tra le resistenze precedentemente calcolate. Pertanto si ha:

$$F_{t,ed} = 43.3 \text{ kN} < F_{a,Rd} = 224.7 \text{ kN}$$

La verifica a trazione risulta soddisfatta.

Verifica piastra secondo Roark's Formulas for Stress and Strain, Young, Tabella 11.2- Schema 2I

$$C_8 = \frac{1}{2} \left[1 + \nu + (1 - \nu) \left(\frac{\Phi_{dado}}{2r} \right)^2 \right]$$

$$C_9 = \frac{\Phi_{dado}}{2r} \left\{ \frac{1 + \nu}{2} \ln \frac{2r}{\Phi_{dado}} + \frac{1 - \nu}{4} \left[1 - \left(\frac{\Phi_{dado}}{2r} \right)^2 \right] \right\}$$

$$L_{17} = \frac{1}{4} \left\{ 1 - \frac{1 - \nu}{4} \left[1 - \left(\frac{\Phi_{dado}}{2r} \right)^4 \right] - \left(\frac{\Phi_{dado}}{2r} \right)^2 \left[1 + (1 + \nu) \ln \frac{2r}{\Phi_{dado}} \right] \right\}$$

$$M_{rb} = -\frac{qr^2}{C_8} \left\{ \frac{C_9}{\Phi_{dado} r} \left[r^2 - \left(\frac{\Phi_{dado}}{2} \right)^2 \right] - L_{17} \right\}$$

$$Q_b = \frac{q}{\Phi_{dado}} \left[r^2 - \left(\frac{\Phi_{dado}}{2} \right)^2 \right]$$

- $b/a = \Phi/2r = 0.214$
- Coefficiente $C_8 = 0.666$
- Coefficiente $C_9 = 0.250$

RELAZIONE DI CALCOLO BARRIERE ACUSTICHE

- Coefficiente $L_{17} = 0.172$
- Momento massimo $M_{rb} = 32\,906.316 \text{ Nmm/mm}$
- Taglio massimo $Q_b = 2\,260.622 \text{ N/mm}$
- Tensione $\sigma_x = 1\,974.38 \text{ MPa}$
- Tensione $T_{Ed} = 226.06 \text{ MPa}$
- Tensione ideale $\sigma_{id} = 2\,012.83 \text{ MPa}$
- Tasso sfruttamento $E_d/R_d = \sigma_{id}/f_{yd} = 7.685$

Nota bene: Spessore piastra t minore di $0.3r$